<u>İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ</u>

MEVCUT BETONARME YAPILARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ VE VİSKOZ AKIŞKANLI SÖNÜMLEYİCİLER İLE GÜÇLENDİRİLMESİ İÇİN ARTIMSAL ANALİZE DAYALI BİR ALGORİTMA

DOKTORA TEZİ

Yavuz DURGUN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

TEMMUZ 2013



<u>İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ</u>

MEVCUT BETONARME YAPILARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ VE VİSKOZ AKIŞKANLI SÖNÜMLEYİCİLER İLE GÜÇLENDİRİLMESİ İÇİN ARTIMSAL ANALİZE DAYALI BİR ALGORİTMA

DOKTORA TEZİ

Yavuz DURGUN (501982026)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Erkan ÖZER

TEMMUZ 2013



ITÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501982026 numaralı Doktora Öğrencisi Yavuz DURGUN, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "Mevcut Betonarme Yapıların Deprem Performanslarının Belirlenmesi ve Viskoz Akışkanlı Sönümleyiciler ile Güçlendirilmesi için Artımsal Analize Dayalı Bir Algoritma" başlıklı tezini asağıda imzaları olan iüri önünde basarı ile sunmustur.

Tez Danışmanı :

Prof. Dr. Erkan ÖZER İstanbul Teknik Üniversitesi

Eskauza

Jüri Üyeleri :

Prof. Dr. Faruk KARADOĞAN İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Ahmet SAYGUN İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. M. Nuray AYDINOĞLU Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Deprem Araştırma Enstitüsü

Prof. Dr. Tuncer ÇELİK İstanbul Üniversitesi (Emekli)

Teslim Tarihi Savunma Tarihi : 08 Ocak 2010 : 15 Temmuz 2013



ÖNSÖZ

İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği Programında gerçekleştirilen bu doktora çalışmasında, mevcut betonarme yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve viskoz akışkanlı sönümleyiciler ile güçlendirilmesi için artımsal analize dayalı bir algoritma geliştirilmiştir.

Doktora tezim süresince bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım çok değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Erkan ÖZER'e sevgi, saygı ve şükranlarımı iletmek istiyorum.

Gerek tez sırasında, gerekse tez dışındaki yardımlarından dolayı Sayın Prof. Dr Sumru PALA' ya, Sayın Prof..Dr. Konuralp GİRGİN' e, Sayın Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN' e ve Doç. Dr. Ercan YÜKSEL' e ve çalışmalarım boyunca İ.T.Ü İnşaat Fakültesinde gerek akademik, gerekse sosyal anlamda yardımları olan tüm arkadaşlarıma teşekkürlerimi sunarım. Aynı zamanda, University at Buffalo da bulundugum 8 ay boyunca bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım Sayın Prof. Dr. Andrew S. WHITTAKER ve Sayın Prof. Dr. Michael. C. CONSTANTINOU ya da teşekkürlerimi iletmek istiyorum.

Öğrenimim boyunca gerek maddi gerekse manevi yönden beni her zaman destekleyen ve okuma bilincini sürekli aşılayan aileme teşekkürlerimi iletmek istiyorum.

Hayatı birlikte paylaşmaya başladığım andan bu zamana kadar geçen süreçte çalışmalarımda her zaman desteğini ve sabrını esirgemeyen hayatımdaki özel insan sevgili eşim Birgül'e sonsuz teşekkürlerimi yolluyorum.

Temmuz 2013

Yavuz DURGUN



İÇİNDEKİLER

<u>Sayfa</u>

ÖNSÖZ	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	. xiii
ÇİZELGE LİSTESİ	xvii
ŞEKİL LİSTESİ	. xix
ÖZET	xvii
SUMMARY	xxxi
1. GIRIŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar	6
1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	29
2. BETONARME ÇUBUK ELEMANLARIN DOGRUSAL OLMAYAN	
DAVRANIŞI	33
2.1 Beton ve Donati Çeliğinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları	33
2.1.1 Beton gerilme-şekildeğiştirme modelleri ve sargılı betonun davranışı.	33
2.1.1.1 Hognestad beton modeli	. 33
2.1.1.2 Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli	. 35
2.1.1.3 Sheikh ve Uzümeri beton modeli	. 37
2.1.1.4 Mander beton modeli	. 40
2.1.1.5 Saatçıoğlu-Razvı beton modeli	. 43
2.1.1.6 Sargılı betonun davranışı	. 46
2.1.2 Donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme ($\sigma_s - \varepsilon_s$) modeli	. 52
2.2 Betonarme Kesitlerin Davranışı	. 55
2.2.1 Temel varsayımlar	. 55
2.2.2 Düzlem ve uzay çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme	
bağıntıları	55
2.2.2.1 Düzlem çubuk elemanlar	55
2.2.2.2 Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitlerde eğilme	
momenti-birim dönme (eğrilik) ($M - \chi$)	
bağıntısının belirlenmesi	58
2.2.2.3 Uzay çubuk sistemler	. 62
2.2.2.4 İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitlerde	
eğilme momenti-birim dönme (eğrilik) ($M - \chi$) bağıntılarını	n
belirlenmesi	63
2 2 3 Karsılıklı etki diyagramları	65
2 2 3 1 Tek eksenli bilesik eğilme etkisindeki kesitler	70
2.2.3.2 İki eksenli bilesik eğilme etkisindeki kesitler	
2.2.4 Betonarme kesitlerde akma durumundaki plastik şekildeğiştirmeler.	73

	2.3 Betonarme Kesitlerin Davranışının İdealleştirilmesi	. 74
	2.3.1 Idealleştirilmiş eğilme momenti-birim dönme(eğrilik) $(M - \chi)$	
	bağıntısı	. 74
	2.3.2 İdealleştirilmiş normal kuvvet-birim boy değişmesi $(N - \varepsilon)$ bağıntısı	76
	2.3.3 Karşılıklı etki diyagramlarının idealleştirilmesi	. 77
	2.3.3.1 Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitler	. 77
	2.3.3.2 İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitler	. 77
	2.4 Plastik Bölge Uzunluğunun Belirlenmesi ve Plastik Kesitlerdeki	
	İdealleştirilmiş Eğilme Momenti-Plastik Dönme $(M - \theta_P)$ Bağıntısı	. 81
3.	YAPISAL KONTROL SİSTEMLERİ	. 85
	3.1 Yapısal Kontrol ve Enerji Kavramı	. 87
	3.2 Taban Izolasyonu (yalıtım) Sistemleri	. 90
	3.2.1 Kauçuk izolatörler	. 91
	3.2.2 Kurşun çekirdekli kauçuk izolatörler	. 93
	3.2.3 Sürtünmeli sarkaç tıpı izolatörler	. 95
	3.3 Pasif Kontrol Sistemleri	. 99
	3.3.1 Metalik sönümleyiciler	100
	3.3.2 Sürtünme esaslı sönümleyiciler	106
	3.3.3 Visko-elastik sönümleyiciler	
	3.3.4 Viskoz akişkanlı sonumleyiciler	121
	3.4 Aktif ve Yari Aktif Yapisal Kontrol Sistemleri	141
4	5.5 Karma (niorid) Yapisai Kontroi Sistemieri	143
4.	V ISKUZ AKIŞKANLI SUNUMLEYICILEK IÇEKEN BETUNARME Vadı sistemi edinin dedem dedemdmansı adının	
	RELINI ENMESI ICIN BIR ARTIMSAL ANAL IZ VÖNTEMI	
		147
	ALGORİTMA	1 47 147
	ALGORİTMA	1 47 147 153
	ALGORİTMA	1 47 147 153
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3 1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1	147 147 153 166
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma kosulu ve akma vektörününi incelenmesi 1	147 147 153 166 166
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulmaşı 1	147 147 153 166 166 167
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genisletilmesi, cözümü ve 1	147 153 166 166 167 167
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1	147 147 153 166 166 167 167
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1	147 147 153 166 166 167 167 181
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1	147 147 153 166 166 167 167 181 167
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1	147 147 153 166 166 167 167 167 167
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 9 bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1	147 147 153 166 166 167 167 181 167 166 196
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 9 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1	147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 196
	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1	147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 196 197 199
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 9 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 BİLGİSAYAR PROGRAMILARI 2	147 147 153 166 166 167 167 181 167 167 166 196 199 205
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 9 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 2	147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 196 197 199 205 205
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 2 5.1.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 1	147 147 153 166 166 167 167 181 167 166 196 197 199 205 205 205
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları. 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi. 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi. 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi. 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 2 5.1.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 2 5.1.2 Programın giriş bilgileri 2	147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 197 199 205 205 205 205
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 2 5.1.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 2 5.1.2 Programın giriş bilgileri 2 5.1.3 Programın çıkış bilgileri 2	147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 196 197 199 205 205 206 207
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 1 5.1.2 Programın giriş bilgileri 1 5.1.3 Programın çıkış bilgileri 1 5.2 PEERC_VD Bilgisayar Programı 1	147 147 153 166 167 167 181 167 199 205 205 205 207 207
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 1 5.1.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 1 5.2 PEERC_VD Bilgisayar Programı 1 5.2.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni <t< td=""><td>147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 197 199 205 205 205 205 206 207 207</td></t<>	147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 197 199 205 205 205 205 206 207 207
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 1 5.1.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 1 5.1.2 Programın giriş bilgileri 1 5.2 PEERC_VD Bilgisayar Programı. 1 5.2.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 1 5.2.2 Giriş bilgileri. 1	147 147 153 166 166 167 167 167 167 166 196 197 199 205 205 206 207 207 207 207 207
5.	ALGORİTMA 1 4.1 Varsayımlar 1 4.2 Yöntemin Esasları 1 4.3 Yöntemin Adımları 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi 1 4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörününi incelenmesi 1 4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması 1 4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve 1 bilinmeyenlerin bulunması 1 4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlern hesabı 1 4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi 1 4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi 1 4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 1 4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 1 4.4 Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi 1 5.1 PERF_CAP Bilgisayar Programı 1 5.1.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 1 5.1.2 Programın giriş bilgileri 1 5.2 PEERC_VD Bilgisayar Programı 1 5.2.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni 1 5.2.2 Giriş bilgile	147 147 153 166 166 167 167 167 167 167 167 167 167

5.3.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni	220
5.3.2 Giriş bilgileri	221
5.3.3 Çıkış bilgileri	221
6. SAYISAL ÖRNEKLER	223
6.1 Genel Bilgiler	223
6.2 Sayısal Ornek-1. Aşama : Altı Katlı Tek Açıklıklı Düzlem Çerçeve	
(Geliştirilen Yöntem)	225
6.3 Sayısal Ornek-2. Aşama : Altı Katlı Tek Açıklıklı Düzlem Çerçeve	
Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analizi	250
6.3.1 Mevcut çerçeve sistemin ABYBHY-2007 tasarım depremi için	
zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi (ZTADOA) ve	
performans değerlendirmesi	260
6.3.2 Mevcut çerçeve sistemin ABYBHY-2007 en büyük deprem için	
zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi (ZTADOA) ve	
performans değerlendirmesi	266
6.3.3 Viskoz akışkan sönümleyicili çerçeve sistemin zaman tanım	
alanında doğrusal olmayan analizi (ZTADOA) ve	
performans değerlendirmesi	270
7. SONUÇ VE ÖNERİLER	283
KAYNAKLAR	289
EKLER	303
ÖZGEÇMİŞ	. 363



KISALTMALAR

- **ABYBHY** : Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
- **OpenSEES** : Open System for Earthquake Engineering Simulation
- MATLAB : Matrix Laboratory
- **ZTADOA** : Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz



SEMBOLLER

: Sargı donatısına mesnet oluşturan iki komşu boyuna donatı merkezleri arasındaki mesafe
: Kesitteki toplam donati alani
: Brüt betonun enkesit alanı
: Sargı donatısı enkesit alanı
: Enine donatının çevrelediği çekirdek betonuna ait enkesit alanı
: Sırasıyla kiriş gövde kalınlığı, tabla genişliği ve kesit yüksekliği
: Enine donatının çevrelediği çekirdek betonuna ait enkesit boyutları
: Betonun elastisite modülü
: Beton çeliğinin elastisite modülü
: Eksenel rijitlik
: Eğilme rijitliği
: x ve z asal eksenlerine ait eğilme rijitlikleri
: Şekildeğiştirme (birim boy değişmesi)
: Sırasıyla beton ve donatıdaki birim boy değişmesi değerleri
: Sırasıyla sargısız ve sargılı betonda plastik şekildeğiştirmelerin
başlamasına karşı gelen birim kısalma değerleri
: Betonda izin verilen en büyük birim kısalma değeri
: k nolu beton diliminin sol ve sağ ucundaki birim kısalmalar
: Çelikte plastik şekildeğiştirmelerin başladığı birim boy değişmesi
: Çelikte pekleşmenin başladığı birim boy değişmesi
: Çelikte izin verilen en büyük birim boy değişmesi değeri
: Betonun karakteristik basınç dayanımı
: Betonun karakteristik çekme dayanımı
: Sırasıyla sargısız ve sargılı betonda plastik şekildeğiştirmelerin
başlamasına karşı gelen basınç dayanımı
: Betonda izin verilen maksimum birim kısalmaya karşı gelen basınç
dayanımı
: Beton çeliğin karakteristik akma dayanımı
: Beton çeliğinin akma dayanımı
: Beton çeliğinin kopma dayanımı
: Enine donatının akma dayanımı

F_{c_k}	: k nolu beton dilimindeki gerilme dağılımının bileşkesi
F_s	: Donatıdaki çekme kuvveti
K, K_0	: Dayanım faktörü
K _e	: Sargılamada etkinlik katsayısı
L_0	: Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durum
L_1	: Beton dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik
1	şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durum
L_2	: Kesitin kırılmasına karşı gelen durum
M_x, M_z	: Çubukta x ve z asal eksenlerine ait eğilme momentleri
M_{L_1}	: Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik
M	şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen eğilme momenti değeri : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında izin verilen en
2	büyük birim boy değişmesinin meydana geldiği andaki eğilme momenti değeri
M_{p}	: Kesitin taşıma gücüne karşı gelen moment değeri
N	: Eksenel kuvvet (normal kuvvet)
N_{0b}	: Kesitin taşıyabileceği en büyük eksenel çekme kuvveti
N_{0c}	: Kesitin eksenel çekme durumundaki eksenel kuvvet taşıma gücü
NC	: Betonarme kesitteki beton dilimi sayısı
n, NS	: Betonarme kesitteki toplam donatı sayısı
S T. T.	: Sargı donatısı (etriye) aralığı
T_x, T_z	: Çubukta x ve z asal eksenlerine ait kesme kuvvetleri
σ	: Gerilme
$ ho_s$: Enine donatinin(sargi donatisi) hacimsel orani
ρ_x, ρ_y	: Enine donatinin x ve y doğrultularındaki hacımsel oranları
χ	: Eğrilik (birim dönme açısı)
γ	: Birim kayma şekildeğiştirmesi
ω	: Birim burulma açısı
χ_x, χ_z	\therefore X ve Z asar eksemerine alt egrinkler
χ_{L_1} , χ_{L_2}	: Sirasiyia M_{L_1} ve M_{L_2} eglime momentierine karşı gelen egrilikler
$\eta_{c_{k1}},\eta_{c_{k2}}$: <i>k</i> nolu beton diliminin sol ve sağ uçlarının tarafsız eksene olan mesafeleri
η_s	: Betonarme kesitteki donatıların tarafsız eksene olan mesafesi
ξ_{c}^{x}, ξ_{c}^{z}	: Beton dilimlerindeki basınç kuvvetlerinin x ve z asal eksenlerine
	olan mesafeleri
ξ_s^x, ξ_s^z	: Donatılardaki eksenel kuvvetlerin x ve z asal eksenlerine olan
	mesafeleri
α	: Tarafsız eksenin konum açısı
ϕ	: Plastik şekildeğiştirme parametresi
$\vec{d}\left(\phi_{x},\phi_{z},\Delta ight)$: akma vektörü

$ heta_{\scriptscriptstyle P}$: Plastik dönme
l_p	: Plastik bölge uzunluğu
χ	: Eğrilik (birim dönme)
$\xi_h^{(k)}$: k. itme adımı için histeretik (çevrimsel) sönüm
$(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$: k. itme adımı için yapı içindeki viskoz sönümleyicilerden
	kaynaklanan ek sönüm oranı
$(E_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$: <i>k</i> . itme adımı için viskoz sönümleyicilerde sönümlenen toplam
	enerji
$(E_{S,1})^{(k)}$: k. itme adımı için sistemin şekildeğiştirme enerjisi
$\xi_T^{(k)}$: toplam sönüm oranı
T, S_a, S_d	: Periyot, spektral ivme ve yerdeğiştirme
$T_{e\!f\!f,1}^{(k)}$: <i>k</i> . itme adımında 1. titreşim moduna karşı gelen effektif(etkin)
	Periyot
$\Gamma_1^{(k)}$: k. itme adımında 1. titreşim modu modal katılım çarpanı
$lpha_1^{(k)}$: k. itme adımında 1. titreşim modu kütle katılım çarpanı
$\left\{\Phi\right\}_{1}^{(k)}$: Artımsal yük analizinin k. adımına ait 1. titreşim modu vektörü
χ _p	: Plastik eğrilik



ÇİZELGE LİSTESİ

<u>Sayfa</u>

Çizelge 2.1 : Donatı çeliğinde pekleşen ideal elastoplastik davranış modeline	
ait büyüklükler	54
Çizelge 2.2 : Donatı çeliğinde ideal elastoplastik davranış modeline	
ait büyüklükler	54
Çizelge 4.1 : Kesit hasar bölgeleri	. 196
Çizelge 6.1 : Kiriş ve kolon enkesit boyutları	226
Çizelge 6.2 : Kiriş boyuna donatılar	227
Çizelge 6.3 : Kolon boyuna donatılar	227
Çizelge 6.4 : Kat kütleleri	228
Çizelge 6.5 : Deprem kayıtları ve öçekleme katsayıları	230
Çizelge 6.6 : Tepe yerdeğiştirmesi, yatay yük parametresi ve taban kesme kuvveti	234
Cizelge 6.7 : Plastik kesit dönmeleri [%]	235
Cizelge 6.8 : k itme adımları icin 1 titresim mod sekilleri perivodlar	. 250
kütle katılım ve modal katılım carpanları	237
Cizelge 6.9 : Modal kanasite değerleri	238
Cizelge 6.10 : Yanışal sönüm histeretik sönüm ve tonlam sönüm	238
Cizelge 6.11 : Meycut cerceve sistemin kirislerinde tasarım denremi	. 200
icin artımsal itme analizi performans noktasına ait eğrilik (γ	
için attinisti tine analızı performans nokusina att eşimik (χ_{perf}),	
beton ve donati çeligi birim şekildegiştirme istemleri	• • •
$[\varepsilon_{c,perf}(-) / \varepsilon_{s,perf}(+)]$ ve kesit hasarlari	. 240
Çizelge 6.12 : Mevcut çerçeve sıstemin kolonlarında tasarım depremi	
ıçın artımsal itme analızı performans noktasına ait eğrilik (χ_{perf}),	
beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemleri	
$\left[\epsilon_{c, perf}(-) / \epsilon_{s, perf}(+) \right]$ ve kesit hasarları.	241
Cizelge 6.13 : Tasarım depremi için artımsal itme analizi performans	
değerlendirmesine ait yatay yerdeğiştirmeler [m] ve göreli kat	
ötelemesi oranları [%]	242
Cizelge 6.14 : Artımsal itme analizinin k. adımında sönümleyicili	
sistemdeki toplam sönüm	246
Cizelge 6.15 : Kiriş enkesit boyutları (OpenSEES Modeli)	251
Cizelge 6.16 : Kiriş boyuna donatılar (OpenSEES Modeli)	251
Cizelge 6.17 : Kolon enkesit boyutlari (OpenSEES Modeli)	252
Cizelge 6.18 : Kolon donatıları (OpenSEES Modeli)	252
Cizelge 6.19 : Kolon ve kiriş eleman enkesitlerinde fiber(lif) sayıları	254
Cizelge 6.20 : Kolon enkesiti 1,2,3 ve 4 nolu beton ve donati celiği birim	
şekildeğiştirme büyüklüklerine ait koordinatlar	257
Cizelge 6.21 : Kiriş enkesiti 1,2,3 ve 4 nolu beton ve donatı celiği birim	
şekildeğiştirme büyüklüklerine ait koordinatlar	257
, , , ,	

Çizelge 6.22 :	Tasarım depremi için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve	
	sistemin katlarındaki en buyuk ve ortalama yatay	61
Cizelge 6.23 :	Tasarım depremi icin ZTADOA'e ait meycut cerceve	<i>J</i> 1
çizeige 0.20	sistemdeki en büyük ve ortalama göreli kat ötelemesi	
	oranları [%]	51
Cizelge 6.24 :	Tasarım depremi için ztadoa'e ait mevcut çerçeve	-
, ,	sistemdeki en büyük ve ortalama kat kesme kuvvetleri [kN]	51
Cizelge 6.25 :	En büyük deprem için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve	
	sistemin katlarındaki en büyük ve ortalama yatay	
	yerdeğiştirmeler [m]	56
Çizelge 6.26 :	En büyük deprem için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve	
	sistemdeki en büyük ve ortalama göreli kat ötelemesi	
	oranları [%]	56
Çizelge 6.27 :	En büyük deprem için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve	
	sistemdeki en büyük ve ortalama kat kesme kuvvetleri [kN] 20	56
Çizelge 6.28 :	En büyük deprem durumu için sönümleyicili ve sönümleyicisiz	
	çerçeve sistemdeki ortalama kat yatay yerdeğiştirmeleri [m]2'	73
Çizelge 6.29 :	En büyük deprem durumu için sönümleyicili ve sönümleyicisiz	
	çerçeve sistemdeki ortalama göreli kat ötelemesi oranlari [%] 2	/3
Çizelge 6.30 :	En büyük deprem durumu için sönümleyicili ve sönümleyicisiz	
	çerçeve sistemdekî ortalama kat kesme kuvvetleri [kN]	13
Çizelge 6.31 :	Sonumleyicisiz ve sonumleyicili mevcut çerçeve sistemin	
	koloniarinda en buyuk deprem durumu için ZTADOA e alt	
	beton ve donati çeligi birim şekildegiştirmeleri ortalama	
C:	degerieri [$\epsilon_{c,perf}(-) / \epsilon_{s,perf}(+)$]	15
Çizeige 6.32 :	Sonumieyicisiz ve sonumieyicili mevcut çerçeve sistemin	
	kirişierinde en buyuk deprem durumu için ZTADOA e alı	
		76
Cizolas 6 22 .	$ucgentent [c_{c,perf}(-) / c_{s,perf}(+)].$	/0
Ç12e1ge 0.33 :	meyelit çerçeye şiştemin kolon elemenlerindeki haşar dağılımı ?	77
Cizelge 6 34 ·	En büyük denrem durumu için sönümleyiçisiz ve sönümleyiçili	//
Ç1201ge 0.34 .	meycut cerceve sistemin kiris elemanlarındaki hasar dağılımı	78
	ine veut çerçeve sistemin kiriş elemanarındaki nasar uaginin	10

ŞEKİL LİSTESİ

<u>Sayfa</u>

Şekil 2.27 : Betonarme kesitlerde gerçek ve idealleştirilmiş eğilme momenti	
eğrilik ($M - \chi$) diyagramları	75
Sekil 2.28 : Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş $N - \varepsilon$ diyagramı	76
Sekil 2.29 : Tek eksenli bilesik eğilme durumunda gercek ve	
idealleştirilmiş karşılıklı etki diyagramları (Akma Koşulları)	77
Sekil 2.30 : Bilesik eğik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde $N = N_0$ icin	
ideallestirilmis $M - M$ akma kosulu	78
Sekil 2.31a : Betonarme kesitlerde bilesik eğik eğilme durumunda	/ 0
ideallestirilmis akma vüzevinin perspektif görünüsleri	79
Sekil 2.31b : İdeallestirilmis akma yüzeyinin $M - M$ düzlemi üzerindeki	
izdüsümleri	80
Sekil 2 32 · Plastik kesitlerde ideallestirilmis eğilme momenti-nlastik dönme	00
(M - A) bağıntısı	83
$(M = O_p)$ oughted in the second se	05
Şekil 3.1 : Lek serbestlik dereceli sistemde enerji bileşenleri	86
Sekil 3.2 : Depreme dayanıklı yapı tasarımında, ileri teknolojik aygıtlar	00
Selil 2.2 Vendende teken jesteren mennen etkisj	89
Sekii 3.5 : Yapilarda taban izolasyonunun etkisi	90
Şekli 5.4 : (a) Tabakalı kauçuk izolalor (b) Tabakalı kauçuk izolalorlerlerde	02
Solvil 2.5 • Kurrun ooliirdaldi kouoult izolatör	92
Sakil 3.6 • Kursun çekirdekli kayçuk izolatöre ait idealleştirilmiş	95
Sekii 5.0 . Kuişuli çekildekil kauçuk izolatore alt ideaneştirininş	03
Sakil 3.7 • Sürtünmeli sarkaç tini izolatör	95
Sekil 3.8 · Sürtünmeli sarkaç tipi izolator	90
Sakil 3.0 · Sürtünmeli sarkaç tini izolatörde idealleştirilmiş yatay kuyyet	97
yetay verdeğistirme cevrimsel davranış modeli	99
Sekil 3 10 · Tek yönlü yükler etkisindeki metallerde tinik gerilme))
sekildeğiştirme hağıntışı	101
Sekil 3.11 • Metallerde ideallestirilmis gerilme-sekildeğistirme modelleri	101
Sekil 3.12 : (a) ADAS metalik sönümlevici (b) ADAS metalik sönümlevicive	
ait cevrimsel davranıs eğrisi	. 103
Sekil 3.13 : ADAS metalik sönümlevicilerin vapılarda kullanımı	.104
Sekil 3.14 : (a) T-ADAS metalik sönümlevici (b) T-ADAS metalik	
sönümleyicive ait cevrimsel davranış eğrisi	. 104
Şekil 3.15 : Metalik sönümleyicili ve sönümleyicisiz yapılarda taban	
kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme ilişkisi	. 105
Şekil 3.16 : Burkulması önlenmiş diyagonal elemanın (a) bileşenleri	
b) eksenel kuvvet-eksenel yerdeğiştirme çevrimsel davranış	
eğrisi	. 106
Şekil 3.17 : Sürtünme easlı pall sönümleyicisi ve yapı içindeki yerleşimi	. 107
Şekil 3.18 : (a) sürtünme easlı pall sönümleyiciye ait çevrimsel davranış	
b) histeretik model	. 107
Şekil 3.19 : Sürtünme esaslı sumitomo sönümleyicisi ve yapı içindeki	
yerleşimi	. 108
Şekil 3.20 : Sürtünme esaslı sumitomo sönümleyicisine ait çevrimsel	
davranış eğrisi	. 109
Şekil 3.21 : Sürtünme esaslı sönümleyicilerde rijit-plastik davranış modeli	. 109

Şekil 3.22 : Tipik visko-elastik Sönümleyici: (a) Yapıda Diyagonal Olarak Yerleşimi (b) Visko-elastik Malzemede Kayma Şekildeğiştirmesi	
(c) Kelvin (Katı Eleman Modeli)	110
Şekil 3.23 : Visko-elastik sönümleyicide sıcaklığın rijitlik ve enerji ve enerji sönümleme kapasitesine etkisi	112
Sekil 3.24 : Visko-elastik (kelvin katı eleman) sönümleyicide eksenel	
kuvvet- rölatif verdeğiştirme ilişkisi	113
Şekil 3.25 : Visko-elastik sönümleyicilerin modellenmesi	115
Şekil 3.26 : Yapı sistemlerinde visko-elastik sönümleyicilerin kullanılmasına vönelik hesap akısı	120
Şekil 3.27 : Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapılardaki yerleşim durumları	121
Sekil 3.28 : Tipik viskoz akıskanlı sönümlevici	122
Sekil 3.29 : Viskoz akıskanlı sönümleyicilerde eksenel kuvvet-rölatif	
verdeğiştirme ilişkişi (a) $T = 23^{\circ}C$ $f = 1.2 \ 4Hz$ Durumları	
$(1) = 20^{10} G_{10} $	104
(b) $I = 23^{\circ}C$, $f = 20Hz$ Durumu	124
Şekil 3.30 : (a) Saf (pure) viskoz model (b) maxwell modeli Şekil 3.31 : Viskoz akışkanlı sönümleyicilerde eksenel kuvvet-hız ilişkisi (a) $\alpha_{vd} = 1.00$ Durumu (b) $\alpha_{vd} = 0.20$ Durumu	125
(c) $\alpha = 0.50$ Durumu	127
(c) $\alpha_{vd} = 0.50$ Durumu	127
Sekii 3.52 : Viskoz akişkanlı sonumleyicherde eksenel kuvvet-rolatlı yerdeğiştirme ilişkisi ($\alpha_{vd} = 1.0, 0.50, 0.20$)	128
 Şekil 3.33 : (a) Diyagonal çapraz ve lineer vizkoz sönümleyici (b)- Ters V çapraz ve lineer viskoz sönümleyici matematiksel 	101
modelleri	142
Sekil 3.34 : Aktil kontrol sistemi akiş şeması	143
(a) Aktif kontrol elemanları (b) Planda aktif kütle	1 4 4
Solution 2.2(- Xerral tichentral siste	144
Şekil 3.36 : Yarı aktır kontrol sistemi için akış şeması Şekil 3.37 : (a) Karma (hibrid) kontrol sistemi akış şeması (b) karma kontrol	145
Sakil 4.1 • Datanarma aubuk alamanlarda idaallaatirilmia ağılma	140
şekii 4.1 : Detoliaime çubuk elemanalda ideaneştirininş egime	110
Salvil 4.2 · Detenorme subult elementerde ideallectivilmic normal laurust	140
jekii 4.2. Detoliainie çubuk elemanatua ideaneştirininş normai kuvvet-	1/10
Solvil 4 3 • Batonarma cubuk alamanlarda nlastik kasit ya idaallastirilmis	140
eğilme momenti plastik dönme bağıntışı	1/0
Sakil 4.4 • (a) Divagonal sönümleyigi eleman (b) Doğrusal vişkoz sönümleyigi	14)
gercek ve ideallestirilmis eksenel kuvvet-verdeğistirme	1111
bağıntıları (c) Doğrusal yişkoz sönümleyicide eksenel	
kuvvet-rölatif hiz bağıntışı	151
Sakil $4.5 \cdot \text{SR} \land \text{SR} \lor$ snektrum indirgeme katsavuları ile %5 lik talen (istem)	131
speking $4.5 \cdot 5 \times 7$, SKV speking indirgenment value (15 $\times 7$) and 100×700 in the (15 $\times 100$)	
spectrum unum mungemnesi ve $[S_d, S_a \rightarrow FS_a]$ koordinat	1 = 0
eksenlerine dönüşümü	159
Şekil 4.6 : Indirgenmiş talep spektrumu ile modal kapasite eğrilerinin $[S_a; S_d]$	
koordinat eksenlerinde karşılaştırılmasıyla performans noktasının	1.00
araştırılması (1. Yaklaşım)	160

Şekil 4.7 : İndirgenmiş talep spektrumu ile modal kapasite eğrilerinin $[S_a; S_d]$	
koordinat eksenlerinde karşılaştırılmasıyla performans noktasının	
araştırılması (2.Yaklaşım)	163
Şekil 4.8 : %5 lik ivme spektrumu ile uyumlu deprem kayıtlarının	
ölçeklendirilmesi	164
Şekil 4.9 : Akma koşuluna ait iç kuvvet durumları, akma yüzeyi ve akma	
vektörü bileşenleri	169
Şekil 4.10 : Düzlem parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmiş akma	
yüzeyi ve akma vektörü bileşenleri	171
Şekil 4.11 : (a) Düğüm noktası yükleri ve yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri	
(b) Çubuk eksen takımı, uç kuvvetleri ve uç yerdeğiştirmeleri	
pozitif yönleri (c) Viskoz akişkanlı sönümleyici diyagonal	
elemanin uç kuvvetleri, uç yerdegiştirmeleri ve nizlarının	172
	1/3
Şekil 4.12 : (a) $[S_{dd}]$ Sistem rijitlik matrisinin elde edilmesi (b) $[P_0]$ uç	
kuvvetleri matrisinin elde edilmesi (c) $[q]$ düğüm noktası	
yükleri matrisinin elde edilmesi	175
Sekil 4.13 : $\begin{bmatrix} S_{11} \end{bmatrix}$ matrisinin elde edilmesi	176
Sakil 4.14 · Pilinmavanlar: (a) Düğüm naktası yardağistirma bilasanlari	
(h) Plastik sekildeğiştirme parametraleri	177
Sekil 4 15 \cdot k nolu plastik keşitin bulunduğu cubukta plastik sekildeğiştirme	1 / /
bilesenleri ve cubuk üzerindeki ic kuvvetler	179
Sekil 4.16 : Denklem takımının genisletilmesi bilinmeyenler yük (sabitler)	177
matrisleri ve indirgeme	182
Sekil 4.17 : (k+1), adım plastik kesitin veri ve kritik kesitlerde vük	
parametresinin belirlenmesi	185
Sekil 4.18 : Performans noktasının belirlenmesi	187
Şekil 4.19 : Plastik kesitlerin etkisini içeren indirgenmiş teğet rijitlik	
matrisinin elde edilmesi	189
Şekil 4.20 : k.itme adımı için histeretik sönümün elde edilmesi	191
Şekil 4.21 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz sistemlerde sönüm ve	
performansın irdelenmesi	194
Şekil 4.22 : Kesit hasar sınırı ve bölgeleri	195
Şekil 4.23 : Kesit hasar durumlarının belirlenmesi	198
Şekil 4.24 : Gerçek deprem kaydına ait ivme spektrumunun, hedef	• • • •
tasarım ıvme spektrumuna eşleştirilmesi	200
Şekil 4.25 : Olçeklendirilmiş deprem kayıtlarında DBYBHY(2007)	202
Soluit 5 to a DEEDC. VD bilgioguer programming gonal alug divegram	202
Sekil 5.1a : PEERC_VD bilgisayar programmin genel akış diyagramı	208
(Devam)	210
Sekil 5.1c · PEERC VD hilgisavar nrooramının genel akış divagramı	210
(Devam)	211
Sekil 5.1d : PEERC VD bilgisavar programının genel akıs divagramı	211
(Devam)	
Şekil 5.1e : PEERC VD bilgisayar programının genel akıs diyagramı	
(Devam)	214

Şekil 5.1f : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı	
(Devam)	216
Şekil 5.1g : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı	
(Devam)	217
Şekil 6.1 : Altı katlı betonarme düzlem çerçeve sistem düğüm, çubuk	
numaralandırması ve işletme yükleri	225
Şekil 6.2 : Kiriş ve kolonlarda donatı yerleşimi	226
Sekil 6.3 : Betonarme betonu ve beton celiği σ - ε bağıntıları	226
Sekil 6.4 : Kat kütlelerinin sistem üzerinde dağılımı	228
Sekil 6.5 : Ölceklendirilmis depremlere ait spektrumlar, ortalama spektrum ve	
tasarım spektrumu	229
Sekil 6.6 : Ölceklendirilmis deprem kavıtları	
Sekil 6.7 : Meycut cerceve sisteme ait kapasite eğrisi	232
Sekil 6.8 : Sistemde meydana gelen plastik kesitler ve olusum sırası	233
Sekil 6.9 : Modal kanasite diyagramı	237
Sekil 6 10 · Modal kapasite diyagramı ile denrem talehinin	251
karsılaştırılmasıyla performans noktasının helirlenmesi (DEP-1)	239
Sekil 6 11 · Meycut cerceve sistemin tasarım denremi için hasar dağılımı	237
Sekil 6.12 · Tasarım denremi için artımsal itme analizi performans	212
değerlendirmeşi (a)-K at yatay verdeğiştirmeleri [m]	
(b)- Göreli kat öteleme oranları[%]	2/13
Sekil 6 13 · Capraz eleman ve viskoz sönümlevici PEERC-VD modeli	273 744
Sakil 6.14 : Sönümlevicili sistemde modal kapasite-denrem talebi	277
karsılaştırılmaşı	247
Sakil 6 15 • Sönümlevicili sistemde model kapasite denrem telebi	247
karsulasturilmasi (Devam)	2/18
Sakil 6 16 : Sänümlaviaili sistamda madal kanasita danram talahi	240
Sekil 0.10 : Solulineyichi sistemue modal kapasite-depiem taleoi	240
Sakil 6 17 • Altı katlı batanarma düzlam aaraaya sistam düşay işlatma	249
Jekii 0.17 : Alti katli betoliarine duzielii çerçeve sisteni duşey iştetine,	
(OpenSEES modeli)	250
(OpenSEES modell)	230
Sekil 6.10 : Kalonlarda donati varlaşimi (OpenSEES modeli)	231 252
	232
Sekil 6.20 : (a) Betonarme betonu σ - ε bagintisi - (opensees concrete)	
malzeme modeli) (b) Donati çeliği σ - ε bağıntısı - (OpenSEES Stee	el01
malzeme modeli)	253
Şekil 6.21 : Kiriş ve kolon boyuna donatı alanları	253
Şekil 6.22 : Kolon ve kiriş eleman enkesitlerinde lokal eksen takımı ve	
Fiber(lif) tanımına yönelik değişkenler, Δ , nf_z , nf_y	254
Sekil 6.23 : Kolon enkesiti beton ve donati celiği birim sekildeğiştirme	
bixriklüklori $(c^{-}, c^{-}, c^{+}, c^{+})$	256
$buyukiukieli(\epsilon_{c_1}, \epsilon_{c_2}, \epsilon_{s_3}, \epsilon_{s_4})$	230
Şekil 6.24 : Kiriş enkesiti beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme	
büyüklükleri $(\varepsilon_{c_1}^-, \varepsilon_{c_2}^-, \varepsilon_{s_3}^+, \varepsilon_{s_4}^+)$	257
Sekil 6.25 : Tasarım depremi icin ZTADOA'e ait meycut cerceve sistemdeki	
ortalama (a)-Kat vatav verdeðistirmeleri [m] (b)- Göreli kat	
öteleme oranları[%] (c)-Kat keşme kuyvetleri [kN]	262
Sekil 6 26 • Tasarım denremi için ZTADOA'e ait meycut cerceve sistemin	202
kolon elemanlarındaki hasar dağılımı	263
Koron eternamenneuki nusur duginini	205

Şekil 6.27 : Tasarım depremi için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemin	261
Sekil 6 28 • Tasarım depremi için 1 nolu kolon elemanı alt uçundaki keşitte	204
7 avri depremde 1 2 3 ve 4 nolu liflerde olusan sekildeğistirmelerin	
zamana bağlı değisimi ve maksimum ila minimum	
en büyük değerleri	265
Şekil 6.29 : En büyük deprem için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemdeki	
ortalama (a)-Kat yatay yerdeğiştirmeleri [m] (b)- Göreli kat	
öteleme oranları[%] (c)-Kat kesme kuvvetleri [kN]	267
Şekil 6.30 : En büyük deprem için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemin	
kolon elemanlarındaki hasar dağılımı	268
Şekil 6.31 : En büyük deprem ıçın ztadoa'e ait mevxut çerçeve sistemin	• • • •
kırış elemanlarındaki hasar dağılımi	269
Şekil 6.32 : Çapraz eleman ve viskoz sonumleyici etkileşimi	071
Solvil 6 23 : Sänümləviaili və sänümləviaisiz opropya sistəmin 1 nolu	2/1
denrem icin 5. katındaki kesme kuyveti ve göreli kat ötelemesi	
oranı ilişkişi	272
Sekil 6.34 : Sönümlevicili ve sönümlevicisiz mevcut cerceve sistemin.	212
en büyük deprem durumu icin ZTADOA'e ait ortalama	
(a)-Kat yatay yerdeğiştirmeleri [m] (b)- Göreli kat öteleme	
oranları [%] (c)-Kat kesme kuvvetleri [kN]	274
Şekil 6.35 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz çerçeve sistemin 1 nolu	
deprem için katlarındaki yatay yerdeğiştirmenin zamana bağlı	
değişimi	279
Şekil 6.36 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz çerçeve sistemin 1 nolu	
deprem için katlarındaki kesme kuvvetinin zamana bağlı	200
Gegişimi Səlvil 6.27 - Sönümləviəli və sönümləviələri əzrəəvə sistəmin 1 nəlv dənrəm	280
Şekil 0.57 : Solulineyicini ve solulineyicisiz çerçeve sistemini 1 notu deprem için katlarındaki iymenin zamana bağlı değişimi	281
Sekil 6 38 • 1 nolu denrem için çerçeve şiştemdeki sönümleyiçilerin	201
kuvvet-verdeğistirme ilişkişi	282
Sekil A.1 : Cubuk özel eksen takımı (x.v.z)	310
Sekil A.2 : Düşey çubuklarda y-ekseninin durumu ve β açısı : (a)-y-çubuk	
ekseninin vukarıva doğru vönelmis olması durumu $(n = 1.00)$	
(h) u ouhuk aksaninin asağıya doğru yönəlmiş almaşı durumu	
(0)- y-çubuk ekseminin aşagıya doğru yönemiş önnası durumu $(n - 1.00)$	311
$(n_y1.00)$	511
Sekil B.I : Bileşik eğilmede plastik şekildeğiştirme bileşenlerinin birim	216
Soluil C 1 a İki kotlı hir yray oybult sistemde hoğumlu ve hoğumlu verdeğistirme	310
şekil C.1 : Iki katlı bil uzay çubuk sistemde bağının ve bağımsız yerdeğiştirme bilesenleri	318
Sekil C 2 · Rijit divafram davranısı	321
Sekil D.1 : Sönümlevici uzav cubuk elemanda düğüm noktası hız bilesenleri	325
Sekil D.2 : XY ve YZ düzlemlerine paralel iki ucu mafsallı sönümlevici	540
cubuk elemanların (a) Cubuk eksen takımındaki hız bilesenleri	
(b) Ortak eksen takımındaki hız bilesenleri	328
Şekil D.3 : Tek katlı, tek açıklıklı sistem ve diyagonal viskoz akışkanlı	
sönümleyici çubuk elemanlar	331

Şekil D.4 : 1-4 Sönümleyici çubuk elemanda hız bileşenlerinin birim	
değerinden meydana gelen uç kuvvetleri	334
Şekil D.5 : 3-2 Sönümleyici çubuk elemanda hız bileşenlerinin birim	
değerinden meydana gelen uç kuvvetleri	335
Şekil E.1 : Tek katlı uzay sistem, diyagonal viskoz akışkanlı sönümleyici	
çubuk elemanlarda bağımlı ve bağımsız hız bileşenleri	
ve rijit diyafram davranışı	339
Şekil F.1 : Newmark-sayısal integrasyon yöntemleri	357
Şekil G.1 : Üzerinde plastik kesitler bulunmayan sistemin indirgenmiş	
yatay rijitlik matrisi için gauss indirgeme	346
Şekil G.2 : Üzerinde plastik kesitler bulunan sistemin indirgenmiş yatay	
rijitlik matrisi için 1. aşama indirgeme işlemi	360
Şekil G.3 : Üzerinde plastik kesitler bulunan sistemin indirgenmiş yatay	
rijitlik matrisi için 2. aşama indirgeme işlemi	361



MEVCUT BETONARME YAPILARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ VE VİSKOZ AKIŞKANLI SÖNÜMLEYİCİLER İLE GÜÇLENDİRİLMESİ İÇİN ARTIMSAL ANALİZE DAYALI BİR ALGORİTMA

ÖZET

Yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapı sistemlerinde deprem güvenliğinin artırılması amacıyla, günümüzde yaygın olarak uygulanan güçlendirme yöntemleri dışında, özellikle batı ülkelerinde, gelişmiş teknoloji ürünü olan bazı mekanik aygıtlardan yararlanılmaktadır. Bu aygıtların başlıcaları, yapı sisteminin tamamının veya bir bölümünün deprem etkilerinden yalıtılmasını sağlayan sismik izolatörler ve kolonlar arasına yerleştirilen çaprazlar şeklinde sürtünmeli veya visko-elastik/viskoz akışkan malzemeli sönüm apareyleridir. Bu aygıtların kullanılmasıyla, deprem enerjisinin sönümlenmesi ve yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin azaltılarak yapıda meydana gelecek yerdeğiştirmelerin ve ivmelerin dolayısıyla oluşabilecek hasarın kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalması sağlanabilmektedir. Deprem enerjisinin sönümlenmesiyle, yapıların daha büyük performans düzeylerine sahip olması sağlanabilmektedir. Özellikle ülkemizde gerek mevcut yapıların güçlendirilmesinde gerekse yeni yapıların tasarımında, bu aygıtların daha yoğun olarak kullanılması beklenmektedir.

Bu çalışmada, mevcut ve viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılmasıyla güçlendirilen deprem güvenliği yetersiz betonarme yapı sistemlerinin, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı gerçekçi performans kriterlerini göz önüne alabilen deprem performansının belirlenmesinde, artımsal analiz yöntemine dayalı bir algoritma geliştirilmiştir.

Yedi bölüm halinde sunulan çalışmanın birinci bölümünde konunun tanıtılması, konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesi, çalışmanın amacı ve kapsamı yer almaktadır.

İkinci bölüm, betonarme çubuk elemanların doğrusal olmayan davranışına ayrılmıştır. Bu bölümde, bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda gerçek iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ile taşıma kapasitesi koşulları incelenmiş, daha sonra bu bağıntı ve koşulların nasıl idealleştirileceği açıklanmıştır.

Üçüncü bölümde, yapısal kontrol sistemlerinin başlıca özellikleri, bunların yapı taşıyıcı sistemi içinde kullanılmasına ve matematik modellenmesine yönelik olarak, bazı temel kavramlara ayrılmıştır.

Dördüncü bölümde, bu çalışma kapsamında geliştirilen algoritmanın dayandığı varsayımlar, yöntemin esasları, formülasyonu ve yöntemin uygulanmasında izlenen yol açıklanmıştır. Yapıların doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde, düşey işletme yüklerinin bu yükler için öngörülen bir katsayı ile çarpımından oluşan belirli değerleri altında, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde monoton olarak değişen

yatay yüklere göre hesap yapılmaktadır. Uygulanan artımsal analiz yönteminde, her plastik kesitin oluşumundan sonra o kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri temsil eden plastik şekildeğiştirme parametresinin yeni bir bilinmeyen olarak alınması ve plastik kesitteki iç kuvvet durumunun değişimi ile plastik şekildeğiştirme parametresi arasındaki bağıntıyı ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesi öngörülmüştür. Dolayısıyla, plastik şekildeğiştirmelerin doğrudan doğruya hesap sonucunda elde edilmesi, şekildeğiştirme bazlı performans değerlendirmesi bakımından büyük kolaylık sağlamaktadır.

Belirli bir deprem için performans düzeyinin belirlenmesinde, yapı artımsal analizin her adımında, doğrusal olmayan davranış karakteristiklerine sahip (sönüm ve periyod) eşdeğer tek serbestlik dereceli bir sisteme dönüştürülmesi ve bu sistemin deprem etkisi altında zaman tanım alanında analizi yapılarak elastik sınırdan sonraki doğrusal olmayan yerdeğiştirme talebinin elde edilmesi öngörülmektedir.

Artımsal analiz yöntemiyle yapının öngörülen belirli bir deprem etkisi altındaki performansının belirlenerek doğrusal olmayan yerdeğiştirme isteminin elde edilmesinde, diğer bir deyişle yapının performans noktasının belirlenmesinde, her yük artımı sonunda elde edilen yapısal kapasite değerleri ile depremin yapıdan isteminin(talep) aynı koordinat sisteminde karşılaştırılması öngörülmektedir. Yapısal kapasite ile deprem isteminin kesiştiği noktada dinamik denge sağlanmakta ve bu nokta yapının performans noktasına karşı gelmektedir.

Artımsal itme analizinin k. adımındaki $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{art}^{(k)})}$ talep noktası

a) yapının içsel sönümü- $\xi_0 = \%5$, histeretik (çevrimsel) sönüm- $\xi_h^{(k)}$ ve yapı içindeki viskoz sönümleyicilerden kaynaklanan ek sönüm- $(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$ den oluşan sistemdeki toplam sönüm oranı $\xi \to \xi_T^{(k)}$ ve

b) sistem üzerindeki plastik kesitlerin etkisini içerecek şekilde elde edilen effektif rijitlik matrisi ve sistemin kütle matrisiyle yapılacak serbest titreşim analizi ile hesaplanan, yapının 1. titreşim moduna karşı gelen effektif (etkin) periyot, $T \rightarrow T_{eff,1}^{(k)} \rightarrow \omega_{eff,1}^{(k)}$

davranış parametrelerine sahip olan ve hareketi

$$\overset{\bullet}{d(t)} + 2\left(\xi_{T}^{(k)}\right) \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right) \overset{\bullet}{d(t)} + \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right)^{2} d(t) = -a_{g}(t)$$

denklemiyle tanımlanan eşdeğer tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemin, öngörülen deprem etkisi altında zaman tanım alanında Newmark sayısal integrasyon yöntemiyle çözümünden elde edilmektedir.

k. yük artımı için elde edilen $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{eff}^{(k)})}$ talep noktasının yapının bu yük artımı sonunda elde edilen $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T = T_{eff}^{(k)})}$ modal kapasite değeriyle kesişip kesişimediği kontrol edilerek performans noktası (doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemi) araştırılır. Performans noktasının elde edilmesi durumunda tepe noktası yerdeğiştirme istemi

$$\delta_T^{(pp)} = \Phi_{tepe,1}^{(pp)} \times \Gamma_1^{(pp)} \times S_{d,1}^{(pp)}$$

ifadesiyle elde edilir. Bu yerdeğiştirme düzeyinde tüm sistemdeki diğer istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, göreli kat öteleme oranları, plastik şekildeğiştirmeler, iç kuvvet, beton ve donatıdaki birim şekildeğiştirmeler) elde edilerek, farklı performans düzeyleri için tanımlanmış olan sınır değerler ile karşılaştırılarak yapının mevcut deprem performansı elde edilmektedir.

Performans noktasında sistemde oluşan plastik kesitlerin dönme istemlerinden $(\theta_{p,perf})$ plastik eğrilik $(\chi_{p,perf})$ ve toplam eğrilik $(\chi_{T,perf})$ istemleri elde edilmektedir. Toplam eğrilik istemi ve normal kuvvet düzeyi dikkate alınarak kesitte beton ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri moment-eğrilik analiziyle hesaplanmaktadır. Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanmış ilgili birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmakta ve bir hasar durumu tanımlanarak performans değerlendirmesi yapılmaktadır. Kesit hasarının belirlenmesinde beton ve donatı çeliğine ait birim şekildeğiştirme kapasiteleri için ABYBHY-2007 yönetmeliği esas alınmaktadır.

Geliştirilen yöntemin uygulanmasında, 1. doğal titreşim modunun etkin olduğu binaların tasarımında ve mevcut binaların güçlendirilmesinde kullanılan lineer viskoz sönümleyicilerin yapının titreşim modlarına olan etkisi terkedilmektedir. Buna göre, sönümleyici içeren sistemin titreşim modlarına ait özdeğer ve özvektörler sönümleyicisiz sistemde olduğu gibi, sistemin kütle ve rijitlik matrisleriyle yapılacak serbest titreşim analizi ile elde edilirler. Sistemin kütle matrisinin elde edilmesinde, kütlelerin kat hizalarındaki kütle merkezinde toplandığı varsayılmaktadır.

Sönümleyicisiz sistemde mevcut olan orantılı sönümün, viskoz akışkanlı sönümleyicilerin güçlendirme amaçlı olarak sisteme ilave edilmesi durumunda da korunduğu, yani $\{\phi_i\}^T [C_{dd}] \{\phi_j\}$ büyüklüğünün sıfır veya sıfıra çok yakın olduğu kabul edilmektedir. Diğer bir deyişle, modal sönüm matrisinde farklı modların birbirleriyle olan etkileşimi terkedilmektedir.

Beşinci bölümde, yöntemin sayısal uygulamaları için hazırlanmış ve Fortran dilinde kodlanan bilgisayar programlarının (MCCAP-Moment Curvature&CAPacity, PERF_CAP-PERFormance CAPacity, PEERC_VD-Performance Evaluation of Existing Reinforced Concrete with Viscous Damper, STRAIN, OLCEK) algoritmaları, uygulama sınırları, giriş ve çıkış bilgileri hakkında bilgi verilmiştir.

Altıncı bölüm, sayısal örneklere ayrılmıştır. Bu bölümde yer alan örnekler iki grupta toplanmıştır. Birinci grup örneklerde, mevcut betonarme yapı sistemlerinin malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan davranışları elde edilmiş ve performans değerlendirmeleri yapılmıştır. Performans değerlendirmesinde yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye dayalı performans kriterleri esas alınmıştır. İkinci grup örnekler ise, deprem güvenliği yetersiz yapılarda güçlendirme stratejisi olarak viskoz akışkanlı enerji sönümleyicilerin kullanılmasıyla yapısal performansın arttırılmasına yönelik sayısal uygulamalardan oluşmaktadır.

Elde edilen sonuçlar, zaman-tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmasında uluslararası düzeyde saygın birçok üniversitede kullanılan ve özellikle deprem mühendisliği'ne yönelik problemlerin çözümlenmesinde güçlü bir akademik altyapısı olan OpenSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation) yapısal analiz programı kullanılmıştır.

Deprem etkisi olarak, Türk Deprem Yönetmeliği'nde (DBYBHY-2007) tanımlanan uyum kriterlerine ve zemin sınıflarına göre seçilen ivme kayıtları, zaman tanım

alanında ölçekleme yöntemleri kullanılarak, 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve dönüş periyodu 475 yıl olan *tasarım depremi* ve 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve dönüş periyodu 2475 yıl olan *en büyük deprem* seviyelerine karşı gelen elastik davranış ivme spektrumlarıyla en iyi uyumu sağlayacak şekilde eşleşebilen deprem kayıtları kullanılmıştır. Bu amaca yönelik olarak toplam yedi adet deprem kaydı kullanılmış ve elde edilen sonuçların ortalamaları yapının performans değerlendirilmesi için ilgili sınır değerlerle karşılaştırılmıştır. Bu kayıtların ölçeklendirilmesi için bu çalışma kapsamı içerisinde geliştirilen ve Fortran dilinde kodlanan OLCEK.FOR adlı program kullanılmıştır.

Aynı zamanda, doğrusal olmayan dinamik analizlerden elde edilen sonuçlar içerisinde yapısal performansın değerlendirilmesine yönelik parametrelerin ayıklanması, işlenmesi ve ilgili sınır değerlerle karşılaştırılabilir hale getirilmesi için vine bu tez calışması kapsamında MATLAB programlama dilinde geliştirilmiş Disp.m, Drift.m. Kesme.m. Strain Beams Perf.m Strain Col Perf.m ve programlarından yararlanılmıştır. Bu programlar, özellikle birden fazla deprem ivme kaydının kullanılmasının gerekli olduğu kapsamlı zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler için sonuçların değerlendirilmesinde önemli bir kolaylık teşkil etmektedir. Programların kullanılmasıyla, her bir deprem ivme kaydı etkisi için yapılan yapısal analizler sonucunda elde edilmiş olan yapının yerdeğiştirme, göreli kat öteleme oranı, kat kesme kuvveti, kiriş ve kolonlarda plastikleşmenin oluşma olasılığı olan kritik kesitlerindeki beton ve donatı çeliği birim kısalma ve uzama şekildeğiştirme değerleriyle, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı performans değerlendirmesine yönelik ilgili esas büyüklüklerin hesaplanması mümkün olabilmektedir.

Yedinci bölümde, bu çalışmada elde edilen sonuç ve öneriler yer almaktadır. Aynı zamanda, viskoz sönümleyicili veya sönümleyicisiz yapıların deprem performanslarının belirlenmesine yönelik geliştirilen algoritmanın temel özellikleri ile sayısal incelemelerin sonuçlarına dayanarak yapılan başlıca değerlendirme ve araştırma konusunun olası genişleme alanları bu bölümde sunulmuştur.

AN ALGORITHM BASED ON INCREMENTAL ANALYSIS TO EVALUATE PERFORMANCE AND RETROFIT WITH VISCOUS DAMPERS OF EXISTING REINFORCED CONRETE STRUCTURES

SUMMARY

In addition to the commonly used retrofit strategies for structures, especially in western countries, some mechanical innovative technology devices are used nowadays to improve the performance of the structure which hasn't got structural safety against earthquake loads. Some of these innovative technology devices are seismic isolators which prevent all the energy to the structure and the others are friction and visko-elastic and viscous dampers located as a diyagonal. By means of dissipating earthquake energy, it can be made the structures have high performance level. Especially in our country, retrofitting of existing structures and design of new structures, the energy dissipation devices are widely expected to be used.

In this study, an algorithm based on incremental analysis method is developed, to evaluate seismic performance according to the performance criteria in terms of displacement and strains of the existing structure with or without viscous dampers.

The thesis consist of seven chapters. In the first chapter, after introducing the subject, the results of a literature survey is given and the scope and objectives of the study are explained.

The second chapter outlines the non-linear behavior of reinforced concrete frame elements. The investigation covers the actual internal force-deformation relationships, the yield and ultimate capacity conditions and the idealization of nonlinear behavior.

The third chapter outlines the review of the basic features, using installation configurations types in structures and mathematical modeling of energy dissipation devices used for control of the seismic response of the structure.

In the fourth chapter, the assumptions, the basic principles and mathematical formulation of the algorithm developed in the study are presented and the proposed analysis procedure is explained. In the load incremental approach used in this study, the structure is analyzed under factored constant gravity loads and monotonically increasing lateral loads. In the load incremental method developed herein, after the formation of a plastic section, the plastic deformation parameter which represents the plastic deformations is considered as a new unknown and a new linear equation which expresses the relationship between the change of state of internal forces and the plastic deformations is added to the system of equations. Obtaining the plastic deformations directly from the analysis, is then useful for evaluating the seismic performance in terms of strains.

To determine the performance level of a structure for a specific earthquake, the structure is transformed into an equivalent single degree of freedom system having nonlinear behavior characteristics (damping and period) for every incremental analysis step and time-history analysis of this system under seismic loads is performed to obtain nonlinear displacement demand after elastic limit.

In order to determine the performance point of the system, structural capacity values achieved at the end of every load incremental step and demand of the earthquake are compared on the same coordinate system. Dynamic equilibrium is achieved at the intersection point of the structural capacity and earthquake demand and this point corresponds to the performance point of the structure.

Demand point on the k^{th} step of the pushover analysis $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{eff}^{(k)})}$ in time domain is obtained via an equivalent single degree of freedom linear system under an estimated earthquake effect using Newmark numerical integration method, possesing behavior parameters given below:

a) total damping ratio of the system $\xi \to \xi_T^{(k)}$ due to internal damping of the structure $\xi_0 = \%5$, hysteretic damping $\xi_h^{(k)}$ and additional damping due to viscous dampers in the structure $(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$

b) Effective stiffness matrix obtained by taking the effects of the plastic sections on the system into account and effective period $(T \rightarrow T_{eff,1}^{(k)} \rightarrow \omega_{eff,1}^{(k)})$ corresponding to the 1st vibration mode of the structure which is calculated by free vibration analysis

and the equation of motion is defined by

$$\overset{\bullet}{d(t)} + 2\left(\xi_T^{(k)}\right) \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right) \overset{\bullet}{d(t)} + \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right)^2 d(t) = -a_g(t)$$

Performance point (nonlinear displacement demand) is investigated by checking whether the demand point $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{eff, l}^{(k)})}$ obtained for the k^{th} load increment intersects with the modal capacity values $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T = T_{eff, l}^{(k)})}$ obtained at the end of this load increment.

Roof displacement demand is achieved by

$$\delta_T^{(pp)} = \Phi_{tepe,1}^{(pp)} \times \Gamma_1^{(pp)} \times S_{d,1}^{(pp)}$$

in case of obtaining performance point. Available seismic performance of the structure is attained by obtaining other demand quantities (displacement, drift ratios, plastic deformations, internal force, strain of concrete and reinforcement) on the whole system at this displacement level and comparing with the limit values (acceptance criteria) defined for various performance levels.

Plastic curvature $(\chi_{p,perf})$ and total curvature $(\chi_{T,perf})$ demands are obtained from plastic rotational demands $(\theta_{p,perf})$ of the plastic sections of the system at the performance point. Strain demands occuring in concrete and reinforcement at the plastic sections are calculated by moment-curvature analysis by considering total curvature and axial load demands. These demand values are compared with relevant strain capacities defined for various damage limits at section level and performance

evaluation is made by defining a damage condition. ABYBHY-2007 code is used for strain capacities of concrete and reinforcement steel to determine section damages.

In the application of the developed method, the effect of linear viscous dampers (used for the design of buildings where 1st natural vibration mode is effective and for retrofitting existing buildings), on vibration modes of the structure is neglected. Accordingly, eigenvalues and eigenvectors of the vibration modes of the system containing dampers are obtained by free vibration analysis using system mass and stiffness matrices as done for the system without dampers. Masses are assumed to be lumped at the center of mass on floor levels in the calculation of system mass matrix.

It is assumed that proportional (classical) damping, existing in the system without dampers, is conserved in case of adding viscous dampers to the system for the purpose of retrofitting. Namely, $\{\phi_i\}^T [C_{dd}] \{\phi_j\}$ is assumed to be zero or very close to zero. In other words, interaction of different modes with each other in modal damping matrix is neglected.

In the fifth chapter, the algorithm, coverage, limits of application, input and output data of a computer programs (*MCCAP-Moment Curvature&CAPacity*, *PERF_CAP-PERFormance CAPacity*, *PEERC_VD-Performance Evaluation of Existing Reinforced Concrete with Viscous Damper, STRAIN, OLCEK*) developed for the numerical applications of the method, are explained.

The sixth chapter is devoted to the numerical examples. The numerical examples is divided into two groups. In the first group of examples, the behavior of materially and geometrically non-linear reinforced concrete structural systems are examined. Then, the performance evaluation of the structure are obtained by using displacement and strain based performance criteria. And the second group of numerical examples consists of the enhancement of the structural performance of an existing structure which has low strength to the earthquake loads by using viscous dampers as an retrofit strategy.

For comparing the results which is obtained by the developed algorithm based on incremental analysis method, multiple time-history analyses were performed by using **O**pen**S**EES structural analysis software, which is used in prestigious universities worldwide and very efficient in solving earthquake engineering problems.

As earthquake effects, acceleration records chosen according to the compatibility criteria and soil classes in Turkish Earthquake Code (DBYBHY-2007), earthquake records best compatible with the elastic response acceleration spectrum corresponding to the design earthquake level for which the probability to be exceeded in 50 years is 10 % and return period is 475 years and maximum considered earthquake level for which the probability to be exceeded in 50 years is 2 % and return period is 2475 years, are used. Seven earthquake records are used for this purpose and mean values of the obtained results are compared with the acceptance criteria values for the performance evaluation of the structure. A Fortran code named as OLCEK.FOR is developed within this study for the scaling of the records.

Codes *Disp.m, Drift.m, Kesme.m, Strain_Beams_Perf.m ve Strain_Col_Perf.m,* developed using MATLAB, are used in sorting out and processing the parameters in the results of nonlinear dynamic analyses and also used to make these parameters available for comparison with the relevant limit values for the structural performance

evaluation. These codes ease the assessment of the results for nonlinear time history analyses where more than one earthquake record is to be used. By the usage of the codes; with displacement, storey drift ratio, storey shear force, concrete and reinforcement unit shortening and elongation deformations at the critical sections of beams and columns of the structure obtained from the structural analysis for every earthquake acceleration record, displacement and strain based performance assessment can be made.

The seventh chapter covers the conclusions and suggestions. The basic features of the algorithm developed for obtaining the seismic performance evaluation of structures with or without viscous dampers. According to the results of the numerical examples in chapter six, some evaluations and possible extensions of the study are presented in this chapter.
1. GİRİŞ

1.1 Konu

Ülkemizde meydana gelen depremlerin büyüklüklerine oranla çok daha fazla hasara, can ve mal kaybına neden olmaları, bu büyük kayıpların kırsal alanlarda olduğu kadar yoğun yerleşim alanlarında ve endüstri bölgelerinde de meydana gelmiş olması dikkat çekicidir. Bu durum, deprem bölgelerinde inşa edilen yapıların önemli bir bölümünün yönetmeliklerin öngördüğü yeterli deprem güvenliğine sahip olmadıklarını göstermektedir.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından gerçekleştirilen yoğun incelemeler ve araştırmalar, depremde hasar gören yapıların deprem güvenliklerindeki yetersizliklerin

- a) bilimsel esaslara ve yönetmeliklere uygun olmayan hatalı tasarımdan
- b) malzeme ve özellikle beton kalitesindeki yetersizlikten
- c) projeye, yönetmeliklere ve temel mühendislik prensiplerine uygun olmayan kusurlu yapımdan

kaynaklandığını göstermektedir.

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkemizde, olası yeni depremlerde de benzeri olumsuz sonuçların meydana gelmemesi için, yapı mühendisliği açısından çeşitli önlemlerin alınması kaçınılmaz olmaktadır. Bu önlemler iki grupta toplanabilir :

- a) yeni inşa edilecek olan yapıların tasarım ve yapım aşamalarında gerekli özeni gösterek yapıların bilimsel esaslara, temel mühendislik ilkelerine ve yönetmeliklere uygun olarak inşa edilmelerinin sağlanması
- b) özellikle deprem riski yüksek olan bölgelerden ve bu bölgelerdeki yoğun yerleşim alanlarından başlayarak, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin

belirlenmesi ve yeterli güvenliğe sahip olmayan yapıların güçlendirilmesi veya yenilenmesi.

Depremlerde meydana gelen yapısal hasarın, yönetmeliklerde tanımlanan eşdeğer deprem yükleri altında yapı elemanlarının mevcut dayanım kapasitelerinin aşılması ile doğrudan ilgili olmadığı, hasarın temel nedeninin yapı elemanlarının şekildeğiştirme kapasitelerinin aşılması olduğu bilinmektedir. Buna karsın, zamanımızda Türk Deprem Yönetmelikleri ve diğer ülkelerin deprem yönetmeliklerinin önemli bir bölümü, yapıların deprem etkilerine karşı yeterli bir güvenliğe sahip olmalarının sağlanabilmesi amacıyla, taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranışını temsil eden bir yapı davranış katsayısı aracılığı ile elastik deprem yüklerinin azaltılmasını ve yapısal elemanların dayanımlarının yeterliliği esasına dayanan dayanım bazlı tasarım yaklaşımlarını esas almaktadır, [1,2].

Ancak, deprem mühendisliğinde son zamanlarda meydana gelen gelişmeler doğrultusunda giderek daha yaygın olarak benimsenen yaklaşım, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde ve yeni inşa edilecek yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımında, yerdeğiştirmeye ve şekildeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal performans değerlendirmesi ve tasarım yaklaşımıdır. Bu yaklaşımın amacı, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin etkisi ile deprem enerjisinin sönümlenmesini sağlayan yapının, esas alınan bir deprem istemi ile yapının kapasitesi arasındaki bir tür dengeyi ifade eden performans noktasındaki yerdeğiştirme ve plastik şekildeğiştirme talebi (istemi) esas alınarak hasar düzeyinin tespiti veya diğer bir deyişle, deprem güvenliğinin irdelenmesidir. Böylece, farklı deprem tehlike (risk) seviyeleri için, hedeflenen farklı performans düzeylerine sahip olan yapı tasarımı yapılabilmekte ve böylece mevcut yapıların güçlendirilmesi ve yeni yapılacak olan yapıların daha ekonomik ve gerçekçi bir şekilde tasarımı sağlanabilmektedir.

Depremlerde hasar gören yapıların onarım ve güçlendirilmesinin yanında, mevcut yapıların da deprem güvenliklerinin belirlenmesinin ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmesinin yoğun olarak gündeme geldiği günümüzde, yeni inşa edilecek yapılar için geçerli olan 1998 Türk Deprem Yönetmeliğine [1] mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de

güncelleştirilmesi amacıyla 2003 yılında başlatılan çalışmalar sonucunda 2007 Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY) hazırlanmıştır, [2].

Mevcut bir yapının deprem güvenliğinin belirlenmesi, yapı taşıyıcı sisteminin dış etkiler altındaki doğrusal olmayan davranışının yakından izlenebilmesi ile mümkündür. Doğrusal olmayan davranışın belirlenmesinde ise, ileri analiz yöntemlerine başvurulması gerekmektedir. Doğrusal olmayan teorinin esas alındığı bu hesap yöntemleriyle, statik ve dinamik dış etkiler altındaki yapı sistemlerinin gerçek davranışlarının yakından izlenebilmesi ve özellikle yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere bağlı deprem performansinin daha gerçekçi olarak belirlenebilmesi mümkün olmaktadır. Diğer taraftan, malzemenin doğrusal olmayan davranışını gözönüne alan teorilerin kullanılması ekonomik yapı tasarımına olanak sağlamaktadır. Ancak yapıların narinleşmesine neden olan bu durum, artan yerdeğiştirmeler nedeni ile geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan davranışın da hesaba katılmasını zorunlu hale getirmektedir. Diğer bir deyişle, denge denklemlerinin şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki nedenden kaynaklanmaktadır:

- 1- malzemenin doğrusal olmaması nedeniyle iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye-denklemlerinin) doğrusal olmaması
- geometri değişimlerinin etkisi nedeniyle denge denklemlerinin doğrusal olmaması.

Doğrusallığı bozan bu etkenlerin birlikte gözönüne alındığı teoriye *ikinci mertebe elastoplastik teori* denilmektedir.

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin, doğrusal elastik ve ikinci mertebe elastoplastik teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresiyerdeğiştirme bağıntıları Şekil 1.1 de şematik gösterilmiştir.

Malzemenin doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin terkedildiği birinci mertebe teorisine göre hesabı ile elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 1.1 de (1) numaralı eğri ile tanımlanmaktadır. Buna karşılık, doğrusal olmayan malzemeden

yapılmış sistemlerde, artan dış yükler nedeniyle meydana gelen iç kuvvet artışı sonucunda bazı kesitlerde doğrusal elastik sınır aşılmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmeler oluşmaktadır.

Yeterli sünekliğe sahip olan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin *plastik mafsal* (plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışında kalan bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım *plastik mafsal hipotezi* olarak adlandırılmaktadır.

Plastik mafsal hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yüklerin artan değerlerinde, oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin rijitliği giderek azalmakta ve *ikinci mertebe limit yük* olarak adlandırılan belirli bir maksimum noktasından sonra artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametreleri karşı gelmektedir. Bu durum Şekil 1.1 de (2) numaralı eğri ile tanımlanmaktadır. Eğrinin yatay olan veya azalan kolu stabilite yetersizliğine karşı gelmekte ve bu bölgede sistem rijitlik matrisinin deteminantı sıfır olmakta veya negatif değerler almaktadır.



Şekil 1.1 : Doğrusal-elastik ve ikinci mertebe elastoplastik teorilere göre elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntıları.

Yapı sistemlerinin dayanım ve yerdeğiştirme performanslarının belirlenmesi, genel olarak, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem

analizini gerektirmektedir. Sismik değerlendirme ve güçlendirme çalışmalarında, deprem mühendisliği alanında son yıllarda uygulanmakta olan performansa (davranış düzeyine) dayanan hesap yöntemlerine başvurulmaktadır. Bu yöntemlerde, ilk olarak yapıdan beklenen davranış düzeyi tanımlanmakta ve bu davranış düzeyine uygun olarak, yapının deprem güvenliği kontrol edilmektedir. Beklenen davranış düzeyine sahip olmayan yapılarda ise güçlendirme tasarımı ve uygulaması yapılmaktadır. Yapıların güçlendirilmesi, yapı taşıyıcı sisteminin dış etkiler altındaki performansı öngörülen belirli bir performans düzeyini sağlayacak şekilde gerçekleştirilen güçlendirme işlemlerini kapsamaktadır.

Öngörülen yeterli performans düzeyini sağlamayan yapıların güçlendirilmesindeki en önemli hususlardan biri güçlendirme yönteminin seçimidir. Günümüzde yaygın olarak uygulanmakta olan güçlendirme yöntemleri, taşıyıcı sistem elemanlarının eleman bazında tekil olarak güçlendirilmesi ve/veya yapı sisteminin tümünün güçlendirilmesi şeklindedir.

Eleman bazında güçlendirmeden amaç, yapının genel dayanım, rijitlik ve süneklik özelliklerinden bağımsız olarak, eleman düzeyindeki yetersizliklerin giderilmesi suretiyle binanın deprem performansının yükseltilmesidir. Eleman bazında güçlendirme önlemleri arasında kolonların sarılması, kolon kesitlerinin büyütülmesi, kirişlerin sarılması, bölme duvarlarının güçlendirilmesi sayılabilir.

Deprem etkileri altında yeterli bir dayanım kapasitesine sahip olmayan veya şekildeğiştirmeleri ve yerdeğiştirmeleri öngörülen performans düzeyine karşı gelen sınır değerleri aşan yapı sistemleri için tümsel güçlendirme önlemlerinin uygulanması gerekli olabilir. Tümsel güçlendirme, mevcut yapı sisteminin dayanımını, rijitliğini, kararlılığını arttırmak, yerdeğiştirmelerinin yönetmeliklerin öngördüğü düzeye indirilmesini sağlamak ve bazı hallerde yapının süneklik düzeyini yükseltmek için genellikle başvurulan bir güçlendirme yöntemidir.

Bu amaçla, çok kere, mevcut yapı sistemine yeni elemanlar eklenmektedir. Betonarme yapı sistemlerinin başlıca tümsel güçlendirilme yöntemleri, çerçeve düzlemi içinde betonarme perde eklenmesi, çerçeve düzlemine bitişik betonarme perde eklenmesi, sisteme yeni çerçeveler eklenmesi ve çelik taşıyıcı elemanlar ile güçlendirme olarak sıralanabilir. Yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapı sistemlerinin deprem güvenliğinin artırılması amacıyla, günümüzde yaygın olarak uygulanan yukarıdaki güçlendirme yöntemlerinin dışında, özellikle batı ülkelerinde, gelişmiş teknoloji ürünü olan bazı mekanik aygıtlardan da yararlanılmaktadır. Bu aygıtların başlıcaları, yapı sisteminin tamamının veya bir bölümünün deprem etkilerinden yalıtılmasını sağlayan sismik izolatörler ve kolonlar arasına çaprazlar şeklinde uygulanan sürtünmeli veya visko-elastik/viskoz akışkan malzemeli sönümleyici aygıtlardır. Sönümleyici aygıtların kullanılmasıyla, deprem enerjisinin sönümlenmesi ve yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin azaltılarak yapıda meydana gelecek yerdeğiştirmelerin ve ivmelerin, dolayısıyla oluşabilecek hasarın kabul edilebilir sınırlar içinde kalması sağlanabilmektedir. Özellikle ülkemizde, gerek mevcut yapıların güçlendirilmesinde gerekse yeni inşa edilecek yapıların tasarımında, bu aygıtların giderek daha yoğun olarak kullanılması beklenmektedir.

Deprem enerjisinin sönümlenmesiyle, yapıların daha yüksek performans düzeylerine sahip olması sağlanabilmektedir. Dolayısıyla, yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapılarda deprem enerjisinin sönümlenerek yapısal performansın arttırılması amacına yönelik olarak, güçlendirilecek yapıların yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yapısal performans değerlendirmesine ve tasarımına yönelik algoritmaların geliştirilmesine gerek duyulmaktadır.

1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar

Doğrusal olmayan teoriye göre sistem analizi ve betonarme yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışının incelenmesi, betonarme yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır.

Bu bölümde

a- malzemenin doğrusal olmayan davranışı, modellenmesi ve çubuk elemanların doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi

- b- malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemleri ve özellikle betonarme yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizi
- c- yapı sistemlerinin performans bazlı tasarım ve değerlendirmesi, yapısal kontrol sistemleri ve bu sistemlerin yapıların performansının iyileştirmesinde kullanılması

konularındaki çalışmalar ile bu çalışmaların deprem mühendisliği alanındaki uygulamalarını içeren kuramsal ve deneysel araştırmaların gözden geçirilmesi amacıyla yürütülen bir kaynak araştırmasının sonuçları verilmiştir.

[3-7] numaralı kaynaklarda, çok sayıda örnek üzerinde yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar değerlendirilerek, betonarme elemanlarda kullanılan beton malzemesinin doğrusal olmayan davranışı ile sargılamanın betonun dayanımına ve sünekliğe olan etkisi incelenmiştir. Ayrıca, sargılı veya sargısız beton davranışlarının modellenmesine esas olan parametreler belirlenerek, sargılı ve sargısız betonlar için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları önerilmiştir. Bu çalışmalarda önerilen ve literatürde yaygın olarak kullanılan gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları Bölüm 2 de ayrıntılı olarak verilecektir.

Özcebe ve Saatçioğlu [8], yöndeğiştiren tekrarlı yatay yükler etkisindeki betonarme kolonlarda sargılamanın beton dayanımına ve sünekliğe olan etkisinin incelenmesi amacıyla deneysel çalışmalar yapmışlardır. Deneysel çalışmalarda, sargı donatısının farklı durumları da gözönüne alınmaktadır. Bu çalışmada, betonarme kolonlarda etkin bir sargılamanın olması durumunda süneklik ve dayanımın arttığı, ayrıca çekirdek betonu etrafında yerleştirilen boyuna donatının sargılamanın etkinliğini arttıracağı ifade edilmiştir.

Sakai ve Sheikh [9], sargılı ve sargısız betonların karakteristiklerinin belirlenmesine yönelik olarak yapılmış olan çalışmaları gözden geçirmişlerdir. Bu çalışmada, önerilen çeşitli beton davranış modelleri karşılaştırılmıştır. Geliştirilen pek çok modelin genelleştirilmiş modeller olmamasına ve kendi deneyleriyle sınırlı kalmasına karşılık, *Sheikh-Uzumeri* ve *Geliştirilmiş Kent&Park* beton davranış modellerinin daha güvenilir olduğu belirtilmiştir.

İlki, Kumbasar, Özdemir ve Fukuta [10], betonarme kesitlerin dayanımlarında belirgin bir azalma olmaksızın yeterince elastik ötesi şekildeğiştirme yapabilmesinde,

kesitteki sargılamanın önemli bir etken olduğunu belirtmişlerdir. Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi ve betonarme yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizi bakımından, sargılanmış betonun davranışını basit ve gerçekçi olarak yansıtabilecek modellere gereksinim olduğu ifade edilmiştir. Bu çalışmada, yapılan deneysel incelemeler sonucunda elde edilen veriler değerlendirilerek, üç doğru parçasından oluşan bir sargılı beton davranış modeli önerilmiştir. Önerilen modelin mevcut sargılı beton davranış modelleriyle karşılaştırıldığında daha basit ve güvenilir olduğu belirtilmiştir.

Çakıroglu ve Karadoğan [11], plastik mafsallardaki dönme kapasitesi ve kesit sünekliği için yaklaşık basit formüller önermişlerdir. Dönme kapasitesinin hesabında esas alınan, betondaki maksimum birim kısalmayı ifade eden ε_{cu} ve plastik bölge uzunluğunu ifade eden ℓ_p büyüklüklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan kuramsal ve deneysel çalışmalar sonucunda önerilen yaklaşık formüller irdelenmiştir.

Ersoy ve Özcebe [12], sargılı veya sargısız beton davranış modelleri esas alınarak, betonarme kesitlerde moment-eğrilik ilişkisini elde edebilen bir algoritma geliştirmişlerdir. Geliştirilen algoritmadan yararlanarak, kesitteki basınç donatısının, normal kuvvet düzeyinin, farklı enine donatı yerleşim düzenlerinin ve çelikteki pekleşmenin eğilme momenti-eğrilik bağıntısına olan etkileri incelenmiştir. Geliştirilen algoritmanın sayısal uygulamaları için, literatürde mevcut olan deneysel çalışmalardaki numuneler esas alınmış ve analitik çözümler yapılarak eğilme momenti-eğrilik bağıntıları elde edilmiştir. Analitik çözümlemede sargılı beton davranış modeli olarak Sheikh ve Uzumeri ile Geliştirilmiş Kent ve Park Modelleri kullanılmıştır. Analitik çözümlerin ve deneysel çalışmaların oldukça yakın sonuçlar verdiği belirtilmiştir. Aynı zamanda, betonarme bir kesitte betonun ε_{cu} maksimum birim kısalmasının, kesitin eğilme momenti taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi irdelenmiştir.

Yalçın ve Saatçioğlu [13], betonarme kolonların doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi için bir algoritma geliştirmişlerdir. Geliştirilen algoritmanın uygulanmasında, sabit düşey yükler ve monotonik olarak artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır. Çalışma kapsamında, betondaki sargılama etkisi, donatının pekleşmesi, boyuna donatının burkulması ve ikinci mertebe etkileri de gözönüne

alınabilmektedir. Analizlerde sargılanmış beton davranış modeli olarak, Saatçioğlu ve Razvi tarafından önerilen model esas alınmıştır. Ayrıca, geliştirilen bir bilgisayar programı (COLumn Analysis-COLA) yardımıyla, kesitin eğilme momenti-eğrilik bağıntısı ve M-N etkileşim diyagramı belirlenebilmektedir. Analizler sonucunda, kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi ve plastikleşmenin eleman boyunca değişimi elde edilebilmektedir. Geliştirilen algoritmadan yararlanarak, literatürdeki mevcut deneysel çalışmalarda kullanılan numunelerin doğrusal olmayan davranışları analitik olarak belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar deneysel çalışma sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Çakıroğlu, Özden ve Özmen [14,15] tarafından önerilen genel yük artımı ve ardışık yaklaşım yöntemlerinin her yük artımında veya her adımında sistemin hesabı doğrusallaştırılmaktadır. Bu yöntemlerde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin, içkuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarına ve sistemdeki iç kuvvet dağılımına bağlı olarak, sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönüne alınmaktadır. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi ise fiktif kuvvetlerle temsil edilmektedir.

Çakıroğlu ve Özer [16], ideal elastoplastik malzemeden yapılan dikdörtgen kesitler, I-kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitler için akma koşullarının ifadelerini vermişler ve geliştirilen bilgisayar programları yardımı ile bunlara ait akma eğrilerini ve akma vektörünün orantı sabitlerini grafiklerle göstermişlerdir. Kaynak [17] ve [18] de ise, çelik ve betonarme kesitler için elde edilen akma yüzeylerinin (ve akma eğrilerinin) idealleştirilmesi ayrıntılı bir şekilde incelenmiştir.

Parikh [19], sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında, çok katlı çelik çerçevelerin plastik mafsal hipotezine göre doğrusal olmayan analizini öngören bir ardışık yaklaşım yöntemi geliştirmiştir. İkinci mertebe etkilerinin de gözönüne alındığı yöntemin her adımında, bir önceki adımda bulunan plastik mafsal durumu esas alınarak sistemin rijitlik ve yükleme matrisleri yeniden hesaplanmaktadır.

Özer [20], malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan düzlem sistemlerin ikinci mertebe teorisine göre hesabı ve göçme yüklerinin bulunması için bir ardışık yaklaşım yöntemi geliştirmiştir. Bu çalışmada, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönünde tutulmuştur.

Kim [21], sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında, yapı sistemlerinin plastik mafsal hipotezine göre ikinci mertebe elastoplastik analizi için, yerdeğiştirme artımlarının esas alındığı bir artımsal analiz yöntemi geliştirmiştir.

Özer [22], düzlem sistemlerde ikinci mertebe limit yük için yapı ağırlığını minimum yapan bir optimum boyutlandırma yöntemi geliştirmiştir.

Powell ve Chen [23], yapı sistemlerinin elasto-plastik analizinde plastik mafsal hipotezini kullanmışlardır. Bu yöntemin birçok pratik uygulamada yeterli doğrulukta sonuç verdiğini ve programlamaya uygun olduğunu belirtmişlerdir. Kiriş ve kolonlar için matematiksel modeller geliştirilerek plastik hesap yönteminin teorisi ve programlamada izlenen yol açıklanmış, plastik mafsal hipotezinin hangi koşullarda daha doğru sonuç verdiği, çözülen sayısal örneklerle irdelenmeye çalışılmıştır.

Özer [24], düzlem çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yükün hesabı için bir yük artımı yöntemi önermiştir. Yöntemde, malzemenin elasto-plastik davranışının ve geometri değişimlerinin doğrusal olmayan etkileri ile normal kuvvetin akma koşuluna etkisi gözönüne alınmıştır. Sistem verilen sabit düşey yükler ve aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan yatay yükler altında hesaplanarak, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi doğrusallaştırılabilmektedir. Ayrıca, her plastik kesitin oluşumundan sonra, o kesitteki plastik şekildeğiştirme parametresi yeni bir bilinmeyen olarak alınmakta ve plastik kesitteki akma koşulunu ifade eden yeni bir denklem, denklem takımına ilave edilmektedir. Böylece, bir yük artımına ait çözüm, denklem takımına eklenen yeni bilinmeyene ait satır ve kolonun indirgenmesi suretiyle elde edilmekte ve denklem takımının yeniden kurulup çözülmesine gerek kalmamaktadır.

İrtem [17], malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan çelik uzay çubuk sistemlerin ikinci mertebe elasto-plastik hesabı, limit yüklerinin bulunması ve göçme güvenliklerinin tayini için bir yük artımı yöntemi geliştirmiştir. Geliştirilen yöntemin uygulanmasında, sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır. Plastikleşen kesitlerdeki şekildeğiştirmeler, akma vektörünün akma yüzeyine dik olması özelliği nedeniyle, tek bir plastik şekildeğiştirme bileşenine bağlı olarak ifade edilmektedir. Akma koşullarının ifadesi için, bileşik eğik eğilme etkisindeki çelik kutu kesitlere ait akma yüzeylerinin doğrusallaştırılması ile elde edilen akma düzlemleri önerilmiştir. Uygulanan itme analizinde, her plastikleşen kesitin oluşumundan sonra, o kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri ifade eden tek bir plastik şekildeğiştirme bileşeni ilave bilinmeyen olarak gözönüne alınmakta ve plastikleşen kesitteki değişen iç kuvvet durumunun akma yüzeyi üzerinde kaldığını ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesi öngörülmektedir. Yöntemin pratik uygulamaları için FORTRAN programlama dilinde kodlanan IMEP-3D bilgisayar programından yararlanmak suretiyle, çok katlı çelik yapıların ikinci mertebe elastoplastik hesabı etkin bir şekilde yapılabilmektedir.

Orakdöğen [25], uzay çelik yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yük için yapı ağırlığını minimum yapan bir optimum boyutlandırma yöntemi geliştirmiştir. Bu çalışmada, denge koşulları Matris Yerdeğiştirme Yönteminden yararlanılarak ifade edilmekte, ayrıca yerdeğiştirme kısıtlamaları boyutlandırmada kolaylıkla gözönüne alınabilmektedir.

Girgin [18], betonarme yapı sistemlerinde birinci ve ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi amacıyla bir yük artımı yöntemi geliştirmiştir. Geliştirilen yöntemde, geometri değişimlerinin denge denklemlerine olan etkisi ve betonarmenin doğrusal olmayan davranışı gözönüne alınmıştır. Sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler etkisindeki sistemin hesabında, normal kuvvetlere bağlı olarak hesaplanan ikinci mertebe rijitlik ve yükleme matrisleri yardımıyla ikinci mertebe etkileri doğrusallaştırılmaktadır. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sınırlı plastik şekildeğiştirme kapasitesine sahip olan belirli kesitlerde toplandığı, bunların dışında kalan bölgelerde sistemin doğrusal-elastik olarak davrandığı gözönüne alınmaktadır. Uygulanan statik itme analizinde, her plastik kesitin oluşumundan sonra, o kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri ifade eden plastik şekildeğiştirme parametresinin bilinmeyen olarak alınması ve iç kuvvet durumunun akma koşulunu sağladığını ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesi öngörülmüştür. Akma koşullarının ifade edilmesi için bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme çubuk elemanlar için elde edilen üç boyutlu akma yüzeyleri doğrusal bölgelerden oluşacak şekilde idealleştirilmiştir. Böylece, oluşan bir plastik kesitin çözüme etkisini içeren ilave denklemin doğrusal olması sağlanmıştır. Geliştirilen yöntemin çok katlı, çok bilinmeyenli betonarme yapı sistemlerinin ikinci mertebe elastoplastik hesabına etkin olarak uygulanmasını

sağlamak amacıyla, bilinmeyenlerin elde edilmesi aşamasında, katsayılar matrisinin indirgenme işleminin hızlandırılmasını sağlayan bir algoritma önerilmiştir. Yöntemin pratik uygulamaları için, etkin olarak kullanılabilen bilgisayar programları da geliştirilmiştir.

Çakıroğlu, Özer ve Girgin [26], bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme dikdörtgen kesitlerde akma koşulları ve akma vektörünün bileşenleri için yaklaşık formüller önermişlerdir. Bu çalışmada, akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu gösterilmiş, bu özellik yapılan sayısal uygulamalar ile kanıtlanmıştır.

Fajfar ve Gaspersic [27], mevcut veya yeni inşa edilecek olan betonarme binaların doğrusal olmayan statik analizine uygulanmak üzere, kolay kullanılabilen ve N2 yöntemi olarak isimlendirilen yeni bir performans değerlendirme yöntemi önermişlerdir. Yöntem, doğrusal olmayan statik itme analiziyle spektral analiz yaklaşımının birlikte uygulanması esasına dayanmaktadır. Sözkonusu yöntem uygulanarak çeşitli sayısal örnekler çözülmüştür.

Bertero [28], Hamburger [29], Jirsa [30], Krawinkler [31], Poland ve Hom [32], performans bazlı deprem mühendisliği kavramını esaslarını ayrıntılı olarak gözden geçirmişler ve bu kavramın günümüz yönetmeliklerinde yer alarak mühendislik uygulamalarında kullanılması gerekliliğini vurgulamışlardır. Bu konu ile ilgili olarak yapılan çalışmaları ve gelişmeleri ayrıntılı olarak irdelemişlerdir. Aynı zamanda, bu kavramın uygulanmasındaki zorlukları ve araştırılması gerekli hususları belirtmişlerdir.

Otani, kaynak [33] te verilen çalışmasında, 1995 Nanbu(Kobe) depreminde meydana gelen hasarın nedenlerini ve hangi tür yapılarda ne gibi hasarın oluştuğunu ayrıntılı olarak incelemiştir. Ayrıca, depreme dayanıklı yapı tasarımında, performans bazlı tasarımın esas alınmasına yönelik olarak Japonya'daki gelişmeleri sunmuştur.

Bachmann ve Dazio [34], üç boyutlu betonarme yapı sistemlerinin yerdeğiştirme bazlı tasarımı için bir yöntem geliştirmişlerdir. Örnek olarak seçilen sekiz katlı perde-çerçeveli bir betonarme yapı sistemi önerilen yöntemle çözülmüş ve elde edilen sonuçlar kuvvet bazlı tasarım yönteminden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır.

Önerilen yöntemin, kuvvet bazlı tasarıma oranla daha etkin ve hızlı olduğu ifade edilmiştir.

Ghobarah, Aly ve Attar [35], yapısal performans seviyelerini beş farklı hasar düzeyi esas alınarak tanımlamışlardır. Örnek olarak seçilen üç katlı betonarme bir yapı sistemi üzerinde, belirli bir yer hareketi için, hasar indeks yaklaşımıyla hasar durumu belirlenerek performans bazlı değerlendirme yapılmıştır.

Reinhorn [36], doğrusal olmayan analiz için basitleştirilmiş yöntemlerin uygulanmasında, özellikle çok modlu analizi de kapsayan bazı yaklaşımlar önermiştir. Önerilen yaklaşımları karşılaştırarak irdelemiştir.

Tso ve Moghadam [37], planda simetrik olmayan üç boyutlu yapıların doğrusal olmayan statik itme analizlerinde, burulma etkilerini de dikkate alan bir yöntem önermişlerdir. Yöntemde üç boyutlu yapı sistemi, doğrusal dinamik analiz sonuçlarına bağlı olarak, burulma etkilerini de içeren düzlem alt sistemlere ayrılmaktadır. Önerilen yöntemin en üst kat yerdeğiştirmeleri, ara kat ötelemeleri, kolon ve kiriş süneklik değerleri için yeterli sonuçlar verdiği belirtilmiştir. Çalışmada, üç boyutlu doğrusal olmayan analizler için, iki boyutlu DRAIN 2D bilgisayar programının kullanılmasının yeterli olduğu öne sürülmüştür.

Kilar ve Fajfar [38], planda simetrik olmayan yapıların monotonik olarak artan yatay yükler etkisindeki doğrusal olmayan statik analizleri için bir yöntem geliştirmişlerdir. Yöntemin uygulanmasında, yapı düzlem alt sistemlere bölünerek her alt sistem üzerinde doğrusal olmayan statik analiz gerçekleştirilmektedir. Yöntemin pratik uygulamaları için geliştirilmiş olan NEAVEK (Non-Linear Analysis of Multistory Buildings) bilgisayar programından yararlanarak, simetrik ve simetrik olmayan yedi ve yirmi bir katlı perde-çerçeveli betonarme yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizleri yapılmış ve elde edilen sonuçlar irdelenmiştir. Yapılan analizlerde, meydana gelen burulma hareketlerinin yapı davranışına etkileri de tartışılmıştır. Üç boyutlu yapıların doğrusal olmayan statik analizi için kullanılan DRAIN-3DX analiz programının, düzensizliğin fazla olduğu yapılarda güvenilir sonuçlar vermediği belirtilmiştir. Ayrıca, doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi uygulanarak elde edilen analiz sonuçlarının güvenilir olmasına karşılık, bu yöntemin basitlik ve hız

açısından elverişli bir analiz yöntemi olmadığı belirtilmiş ve doğrusal olmayan analiz için basitleştirilmiş hesap yöntemlerinin geliştirilmesi gerektiği ifade edilmiştir.

Paulay [39], planda simetrik olmayan sünek betonarme yapıların yerdeğiştirme bazlı tasarımı için bir yaklaşım önermiştir. Burulma etkilerinin, sünek betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışına etkileri irdelenmiştir.

Freeman [40] tarafından, depreme dayanıklı yapı tasarımına yönelik olarak kullanılan doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinden kapasite spektrumu yönteminin temel esasları ve gelişimi açıklanarak, seçilen bir örnek üzerinde yöntemin uygulanması gösterilmiştir. Yöntemin, mevcut yapıların güçlendirilmesi kapsamında, ATC-40 dökümanına dahil edilmesi gerektiği belirtilmiştir.

Krawinkler ve Seneviratna [41], mevcut ve yeni inşa edilecek yapı sistemlerinin belirli bir yer hareketi altındaki davranışlarının incelenmesinde oldukça yaygın olarak kullanılmakta olan statik itme analizinin esasları hakkında bilgi vermişlerdir. Bu çalışmada, özellikle yapıların performans değerlendirmesinde kullanılan statik itme analizi ile, hangi koşullar altında uygun, uygun olmayan veya yetersiz sonuçlar elde edileceği açıklanmıştır. Birinci modun etkin olduğu ve düzensizliğin bulunmadığı sekiz kata kadar olan orta yükseklikteki yapılarda statik itme analizinden elde edilecek sonuçların güvenilir olabileceği belirtilmiştir. Çok katlı yüksek yapılarda, yüksek modların etkisi nedeniyle, statik itme analizinin kullanılmasının yapının deprem güvenliğinin belirlenmesi açısından sakıncalı olduğu ve elde edilen sonuçların güvenilir olmayacağının bilinmesi gerektiği vurgulanmıştır.

Chopra ve Goel [42], ATC-40 [43] dökümanında yer alan ve yapıların performans değerlendirmesinde kullanılan kapasite spektrumu yöntemine benzer, fakat inelastik talep(istem) spektrumunun esas alındığı yeni bir yaklaşım geliştirmişlerdir.

Fajfar [44,45], yapıların performans değerlendirmesinde kullanılan ve Kaynak [27] de esasları verilen doğrusal olmayan statik analiz yönteminde inelastik talep spektrumu yaklaşımının kullanılmasını önermiştir. İnelastik spektrumun kullanıldığı bu yöntem, ATC-40 dökümanındaki kapasite spektrumu yöntemi ve FEMA-356 **[46]** standardındaki yerdeğiştirme katsayıları yöntemiyle karşılaştırılarak benzerlikleri ve farklılıkları irdelenmiştir. Ayrıca, bu yöntem kullanılarak bir yerdeğiştirme kontrolü

tasarımı yapılmıştır. Yöntemin düzlem sistemlere uygulanabileceği ifade edilmiş ve iki örnek üzerinde yöntemin çözüm aşamaları ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Chopra ve Goel [47], ATC-40 [43] dökümanında yer alan ve yapıların performans değerlendirmesinde kullanılan kapasite spektrumu yöntemindeki A ve B prosedürlerini tek serbestlik dereceli sistemler üzerinde uygulayarak elde edilen sonuçları irdelemişlerdir. Bu çalışmada, A ve B prosedürlerinin bazı eksiklikler içerdiği belirtilmiştir. Bu eksikliklerin giderilmesine yönelik olarak alternatif bazı prosedürler geliştirilmiş ve örnekler çözülerek elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Medhekar ve Kennedy [48,49], tek ve çok serbestlik dereceli sistemlerin doğrusal olmayan analizinde uygulanmak üzere, yerdeğiştirme esaslı tasarım yöntemini alternatif bir yöntem olarak önermişlerdir. Burulma etkilerinin de gözönüne alındığı bu yöntemin avantajları belirtilmiş ve yerdeğiştirme esaslı tasarımın dayandığı temel kavramlar açıklanmıştır. Önerilen yöntem, iki ve sekiz katlı örnek çelik yapıların tasarımında uygulanmıştır. Yöntemin sayısal uygulamalarından elde edilen sonuçlar, doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Chandler ve Mendis'in çalışmasında [50], betonarme yapılarda deprem güvenliğinin belirlenmesinde kullanılan kuvvet ve yerdeğiştirme bazlı tasarım yöntemlerinin esasları karşılaştırmalı olarak gözden geçirilmiştir. Yöntemler, Avrupa ve Avustralya yönetmeliklerine göre boyutlandırılan düşük, orta ve yüksek süneklik düzeyine sahip betonarme yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesinde uygulanmıştır.

Chandler ve Lam [51], deprem mühendisliğinde performans bazlı tasarımla ilgili olarak yapılan çalışmaları özetlemişlerdir. Performans bazlı tasarımla bağlantılı olan, çeşitli mühendislik dallarındaki gelişmeler gözden geçirilmiştir. Sismoloji, zemin dinamiği, yapı dinamiği ve malzeme mekaniği alanındaki gelişmelerin, performansa dayalı deprem mühendisliğinin gelişmesinde önemli katkılar sağlayacağını ifade etmişlerdir.

Panagiotakos ve Fardis [52], betonarme kiriş, kolon ve perde elemanlar üzerinde yapılan 1000'den fazla deneysel çalışma sonuçlarını değerlendirerek regresyon analizi yapmış, akma ve göçme durumlarındaki eğrilik değerleri için bazı ifadeler önermişlerdir. Önerilen bu ifadeler kullanılarak, çatlamış kesit etkin eğilme rijitliklerinin belirlenmesi mümkün olabilmektedir.

Karabinis ve Kiousis [53], statik veya dinamik etkiler altındaki yapı sistemlerinin analizinde, teorik ve sayısal olarak, doğrusal ötesi davranışı incelemişlerdir. Bu amaçla, yapı elemanlarının malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan davranışını ifade eden yeni bir model önermişlerdir. Çalışmada, sözkonusu model kullanılarak yapılan çözümlemelerin, malzeme düzeyinde modellemeleri içeren sonlu eleman çözümlemelerinden daha etkin olduğu belirtilmektedir.

Zamfirescu ve Fajfar [54] tarafından, yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde son yıllarda geliştirilen statik itme analizine dayanan basitleştirilmiş doğrusal olmayan yöntemlere ait temel esaslar karşılaştırmalı olarak gözden geçirilmiştir. Yöntemler, örnek olarak seçilen beş katlı betonarme bir düzlem çerçeve sistemin deprem performansının belirlenmesinde kullanılmış ve elde edilen sonuçlar doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Ziemian ve McGuire [55], plastik mafsal teorisine dayanan itme analizinde, malzeme ve geometri değişimlerinin plastik mafsal modeli üzerindeki doğrusal olmayan etkilerini dikkate almışlardır. *Geliştirilmiş teğet modeli* adını verdikleri bir yaklaşım kullanılarak gerçekleştirilen doğrusal olmayan analiz sonuçları, doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Hasan, Xu ve Grierson [56], deprem etkilerine maruz yapı sistemlerinin performansa dayalı tasarımı için gerekli olan doğrusal olmayan statik itme analizi için, bilgisayar destekli bir yöntem geliştirmişlerdir. Uygulanan statik itme analizinde, sabit düşey yükler altında, orantılı olarak artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır. Yöntem, örnek olarak seçilen çelik düzlem çerçeve sistemlere uygulanmıştır. Analiz sonucunda, çerçevelerdeki plastik mafsal dağılımları elde edilmiş ve plastik mafsallardaki şekildeğiştirmelere bağlı olarak performans değerlendirmesi yapılmıştır.

Chopra ve Goel [57], sabit yatay yük dağılımının esas alındığı geleneksel yöntemlerdeki gibi hesabın kolaylıkla yapılabildiği, kavramsal açıdan anlaşılır olan ve yapı dinamiği teorisine dayanan yeni bir modal itme analizi yöntemi geliştirmişlerdir. Bu yöntemde, her mod için ilgili mod şekli ile orantılı olan yatay yük dağılımları esas alınarak, bağımsız olarak yapılan doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda modal itme eğrileri (modal kapasite eğrileri) elde edilmektedir.

Daha sonra bu eğrilerin koordinatları, ilgili modlar için tanımlanan eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemlerin koordinatlarına dönüştürülmekte ve her mod için deprem istemleri hesaplanmaktadır. Son aşamada ise, modal istemler uygun bir mod birleştirme kuralı ile birleştirilerek toplam deprem istemi bulunmaktadır. Yöntemin esası, tek modlu itme analizinde kullanılan yaklaşımın her mod için bağımsız olarak tekrarlanmasına dayanmaktadır. Yöntemde her mod için bağımsız doğrusal olmayan statik itme analizi yapıldığından, modların etkileşimi gözönüne alınamamaktadır. Geliştirilen yöntem, dokuz katlı bir çelik düzlem çerçeve sistem üzerinde uygulanmış ve sonuçlar doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Geliştirilen modal itme analizinde, her mod için yapılan bağımsız analizlerde birbirinden farklı kesitlerde plastik mafsallar oluşmaktadır. Yapısal performans değerlendirmesinde, birinci derecede önemli olan plastik şekildeğiştirme değerlerinde büyük hatalar meydana gelebildiği belirlenmiştir.

Fajfar [58], kaynak [27] deki çalışmasında esasları açıklanan ve N2 metodu olarak isimlendirilen basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemini planda simetrik olmayan üç boyutlu yapıların analizine uygulanmak amacıyla geliştirmiştir.

Miranda ve Ruiz-Garcia [59], tek serbestlik dereceli sistemlerde doğrusal olmayan maksimum yerdeğiştirme isteminin belirlenmesinde, literatürde mevcut olan altı adet yaklaşık yöntemin esaslarını karşılaştırmalı olarak gözden geçirmişlerdir. İncelenen yöntemlerin esası, tek serbestlik dereceli bir sistemin belirli bir yer hareketi altındaki maksimum doğrusal olmayan yerdeğiştirme isteminin, doğrusal olmayan davranışa bağlı olarak değişebilen sönüm ve rijitlik değişkenleri kullanılarak gerçekleştirilen doğrusal elastik çözüm sonuçlarıyla ifade edilmesidir. Basitleştirilmiş yöntemlerde, sönüm ve periyod parametreleri için yerdeğiştirme sünekliğine bağlı ampirik ifadeler önerilmiştir. Belirli bir yerdeğiştirme sünekliği için, yöntemlerde önerilen ampirik ifadelerden elde edilen sönüm ve periyod değerleri esas alınarak, tek serbestlik dereceli sistemin belirli bir yer hareketi için zaman tanım alanındaki doğrusal elastik çözümlemeleri yapılmıştır. Çeşitli periyod seviyelerinde, tek serbestlik dereceli sistemlerin basitleştirilmiş yöntemlerle elde edilen yerdeğiştirme istemleri, sistemlerin belirli bir histeresis davranışı ve belirli bir yer hareketi için zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan çözümlemelerinden elde edilen yerdeğiştirme istemleriyle karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara dayanarak, basitleştirilmiş

yöntemlerde doğrusal olmayan davranışın etkisini içeren, sönüm ve periyod değerleri için önerilmiş olan ampirik formüllerin kullanılabilirliği irdelenmiştir.

Büyüköztürk ve Güneş [60] tarafından, büyük ölçekli deprem riskinin belirlenmesine ve oluşabilecek olası hasarın azaltılmasına yönelik olarak, teorik ve uygulamalı çalışmalarda günümüze kadar olan gelişmeler gözden geçirilmiş ve gelecekte yapılması gereken çalışmalar özetlenmiştir. Bu çalışmalar arasında, mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesine ve güçlendirilmesine yönelik olarak, mevcut yönetmeliklerin revize edilmesi, hesap yöntemlerinin (performans bazlı tasarım yöntemleri vb.) geliştirilmesi ve gelişmiş teknolojilerin kullanılması önemli bir yer tutmaktadır. Özellikle Türkiye'de, deprem riski belirleme çalışmalarının ayrıntılı bir şekilde ve birçok parametrenin gözönüne alınarak yapılmasının gerekliliği vurgulanmıştır.

Lin ve Chang [61], doğrusal olmayan teoriyi esas alan ve yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde kullanılan ATC-40 [43] dökümanındaki yöntemin başarısının, öngörülen deprem için tanımlanan talep spektrumuna ve eşdeğer viskoz sönüm modeline bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Talep spektrumunun elde edilmesinde, spektral yerdeğiştirmelere bağlı olarak elde edilen spektral ivme (pseudo-ivme) değerlerinin yüksek sönüm oranlarında gerçek değerlerinden uzak olduğu ifade edilmiştir. Özellikle %10 dan fazla sönüm oranına ve 0.15sn den uzun periyoda sahip olan sistemler için ATC-40 deki kapasite spektrumu yönteminin yetersiz kalacağı vurgulanmıştır. Kapasite spektrumu yönteminin yaklaşıklığının arttırılması için, talep spektrumunun öngörülen yer hareketi için zaman tanım alanında gerçekleştirilecek çözümden elde edilen mutlak ivme değerlerinden oluşacak şekilde belirlenmesi gerektiği ifade edilmiştir. ATC-40 dökümanındaki kapasite spektrumu yöntemi yaklaşımının geliştirilmesi için yapılan bu çalışmada, seçilen üç farklı viskoz sönüm modeli için performans belirlenmesine yönelik sayısal incelemeler yapılmış ve sonuçlar irdelenmiştir.

Aydınoğlu ve Fahjan [62], tek serbestlik dereceli sistemlerin seçilen bir deprem hareketi altındaki doğrusal olmayan analizini incelemişlerdir. Tek serbestlik dereceli sistemlerin zaman tanım alanındaki doğrusal olmayan çözümlerinde, farklı histeresis (çevrimsel) davranış modelleri, çalışmada geliştirilen formülasyon kapsamında tanımlanabilmektedir. Aynı zamanda ikinci mertebe etkilerinin sözkonusu olduğu durumlarda, çevrimsel modelde akma sonrası negatif eğimin hesaplarda gözönüne alınabildiği ifade edilmiştir.

Aydınoğlu [63], çok modlu davranışı gözönüne alabilen pratik ve aynı zamanda teorik tutarlılığı olan yeni bir itme analizi yöntemi geliştirmiştir. Artımsal Spektrum Analizi (ARSA) olarak adlandırılan yöntemin esası, modal kapasite diyagramı adı verilen diyagramların yaklaşık olarak elde edilmesi esasına dayanmaktadır. Modal histeresis eğrilerinin iskelet eğrileri olarak tanımlanan bu diyagramlar, çok modlu itme analizinin her adımında, öngörülen deprem için hesaplanan doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirmelere bağlı olarak tanımlanmaktadır. Yöntemde, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirmelerin belirlenmesi için, her adımda modal kapasite diyagramlarının iki doğru parçası ile idealleştirilmesi ve buna ait özellikleri esas alan tek serbestlik dereceli sistemin dinamik hareket denkleminin zaman tanım alanında integrasyonu öngörülmektedir. Çalışmada ayrıca, mühendislik uygulamalarında kullanılmak üzere, yönetmeliklerde tanımlanan standart davranış spektrumundan vararlanarak cok modlu performans değerlendirmesi yapılabilmesi için, eşit yerdeğiştirme kuralını esas alan pratik bir versiyon geliştirilmiştir. Geliştirilen prosedür, sadece malzemenin doğrusal olmayan davranışının gözönüne alındığı, 1994 Northridge Depremi' nden sonra oluşturulan SAC araştırma programı çerçevesinde ele alınan dokuz katlı bir çelik düzlem çerçeve üzerinde uygulanmış ve elde edilen sonuçlar doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Prosedürün plastik dönme, kat kesme kuvvetleri, devrilme momentleri bakımından güvenilir sonuçlar verdiği belirtilmiştir.

Aydınoğlu [64], kaynak [63] te ayrıntıları verilen *Artımsal Spektrum Analizi* yöntemini, üç boyutlu yapılarda ikinci mertebe etkilerini de içerecek şekilde uygulanması amacıyla geliştirmiştir. Geliştirilen yöntemin, yüksek modların etkin olduğu burulma düzensizliğine sahip binalar ve köprüler için de kullanılabileceği belirtilmiştir. Ayrıca yöntem, dokuz katlı olan ve kütle dışmerkezliği nedeniyle burulma düzensizliği bulunan çelik bir yapı sistemi üzerinde uygulanmıştır.

Liu, Liu ve Li [65] tarafından, 1990' lı yılların başlarında ortaya atılan performansa dayalı tasarım yaklaşımının esasları verilerek, günümüze kadar olan gelişmelerin deprem mühendisliği bakımından önemi vurgulanmıştır. Mevcut deprem yönetmeliklerinin büyük bir bölümünde yer alan kuvvet bazlı tasarımın esasları gözden geçirilmiş ve mevcut güncel yönetmeliklerdeki eksiklikler tanımlanarak performansa dayalı tasarım yaklaşımının benimsenmesi gerektiği belirtilmiştir.

Kim ve Jwa [66], yapıların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla, basitleştirilmiş bir yöntem önermişlerdir. Önerilen yöntem mevcut analiz yöntemleriyle karşılaştırılmıştır.

Bento, Falcao ve Rodrigues [67], ATC-40 [43], FEMA-273 [68] dökümanları ve EC-8 [69] yönetmeliğindeki prosedürleri kullanmak suretiyle, dört ve sekiz katlı betonarme yapılar üzerinde doğrusal olmayan statik analiz yöntemini uygulayarak performans değerlendirmelerini yapmışlar ve elde edilen sonuçları doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Doğrusal olmayan statik itme analizinde ve dinamik analizlerde IDARC bilgisayar programı kullanılmıştır. Statik itme analizinde, herbir örnek için, düzgün yayılı, üçgen yayılı ve birinci modla orantılı olmak üzere üç farklı yatay yük dağılımı esas alınmıştır. Aynı zamanda, sekiz katlı örneğin doğrusal olmayan statik itme analizinde, ilk üç modun etkisini içeren çok modlu analiz yöntemi kullanılmıştır. Performans değerlendirmesinde kullanılan doğrusal olmayan statik analiz yönteminin avantajları ve kullanım sınırları belirtilmiş olmakla birlikte, yöntemlerin güvenirliliğinin arttırılmasında araştırılması gerekli olan hususlar da ifade edilmiştir.

Lin, Chang ve Wang [70], üç adet betonarme kolon numunesi üzerinde yapılan deneysel çalışma ile, performans bazlı değerlendirme yaklaşımı kullanılarak yapılan analizlerin sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Deneysel çalışma, pseudo-dinamik ve çevrimsel yükleme testlerinden oluşmaktadır. Performans bazlı değerlendirmede ise, ATC-40 dökümanındaki kapasite spektrumu yöntemi ve FEMA dökümanındaki yerdeğiştirme katsayıları yöntemi kullanılmıştır. Çalışmada, deneysel çalışma sonuçlarına göre, yerdeğiştirme katsayıları yöntemi ile %28 daha fazla ve kapasite spektrumu yöntemi ile %20 daha az yerdeğiştirme hesaplanmıştır.

Günay ve Sucuoğlu [71], 1995 Afyon-Dinar ve 1998 Adana-Ceyhan depremlerinde hasar gören dört katlı ve sekiz katlı iki yapının deprem performanslarını mevcut basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemleriyle belirlemişlerdir. Deprem risk seviyesi olarak 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve dönüş periyodu 475 yıl olan deprem ve can güvenliği performans düzeyi hedeflenerek, perde elemanlarla güçlendirilmiş olan bu yapılarda yapısal performans değerlendirmesi yapılmıştır. Doğrusal olmayan statik itme analizi için DRAIN-2DX bilgisayar programı kullanılmıştır. Çözümlerden elde edilen sonuçlar, doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Ayrıca, plastik kesitlerin yapı sistemi üzerindeki dağılımı için, analizlerden elde edilen sonuçlar ile deprem sonrasında hasar tespitiyle belirlenen hasar dağılımının ne derece uyumlu olduğu irdelenmiştir.

Guyader ve Iwan [72], yapısal performans belirlenmesinde uygulanan doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinden kapasite spektrumu yönteminin geliştirilmesine yönelik olarak yayınlanan FEMA 440 [73] dökümanındaki ampirik formüllerin esas alındığı bir yöntem önermişlerdir. Ayrıca, önerilen yöntemin kolay ve kısa sürede uygulanması için bir algoritma geliştirmişlerdir.

Sullivan, Calvi ve Priestley [74], başlangıç rijitliği veya sekant rijitliğini esas alan yerdeğiştirme bazlı tasarım yöntemlerini karşılaştırmalı olarak gözden geçirmişlerdir. Bu çalışmada, söz konusu yöntemlerin uygulanmasında karşılaşılan zorluklar ifade edilmiştir.

Miranda ve Lin [75], yapıların deprem etkileri altında doğrusal olmayan yerdeğiştirme isteminin elde edilmesi için bir yöntem geliştirmişlerdir. Yöntem, doğrusal olmayan sistemin çözümünün, yaklaşık formüllerle ifade edilen eşdeğer sönüm ve eşdeğer periyod değerlerine sahip doğrusal bir sistemin çözümüne karşı geldiği esasına dayanmaktadır. Yöntemin benzeri diğer yöntemlerden farkı, eşdeğer sönüm ve periyod ifadelerinin süneklik oranından bağımsız olarak ifade edilmesidir. Bunun sonucu olarak, iterasyona gerek olmaksızın, sözkonusu yöntem ile doğrusal olmayan yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi mümkün olabilmektedir.

Gutierrez ve Alpizar'ın yayınında [76], depreme dayanıklı yapı tasarımına uygulanmak üzere, yerdeğiştirme bazlı bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemde, başlangıçta yapı için belirli bir performans seviyesi öngörülmekte ve bu performans seviyesine karşı gelen performans kriterlerinin sağlanmasına yönelik olarak yapının süneklik istemi ifade edilmektedir. Bu süneklik istemine karşı gelen inelastik spektrum eğrisinden yararlanarak, hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen yatay yük dağılımı belirlenmektedir. Daha sonra, belirlenen yatay yükler için plastik teori ilkeleri kullanılarak, eleman bazında dayanım istemleri hesaplanmaktadır. Ferraioli, Avossa ve Malangone [77], belirli bir yer hareketi altında, betonarme yapılarda yapısal ve yapısal olmayan deprem hasarlarının tahmin edilmesi için yaklaşık bir yöntem geliştirmişlerdir.

Lin, Miranda ve Chang [78] tarafından, %5 lik sönüm oranına karşı gelen elastik spektrum eğrisine bağlı olarak yüksek sönüm oranlarındaki elastik spektrum eğrilerinin elde edilmesi için, literatürde mevcut beş farklı yaklaşık yöntemin esasları gözden geçirilmiş ve yapılan sayısal incelemelerle mevcut yöntemlerdeki spektrum azaltma katsayılarının doğruluğu irdelenmiştir. Sayısal incelemelerde, 0.1 ve 6.0 saniye aralığındaki periyod değişimine sahip tek serbestlik dereceli sistemlerin, Kaliforniya bölgesinden seçilen 216 adet deprem kaydı esas alınarak zaman tanım alanında çözümü yapılmıştır. Bu çözümlerden elde edilen gerçek değerler, yaklaşık yöntemlerden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır.

Zou ve Chan [79], betonarme yapıların performansa dayalı tasarımında gerekli olan doğrusal olmayan statik itme analizi yöntemiyle sayısal optimizasyon yöntemlerini birlikte kullanarak, katlardaki rölatif yerdeğiştirme oranının minimize edilmesine dayanan etkin bir algoritma geliştirmişlerdir. Geliştirilen bu yöntemle, yapılardaki hasarın rölatif kat yerdeğiştirmelerinin optimizasyonu ile kontrol altına alınmasının mümkün olacağı vurgulanmıştır. Geliştirilen algoritma, tek açıklıklı tek katlı ve iki açıklıklı dokuz katlı düzlem çerçevelere uygulanmış ve elde edilen sonuçlar irdelenmiştir.

Lee, Choi, Cheong ve Kim [80], yapıların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla, doğrusal olmayan statik itme analizine dayanan yeni bir yöntem geliştirmişlerdir. Geliştirilen yöntem, sekiz ve yirmi katlı çelik düzlem çerçevelerde uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar, doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları esas alınarak, mevcut yönetmeliklerdeki performans bazlı tasarım yöntemleri ile plastik mafsalların dağılımı ve rölatif kat yerdeğiştirmeleri bakımından karşılaştırılmıştır.

Aiken, Nims, Whittaker ve Kelly [81] çalışmalarında, 1981-1991 yılları arasında pasif enerji sönümleyicilerin yapılarda kullanımı ile ilgili olarak yapılmış olan deneysel çalışmaları ayrıntılı olarak açıklamışlar ve elde edilen sonuçları sönümleyicisiz yapılar üzerindeki deneysel çalışmalardan elde edilenlerle karşılaştırarak, pasif sönümleyicilerin yapı performansına katkısını irdelemişlerdir.

Deneysel çalışmalarda yedi farklı tip pasif sönümleyici, dört farklı tip yapı üzerinde denenmiştir.

Constantinou ve Symans tarafından gerçekleştirilen yayında [82], depreme dayanıklı yapı tasarımı ve mevcut yapıların güçlendirilmesinde kullanılan enerji sönümleyicilerin mekanik özellikleri ve yapılarda kullanımına yönelik temel esaslar ayrıntılı olarak verilmiştir. Yapılarda sönümleyicilerin kullanılmasıyla göreli kat ötelemelerinin, katlardaki ivmelerin ve plastik kesit dönmelerinin azaltılarak yapısal performansın arttırılmasının mümkün olabileceği ifade edilmiştir.

Constantinou ve Symans [83], viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren yapıların deprem etkileri altındaki davranışlarının belirlenmesine yönelik olarak deneysel çalışmalar yapmışlardır. Sönümleyicilerin farklı yerleşim durumlarının yapının davranışına olan etkisinin araştırıldığı deneysel çalışmalar üç katlı tek açıklıklı çelik bir düzlem çerçeve sistem üzerinde uygulanmıştır. Ayrıca, sönümleyiciler içeren sistemlerin analitik olarak çözümü için geliştirilen bazı yöntemler özetlenmiştir.

Shen ve Soong tarafından [84], son yıllarda yapılan deneysel ve teorik çalışmaların sonuçlarına dayanarak, şiddetli depremler altında enerji sönümleyicileri içeren yapılarda plastik şekildeğiştirmeler oluşabileceği ifade edilmiştir. Visko-elastik sönümleyicileri içeren bir yapı sistemi üzerinde gerçekleştirilen analizlerde, sönümün yapının doğrusal olmayan davranışına etkisi araştırılmıştır. Ayrıca, hasar kontrollü basit bir tasarım yaklaşımı da önerilmiştir. Yöntem visko-elastik sönümleyiciler içeren örnek bir yapı için uygulamakla birlikte, bazı koşullar altında sürtünme esaslı ve viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren yapı sistemlerine de uygulanabilmektedir.

Gluck, Reinhorn, Gluck ve Levy [85], yapılarda kullanılan viskoz ve visko-elastik sönümleyicilerin hız ve yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak tasarımı için bir yöntem önermişlerdir. Bu tasarım yönteminde, optimal doğrusal kontrol teorisi yaklaşımı kullanılmıştır. Yöntem, viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren bir çerçeve üzerinde uygulanmıştır.

Housner [86], çalışmasının birinci bölümünde, deprem risk seviyesinin yüksek olduğu bölgelerde yapısal kontrol sistemlerinin kullanılmasının depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından önemini vurgulamıştır. İkinci bölümde pasif kontrol sistemlerine, üçüncü bölümde aktif kontrol sistemlerine, dördüncü bölümde ise hibrid ve yarı aktif kontrol sistemlerine ait temel esaslar verilerek bunların yapılarda kullanımı ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Beşinci bölümde aktif kontrolde kullanılan algılayıcılara (sensörler), altıncı bölümde akıllı sistemlere ve yedinci bölümde yapının ekonomik ömrü boyunca bazı teknolojik aletlerle gözlenmesine yönelik genel esaslar verilmiştir. Son bölümde ise, yapısal kontrol sistemlerinin etkin olarak kullanılmasını sağlamak amacıyla, geleceğe yönelik olarak araştırılması gerekli konular tanımlanmıştır.

Wu, Ou ve Soong kaynak [87] de, enerji sönümleyicilerin kullanılması ile planda düzensiz yapılarda burulma etkilerinin azaltılmasının mümkün olabileceğini ifade etmişlerdir. Yazarlar, bu amaca yönelik olarak, enerji sönümleyicilerin optimum yerleşimi için bir yöntem geliştirmişlerdir.

Pekcan [88], viskoz akışkanlı sönümleyicileri içeren betonarme ve çelik yapıların deprem etkileri altındaki davranışlarının belirlenmesine yönelik olarak, analitik ve deneysel çalışmalar yapmıştır.

Fu ve Kasai [89], viskoz akışkanlı ve visko-elastik sönümleyiciler içeren tek katlı, tek açıklıklı bir çerçevenin davranışını incelemişlerdir.

Makris, Roussos, Whittaker ve Kelly [90], siddetli depremlerde, viskoz akışkanlı sönümleyicilerde silindirik piston içerisindeki akışkanın hareketinden oluşan sıcaklığının sönümleyicinin davranışına olan etkisini incelemişlerdir.

Goel [91], planda simetrik olmayan yapılarda burulma etkilerinin viskoz sönümleyicilerle azaltılmasına yönelik olarak, analitik bir çalışma yapmıştır. Bu çalışmada doğrusal elastik davranış esas alınmıştır.

Pekcan, Mander ve Chen [92] de, doğrusal olmayan viskoz akışkanlı sönümleyicilerin tasarımına yönelik olarak, gözönüne alınması gerekli temel kavramları belirtmişlerdir.

Goel [93], kaynak [91] e benzer şekilde, planda simetrik olmayan yapılarda burulma etkilerinin viskoz sönümleyicilerle azaltılmasına yönelik olarak modal analiz tekniğine dayalı bir çalışma yapmıştır. Çalışmada ayrıca, sönümleyicilerin yapıdaki dağılımının yapının modal karakteristiklerine etkisi irdelenmiştir.

Lee ve Taylor [94] de, viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapılarda kullanımını, yerleşim durumlarını ve modellenmesini ayrıntılı olarak incelemişlerdir.

Hart, Brandow ve Johnston [95], taban izolasyonlu bir çelik yapının viskoz sönümleyicilerin kullanılarak güçlendirilmesiyle, yapısal performans düzeyinin arttırılmasına yönelik bir uygulamanın ayrıntılarını vermişlerdir.

Uriz ve Whittaker [96] da, doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanılarak üç katlı çelik bir yapının güçlendirmesi ayrıntılarıyla verilmiştir. Yapının öncelikle tasarım depremi ve maksimum deprem risk seviyesi için analizleri yapılarak göreli kat ötelemeleri ve plastik mafsal dönmeleri bakımından mevcut durumu irdelenmiştir. Yapıya viskoz akışkanlı sönümleyiciler eklemek suretiyle, özellikle tasarım depremi seviyesinde, plastik kesitlerdeki dönme değerlerinin belirli sınır değerlerin altında kalması amaçlanmıştır. Yapının statik itme ve doğrusal olmayan dinamik analizlerinde DRAIN-2DX yapısal analiz programı kullanımıştır.

Filiatrault, Tremblay ve Wanitkorkul [97], sürtünme esaslı sönümleyiciler ile doğrusal ve doğrusal olmayan viskoz akışkanlı sönümleyicileri örnek olarak seçilen altı katlı çelik bir yapının güçlendirilmesinde kullanarak, yaptıkları uygulamanın ayrıntılarını vermişlerdir. Ayrıca, güçlendirme amacıyla kullanılan sönümleyicilerin ön tasarımına ilişkin bir yaklaşım açıklanmıştır. Üç farklı deprem yer hareketi gözönüne alınarak doğrusal olmayan dinamik analizler yapılmıştır. Sürtünme esaslı ve viskoz akışkanlı sönümleyicinin yapısal performansı önemli oranda iyileştirdiği ifade edilmiştir.

Constantinou, Tsopelas, Hammel ve Sigaher [98] de, rijit yapılarda viskoz akışkanlı sönümleyicilerin etkinliğinin arttırılmasına yönelik olarak, *üst toogle-diyagonal, alt toogle-diyagonal* ve *ters toogle-diyagonal* olarak isimlendirilen yeni konfigürasyonlar önerilmiştir. Önerilen konfigürasyonlar ile daha düşük boyutlu sönümleyiciler kullanılarak istenilen yüksek sönüm oranları elde edilebilmektedir.

Soong ve Spencer [99] da, taban izolasyonu ve pasif enerji sönümleyiciler ile aktif kontrol olarak sınıflandırılmış olan ve yapıların güçlendirilmesinde kullanılan yapısal kontrol sistemlerinin temel prensipleri ve yapılarda uygulanması ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Lee, Hong ve Kim [100], visko-elastik sönümleyiciler içeren yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki davranışlarının belirlenmesine yönelik olarak, etkin bir yöntem önermişlerdir. Direkt integrasyon, kompleks-modların süperpozisyonu ve modal şekildeğiştirme enerjisi yöntemleri karşılaştırmalı olarak gözden geçirilmiş ve önerilen yöntem bu yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Önerilen yöntemde, sistemde rijit diyafram hareketi varsayımı ile, visko-elastik sönümleyicilerin rijitliğini de içeren indirgenmiş yatay rijitlik matrisi elde edilmektedir. Böylece, hem çözümde bilinmeyen sayısı azalmakta, hem de hızlı bir çözüm algoritması geliştirilmiş olmaktadır. Önerilen yöntemin, visko-elastik sönümleyicileri içeren yapı sistemlerinin dinamik etkiler altındaki davranışlarının belirlenmesinde etkin olduğu ifade edilmiştir.

Kim ve Bang [101], planda simetrik olmayan yapılarda burulma etkilerini azaltmak amacıyla, sönümleyicilerin uygun bir şekilde dağılımı için bir yöntem geliştirmişlerdir. Sönümleyicinin farklı dağılımları için, yapının dinamik karakteristiklerinin değişimi de incelenmiştir.

Nagarajaiah ve Spencer [102] de, semi-aktif (yarı aktif) yapısal kontrol sistemlerinde son yıllarda meydana gelen gelişmeler ve bu sistemlerin binalara uygulanmasının ayrıntıları gözden geçirilmiştir. Yapısal davranışın kontrol altına alınmasında, yarıaktif sistemlerin aktif ve hibrid sistemlere oranla mekaniksel basitlik, düşük güç kullanım gereksinimi ve kontrol edilebilir kuvvet kapasitesi bakımından çok daha elverişli olduğu belirtilmiştir.

Yang, Xu ve Lu [103], bitişik nizamlı yapıların aralarına viskoz akışkanlı sönümleyiciler konularak, binaların deprem davranışının incelenmesine yönelik deneysel çalışmalar yapmışlardır. Beş ve altı katlı iki yapı arasına viskoz sönümleyicilerin eklenmesiyle, yapıların doğal titreşim periyodlarının etkilenmediği; buna karşılık modal sönüm oranlarının arttığı ve yerdeğiştirmelerin kontrol altına alınabildiği görülmüştür.

Mcnamara ve Taylor [104] de, yüksek yapılardaki rüzgar etkilerinin azaltılmasında viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılması ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Singh, Verma ve Moreschi [105], frekans bağımlı rijitlik ve sönüm parametrelerinden oluşan Maxwell modeli ile tanımlanmış viskoz akışkanlı

sönümleyicilerin belirli performans kriterleri için optimum tasarımına yönelik bir formülasyon önermişlerdir.

Lin, Tsai, Hwang ve Chang [106], mevcut ve yeni inşa edilecek yapılar için, pasif enerji sönümleyicileri içeren sistemlerin yerdeğiştirme bazlı tasarımı için bir yöntem önermişlerdir. Önerilen yöntemden elde edilen sonuçlar, doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Kim, Choi ve Min [107], kapasite spektrumu yöntemini kullanarak, viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren yapı sistemlerinin performansa dayalı tasarımı için bir yöntem geliştirmişlerdir. Ayrıca, belirli bir performans hedefinin sağlanması amacıyla, viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanılarak sisteme ilave edilecek sönüm oranının belirlenmesi için basit bir yaklaşım önerilmiştir. Önerilen yöntem, on ve yirmi katlı çelik düzlem çerçevelere uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılarak yaklaşımın güvenirliliği irdelenmiştir.

Sigaher [108], *scissor-jack* olarak adlandırılan yeni bir pasif enerji sönümleyici konfigürasyonu geliştirmiştir. Geliştirilen sönümleyici konfigürasyonu ile, viskoz akışkanlı sönümleyicinin belirli bir konumda bütünleştirilmesi suretiyle, yüksek sönüm oranlarının elde edilmesi mümkün olabilmektedir.

Pall ve Pall [109] da, *Pall-sürtünme esaslı sönümleyicilerin* temel esasları verilmiş ve yapısal performansın iyileştirilmesinde kullanılması ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Aynı zamanda, Pall-sürtünmeli sönümleyiciler diğer sönümleyicilerle karşılaştırılarak avantaj ve dezavantajları belirtilmiştir.

Liu, Tong ve Lee [110], belirli bir performans kriterinin sağlanmasına yönelik olarak, sönümleyicilerin ön tasarımı için kullanılabilecek basitleştirilmiş bir yöntem önermişlerdir.

Kargahi ve Ekwueme [111], sünek olmayan betonarme yapıların viskoz akışkanlı sönümleyicilerle güçlendirilmesine yönelik bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada, belirli bir performans kriterinin sağlanmasına yönelik olarak, optimum bir sönümleyici tasarımı geliştirilmiştir.

Tanaka, Kawaguchi, Sukagawa, Masaki, Sera, Washiyama ve Mitsusaka çalışmasında [112], mevcut ve yeni yapılacak yapıların deprem performanslarının

arttırılmasına yönelik olarak kullanılan hız bağımlı pasif enerji sönümleyicilere ait mekanik özelliklerin belirlenmesi, yapılarda kullanımı ve hangi koşullarda uygulanabilirlikleri konusunda ayrıntılı bilgi verilmiştir.

Charney ve Yasser [113], pasif karakterli yeni bir enerji sönümleme sistemi geliştirmişlerdir. *Visko-plastik* olarak adlandırılan bu sistemin, deplasman ve hız bağımlı diğer sönümleyicilerle karşılaştırıldığında, sönümleme bakımından daha etkin olduğu belirtilmiştir.

Hsu, Hsu ve Lee [114], viskoz sönümleyicilerin yapı içerisindeki etkinliğinin arttırılmasına yönelik olarak, yeni bir sönümleyici konfigürasyonu önermişlerdir. Sönümleyiciler, yardımcı elemanlar ile yapı içine farklı konumlarda yerleştirilmekte ve sönümleyicide oluşabilecek eksenel hız bileşeninin sönümleyicinin etkinliğini arttıracak şekilde değişmesi sağlanabilmektedir.

Li ve Liang [115], mevcut veya yeni inşa edilecek yapılarda öngörülen belirli bir performans düzeyinin sağlanmasına yönelik olarak, yapıya ilave edilmesi gerekli olan sönüm oranını sağlayacak doğrusal veya doğrusal olmayan viskoz akışkanlı sönümleyicilerin tasarımını da içerecek şekilde, ATC-40 kapasite spektrumu yöntemine nazaran daha basit ve etkin bir yöntem geliştirmişlerdir.

Symans, Charney, Whittaker, Constantinou, Kircher, Johnson ve McNamara [116], yapıların depreme dayanıklı olarak tasarlanmasında pasif enerji sönümleyicilerin kullanılmasına yönelik olarak geçmişten günümüze kadar olan gelişmeleri teorik esasları ve pratik uygulamaları bakımından özetlemişlerdir. Bu çalışma ayrıca, pasif enerji sönümleyicilerin mekanik davranış özellikleri, matematiksel olarak nasıl modellendikleri ve kullanımlarındaki temel avantaj ve dezavantajları konularında ayrıntılı bilgiler içermektedir. Yazarlar aynı zamanda, pasif enerji sönümleyicilerle yapıların depreme dayanıklı olarak tasarlanmasında esas alınan yönetmeliklerdeki ilkeleri ve hesap yöntemlerini özetlemişlerdir.

Hwang, Hwang, Yi ve Ho [117], mevcut veya yeni inşa edilecek yapılarda, öngörülen belirli bir performans düzeyinin sağlanmasına yönelik olarak yapıya ilave edilmesi gerekli sönüm oranını sağlayacak doğrusal veya doğrusal olmayan viskoz akışkanlı sönümleyicilerin tasarımında (sönüm katsayısının elde edilmesinde) kullanılan FEMA-273 yönetmeliğindeki sönüm oranı ifadesinin, yüksek yapıların viskoz sönümleyicilerle tasarımı problemi için revize edilmesi gerekliliğini belirtmişlerdir. Buna yönelik olarak, viskoz sönümleyicilerin yüksek yapılara monte edildiği dört farklı konfigürasyon durumu için sönümleyicilerde sönümlenen toplam enerjinin sistemin şekildeğiştirme enerjisine oranıyla tanımlanan eşdeğer viskoz sönüm ifadeleri elde edilmiştir.

1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Deprem etkileri altında yeterli bir dayanım kapasitesine sahip olmayan veya şekildeğiştirmeleri ve yerdeğiştirmeleri öngörülen performans düzeyine karşı gelen sınır değerleri aşan yapı sistemlerinin deprem performanslarının iyileştirilmesi amacıyla günümüzde yaygın olarak uygulanan güçlendirme yöntemlerinin yanında, gelişmiş teknoloji ürünü olan bazı mekanik aygıtlardan da yararlanılmaktadır. Bu aygıtların başlıcaları, yapı sisteminin tamamının veya bir bölümünün deprem etkilerinden yalıtılmasını sağlayan sismik izolatörler ve genellikle kolonlar arasına çaprazlar şeklinde uygulanan sürtünmeli veya visko-elastik/viskoz akışkan malzemeli sönümleyici aygıtlardır. Özellikle ülkemizde, gerek mevcut yapıların güçlendirilmesinde gerekse yeni inşa edilecek yapıların tasarımında, bu aygıtların giderek daha yoğun olarak kullanılması beklenmektedir. Bu bağlamda, enerji sönümleyicili aygıtların kullanılmasıyla güçlendirilen yapıların yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yapısal performans değerlendirmesine ve tasarımına yönelik algoritmaların geliştirilmesine gerek duyulmaktadır.

Bu çalışmada, yeterli deprem performansına sahip olmayan ve viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanılarak güçlendirilen mevcut betonarme yapı sistemlerinin, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı gerçekçi performans kriterleri çerçevesinde deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla, artımsal analiz yaklaşımına dayanan bir yöntem geliştirilmiştir. Geliştirilen yöntemin, aynı zamanda yeni yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımında da etkin olarak kullanılması öngörülmektedir. Uygulanan artımsal analiz yönteminde, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teori esas alınmaktadır.

29

Önerilen yöntemde, yapı sisteminin kritik kesitlerindeki doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin, genelleştirilmiş plastik mafsal hipotezi çerçevesinde, plastik kesit adı verilen ve sınırlı plastik şekildeğiştirme kapasitesine sahip olan belirli kesitlerde toplandığı, bunların dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılmaktadır. Bu hipotez doğrultusunda geliştirilen yöntemde, birbirini izleyen plastik kesit oluşumları arasındaki her bir itme adımında, aşağıda açıklanacağı şekilde yapı sisteminin doğrusal bir davranış gösterdiği gözönüne alınabilmektedir.

Betonarme betonu ve beton çeliğine ait gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarını esas alarak, betonarme kesitlere ait eğilme momenti-eğrilik bağıntıları ve karşılıklı etki diyagramları elde edilmektedir. İç kuvvetlerin artan değerlerinde, kritik kesitlerdeki iç kuvvet durumunun akma yüzeyi (veya akma eğrisi) üzerinde bulunması durumunda sistemde bir plastik kesit meydana gelmektedir. Her plastik kesitin oluşumundan sonra, bu oluşumu izleyen yük artımında, sözkonusu kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri temsil eden plastik şekildeğiştirme parametresinin yeni bir bilinmeyen olarak alınması ve plastik kesitteki iç kuvvet durumunun akma koşulunu sağladığını ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesi öngörülmüştür. Bir önceki adıma ait denklem takımı indirgenmiş olduğundan, söz konusu yük artımına ait çözüm sadece yeni bilinmeyenin ve yeni denklemin indirgenmesi ile elde edilebilmektedir. Böylece, her plastik kesitin oluştuğu yük parametresi, ardışık yaklaşıma gerek olmaksızın doğrudan doğruya bulunabilmekte ve hesaplama süresi büyük ölçüde kısaltılabilmektedir.

Artımsal analiz yönteminde, sabit düşey yükler altında, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde monoton olarak artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır. Sabit düşey yüklerden oluşan normal kuvvetler kolaylıkla tahmin edilebileceğinden, bu normal kuvvetlere bağlı olarak hesaplanan ikinci mertebe rijitlik matrisleri yardımıyla ikinci mertebe etkileri doğrusallaştırılmakta ve artımsal analizin her adımı, geometri değişimleri bakımından doğrusal bir sistemin hesabına indirgenmektedir. Bu çalışmada, düğüm noktalarının doğrusal ve açısal yerdeğiştirmelerinin yanında, plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirmelerin (örneğin, plastik kesitlerdeki dönmelerin) bilinmeyen olarak alınması öngörülmüştür. Böylece, artımsal analizin her adımında yapının yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirmesinde kullanılabilecek davranış büyüklükleri elde

edilebilmektedir. Statik itme analizinin her adımında plastik kesit dönmelerinin (plastik şekildeğiştirmelerin) hesaplanması, eleman düzeyinde, beton ve donatıdaki birim kısalma ve uzama şekildeğiştirmelerine bağlı performans değerlendirmesinin yapılabilmesi bakımından büyük kolaylık sağlamaktadır.

Mevcut veya yeni inşa edilecek bir yapının, öngörülen belirli bir deprem etkisi altındaki performans düzeyi, artımsal analizin her adımında elde edilen doğrusal olmayan yerdeğiştirme kapasitesiyle analizin bu adımında depremin yapıdan talep ettiği maksimum yerdeğiştirme isteminin eşit olduğu durumda, yapının davranış büyüklüklerinin belirli performans düzeylerine ait sınır değerlerle karşılaştırılması suretiyle elde edilmektedir.

Artımsal analizin her adımında elde edilen doğrusal olmayan yerdeğiştirme ve dayanım kapasitesi değerleri, sistemin birinci titreşim modu ile temsil edilen eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin yerdeğiştirmesine karşı gelen modal yerdeğiştirme ve dayanımına karşı gelen modal ivme değerlerine dönüştürülebilmektedir. Bu koordinat dönüşümü, artımsal analizin her adımında oluşan plastik kesitleri içeren indirgenmiş sistemin yatay rijitlik matrisini kullanarak gerçekleştirilen serbest titreşim analizi ile elde edilen birinci titreşim modu vektöründen yararlanarak kütle katılım ve modal katılım çarpanlarının hesaplanmasını gerektirmektedir.

Depremin yapıdan talep etmiş olduğu maksimum spektral yerdeğiştirme ve spektral ivmenin ise, artımsal analizin her adımında meydana gelen plastik kesitlerin oluşumuyla artan periyod ve sönüm değerlerine sahip eşdeğer tek serbestlik dereceli bir sistemin hareket denkleminin, öngörülen deprem etkisi altında zaman tanım alanında sayısal integrasyonu ile elde edilmesi öngörülmektedir.

Deprem güvenliğinin yetersiz olması durumunda, bir yapı sisteminin güçlendirilmesi için, deprem enerjisinin sönümlenmesini sağlayan viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanılabilmektedir. Yapıda öngörülen belirli bir performans düzeyinin sağlanmasına yönelik olarak, viskoz akışkanlı sönümleyicilerle sönüm oranının arttırılması ve böylece maksimum yerdeğiştirme isteminin azaltılması mümkün olmaktadır. Bu çalışmada geliştirilen algoritmanın, yeni inşa edilecek betonarme yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımında ve viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanarak güçlendirilen betonarme yapı sistemlerinin deprem performans ve güvenliklerinin belirlenmesinde doğrudan doğruya uygulanması amaçlanmaktadır.

Çalışmanın kapsamını oluşturan, betonarme çubuk elemanların doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi ve idealleştirilmesi, enerji sönümleyicilerin yapı içinde kullanımına ve matematik modellenmesine ilişkin temel ilkeler, geliştirilen algoritmanın esasları, formülasyonu ve uygulanması, yöntemin pratik uygulamaları amacıyla hazırlanan bilgisayar programları ve sayısal uygulamalar ile çalışmada varılan sonuçlar ilerideki bölümlerde geniş olarak ele alınacaktır.



2. BETONARME ÇUBUK ELEMANLARIN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI

Malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teori çerçevesinde yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi amacıyla, bu çalışmada geliştirilen hesap yönteminin betonarme yapı sistemlerine uygulanabilmesi için, betonarme çubuk elemanların doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi ve idealleştirilmesi gerekmektedir.

Bu bölümde, beton ve donatı çeliğine ait gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile çeşitli iç kuvvetler etkisindeki betonarme çubuk elemanların doğrusal olmayan davranışları incelenerek, iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve bileşik iç kuvvet durumuna ait taşıma güçlerini ifade eden akma koşulları tanımlanacak ve bu bağıntıların nasıl idealleştirileceği gözden geçirilecektir.

2.1 Beton ve Donatı Çeliğinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları

2.1.1 Beton gerilme-şekildeğiştirme modelleri ve sargılı betonun davranışı

Sargılı ve sargısız betonların gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları arasında önemli farklılıklar bulunmaktadır, [3-7,10]. Aşağıda, gerçekleştirilen yoğun deneysel çalışmalar sonucunda önerilen ve literatürde sargılı ve sargısız beton türleri için yaygın olarak kullanılan gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ayrıntılı olarak gözden geçirilecektir. Bölümün sonunda ise, betonarme kesitlerin davranışlarına ait büyüklüklerin elde edilmesinde, betonun basınç bölgesi için kullanılan gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı özetlenecektir.

2.1.1.1 Hognestad beton modeli [3]

Sargısız beton için Hognestad tarafından önerilen bu modelde, gerilmeşekildeğiştirme eğrisinin tepe noktasına kadar olan parçasının bir ikinci derece parabolü, artan şekildeğiştirmelere azalan gerilmelerin karşı geldiği ikinci bölümünün ise doğrusal olduğu varsayılmaktadır.



Şekil 2.1 : Hognestad sargısız beton modeli.

Maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalma $\varepsilon_{co} = 2 f_{co} / E_c$ bağıntısıyla ifade edilmektedir. Bu modele ait gerilme şekildeğiştirme diyagramı Şekil 2.1 de verilmiştir. Diyagramın birinci ve ikinci bölümlerinde, beton basınç gerilmesi ile birim kısalma arasındaki bağıntılar

$$0 \le \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{co} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{co} \left[2 \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{co}} \right)^{2} \right]$$
$$\varepsilon_{co} < \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{cu} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{co} \left[1 - 0.15 \frac{\varepsilon_{c} - \varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \right] \quad (2.1)$$

şeklinde ifade edilmiştir.

Betonun elastisite modülü E_c için, Hognestad tarafından aşağıdaki formül önerilmektedir.

$$E_c = 12680 + 460 f_{co} \qquad [Mpa] \tag{2.2}$$

Hognestad modelinde, sargısız betonda maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalma değeri, farklı beton sınıfları için (2.2a) bağıntısıyla ifade edilmiştir.

$$\varepsilon_{co} = \frac{2f_{co}}{E_c} = \frac{2f_{co}}{12680 + 460f_{co}}$$
(2.2a)

$$\begin{split} f_{co} &= 20 Mpa \rightarrow \varepsilon_{co} = 0.0018 \\ f_{co} &= 30 Mpa \rightarrow \varepsilon_{co} = 0.0023 \\ f_{co} &= 40 Mpa \rightarrow \varepsilon_{co} = 0.0026 \end{split}$$

Maksimum birim kısalma ise $\varepsilon_{cu} = 0.0038$ değeri ile sınırlandırılmaktadır.

2.1.1.2 Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli [4]

Kent ve Park tarafından geliştirilen bu modelde sargılı ve sargısız betonlar için iki farklı gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı ($\sigma_c - \varepsilon_c$) önerilmiştir. Sargılı beton modeli çekirdek içerisinde kalan beton, sargısız beton modeli ise çekirdek dışında kalan kabuk betonu için geçerlidir. Sargı nedeniyle beton dayanımının f_{co} dan f_{cc} ye, maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalmanın ise ε_{co} dan ε_{coc} ye yükseldiği varsayılmaktadır. Bu modele ait gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Şekil 2.2 de verilmiştir. Bu eğrilerin birinci bölümleri bir ikinci derece parabolünden, ikinci bölümleri ise artan şekildeğiştirmelere azalan gerilmelerin karşı gelen birim kısalma değeri aşağıda verilmiştir.

$$f_{cc} = K f_{co} \qquad [Mpa] \tag{2.3}$$

$$\varepsilon_{coc} = K \varepsilon_{co} \tag{2.4}$$

(2.3) ve (2.4) bağıntılarında yer alan K katsayısı dayanım arttırma faktörüdür ve ρ_s , f_{ywk} sırasıyla sargı donatısının hacimsel oranı ve minimum akma dayanımı olmak üzere

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{ywk}}{f_{co}} \tag{2.5}$$

şeklinde tanımlanmaktadır.



Şekil 2.2 : Geliştirilmiş kent ve park'ın sargılı ve sargısız beton modelleri.

Şekil 2.2 de verilen sargılı ve sargısız beton modeline ait gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları

Sargılı betonda

$$0 \le \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{coc} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{cc} \left[2 \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{coc}} \right)^{2} \right]$$
$$\varepsilon_{coc} < \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{c20} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{cc} \left[1 - Z_{c} (\varepsilon_{c} - \varepsilon_{coc}) \right] \ge 0.20 f_{cc} \quad (2.6)$$

Sargısız betonda

$$0 \le \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{co} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{co} \left[2 \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{co}} \right)^{2} \right]$$
$$\varepsilon_{co} < \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{50u} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{co} \left[1 - Z_{u} (\varepsilon_{c} - \varepsilon_{co}) \right] \quad (2.7)$$

olarak ifade edilebilir.

 Z_c , Z_u büyüklükleri sargılı ve sargısız beton için önerilen modelin ikinci bölümüne ait doğrusal parçaların boyutsuz eğimlerini ($eğim/f_{cc}$ veya $eğim/f_{co}$) ifade etmektedir.

Bu büyüklüklere ait bağıntılar

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.285 f_{co}}{142 f_{co} - 1000} \ge \varepsilon_{co}$$
(2.8)
$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}} \tag{2.9}$$

$$[e\breve{g}im / f_{cc}] = Z_c = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{coc}}$$
(2.6a)

$$[e\breve{g}im/f_{co}] = Z_u = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}}$$
(2.7a)

şeklindedir.

Burada

 f_{co}, f_{cc} : sargısız ve sargılı betonun basınç dayanımları [*MPa*]

 $\varepsilon_{co}, \varepsilon_{coc}$: sargısız ve sargılı betonda maksimum gerilme altındaki birim şekildeğiştirmeler

 b_c, h_c : çekirdek betonunun küçük ve büyük olan boyutları [mm]

$$\rho_s$$
 : sargi donatisinin hacimsel orani $\rho_s = \frac{A_0 \times \ell_s}{s \times b_c \times h_c}$

 A_0 : sargı donatısının ve çirozların enkesit alanı $[mm^2]$

- ℓ_s : kesitteki sargı donatısının ve çirozların toplam uzunluğu [*mm*]
- f_{vwk} : sargi donatisinin minimum karakteristik akma dayanımı[*MPa*]

s : sargı donatısı aralığıdır [*mm*].

Sargısız beton modelinde, maksimum birim kısalma için $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{50u}$ veya daha basit olarak $\varepsilon_{cu} = 0.004$ alınabilmektedir.

2.1.1.3 Sheikh ve Üzümeri beton modeli [5]

Sargılı betonlar için *Sheikh* ve *Üzümeri* tarafından önerilen bu modelde, sargı etkisiyle dayanımın arttığı varsayılmaktadır. Geliştirilen modelde boyuna donatının konumunun ve sargı donatısı düzeninin dikkate alınabildiği ve çekirdek betonu içerisinde, ancak belirli bir alanın sargılama açısından etkin olduğu yazarlar tarafından belirtilmiştir. Boyuna donatının çekirdek betonu etrafında düzgün olarak yayılması ve eleman boyunca enine donatı çubukları arasındaki uzaklığın azaltılarak

sargılamada etkin alanın arttırılabileceği ifade edilmiştir. Etkin alanın artmasıyla, betonun dayanımı ve süneklikliğinde de önemli bir artışın olacağı öngörülmektedir.



Şekil 2.3 : Sheikh ve üzümeri sargılı beton modeli.

Sargılı beton için önerilen bu modele ait gerilme-şekildeğiştirme diyagramı ($\sigma - \varepsilon$) Şekil 2.3 te verilmiştir. Diyagram, maksimum gerilme değeri f_{cc} olan bir ikinci derece parabolü ile ifade edilen *OA* bölgesi, sabit gerilme altında şekildeğiştirme artışının öngörüldüğü *AB* bölgesi ve artan şekildeğiştirmelerle azalan gerilmeler arasında doğrusal bir ilişkinin olduğu varsayılan *BC* bölgesi olmak üzere üç ana bölgeden oluşmaktadır. Sargılı betonun dayanımı, sargısız beton dayanımı f_{co} a bağlı olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmiştir.

$$f_{cc} = 0.85 f_{co} K_0$$

$$K_0 = (1 + F(\rho_s, s, f_{ywk}, n, a, b_c))$$
(2.10)

(2.10) bağıntısında yer alan K_0 katsayısı dayanım arttırma faktörüdür ve aşağıda tanımlanan büyüklükler cinsinden ifadesi

$$K_0 = 1 + \frac{b_c^2}{140N_{0c}} \left[(1 - \frac{na^2}{5.5b_c^2})(1 - \frac{s}{2b_c})^2 \right] \times \sqrt{\rho_s f_{ywk}}$$
(2.10a)

şeklindedir.

Bu bağıntıda

 ρ_s : sargi donatisinin hacimsel oranını

s : sargı donatısı aralığını [*mm*]

 f_{ywk} : sargi donatisinin akma dayanimini[*MPa*]

- *a* : iki komşu boyuna donatı çubuğunun merkezleri arasındaki uzaklığı[*mm*]
- *b_c* : etriye kollarının merkezinden ölçülen çekirdek betonu alanının küçük olan boyutunu [*mm*]
- A_{ck} : çekirdek betonu alanını [mm^2]
- *n* : kolondaki boyuna donati çubuklarının sayısını
- A_{st} : kolon kesitindeki toplam boyuna donati alanını[mm^2]

$$N_{0c} = 0.85 f_{co} (A_{ck} - A_{st})$$
 büyüklüğünü [N]

ifade etmektedir.

Şekil 2.3 te *A*, *B* ve *C* noktalarına karşı gelen $\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{c2}$ ve ε_{c85} birim kısalma değerlerine ait bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$\varepsilon_{c1} = 80K_0 f_{co} \times 10^{-6} \tag{2.11a}$$

 $\varepsilon_{co} = 0.002$ olmak üzere

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{co} \left[1 + \frac{248}{a} \left(1 - 5.0 \left(\frac{s}{b_c} \right)^2 \right) \frac{\rho_s f_{ywk}}{\sqrt{f_{co}}} \right]$$
(2.11b)

$$\varepsilon_{c85} = 0.225 \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}} + \varepsilon_{c2}$$
(2.11c)

2)

Sargılı beton modelinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları aşağıdaki gibidir.

$$0 \le \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{c1} \qquad \text{için} \qquad \sigma_{c} = f_{cc} \left[2 \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{2} \right]$$
$$\varepsilon_{c1} < \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{c2} \qquad \text{için} \qquad \sigma_{c} = f_{cc}$$
$$\varepsilon_{c2} < \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{c85} \qquad \text{için} \qquad \sigma_{c} = f_{cc} \left[1 - 0.15 \frac{\varepsilon_{c} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c85} - \varepsilon_{c2}} \right] \qquad (2.1)$$

2.1.1.4 Mander beton modeli [6]

Mander tarafından, sargılı ve sargısız betonlar için geçerli olmak üzere, iki ayrı beton modeli önerilmiştir. Sargılı beton modeli çekirdek betonu, sargısız beton modeli ise kabuk betonu için geçerlidir. Sargılı ve sargısız beton için önerilen gerilmeşekildeğiştirme diyagramları Şekil 2.4 te verilmiştir. Sargılı betonda, beton basınç gerilmeleri ile birim kısalmalar arasındaki ilişki

$$\sigma_{c} = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^{r}} \qquad (0 \le \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{cu})$$
(2.13)

şeklinde ifade edilmiştir. Burada, x normalize edilmiş beton birim kısalmalarını, r ise elastisite modüllerine bağlı bir büyüklüğü göstermektedir ve aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanırlar.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$
(2.13a)

$$=\frac{E_{\rm c}}{E_{\rm c}-E_{\rm sec}}$$
(2.13b)

$$E_{\rm c} \cong 5000\sqrt{f_{\rm co}} \quad [MPa] \qquad E_{\rm sec} = \frac{f_{\rm cc}}{\varepsilon_{\rm cc}}$$
(2.13c)



Şekil 2.4 : Mander sargılı ve sargısız beton modelleri.

Sargılı beton davranışında, çekirdek betonundaki sargılama etkisinin, enine donatının düzenine ve boyuna donatının çekirdek betonu etrafındaki dağılımına bağlı olarak değiştiği ifade edilmiştir. Sargılama etkisinin enine donatı seviyesinde en büyük

olduğu, buna karşılık iki enine donatı arasındaki bölge boyunca, özellikle orta bölgelerde etkinliğinin azaldığı ve tam orta noktada sargılamadaki etkinliğin en küçük olduğu belirtilmiştir. Buna bağlı olarak, sargılanmış betonun dayanımının elde edilmesinde etkin sargılama alanının belirlenmesi ve etkin yanal basıncın hesaplanması gerektiği vurgulanmıştır. Mander tarafından geliştirilen modelde, sargılanmış betonun dayanımı (2.14) bağıntısıyla ifade edilmektedir.

$$f_{\rm cc} = \lambda_{\rm c} f_{\rm co}$$
 $\lambda_{\rm c} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94(\frac{f_{\ell e}}{f_{\rm co}}) - 2(\frac{f_{\ell e}}{f_{\rm co}}) - 1.254}$ (2.14)

Bu bağıntıda f_{co} sargısız betonun basınç dayanımını, λ_c ise etkin sargılama basıncının sargısız beton basınç dayanımına oranına $(f_{\ell e}/f_{co})$ bağlı bir katsayıyı göstermektedir. f_{ℓ} üniform olduğu varsayılan yanal basınç olmak üzere, $f_{\ell e}$ etkin sargılama basıncı aşağıdaki bağıntıyla ifade edilmiştir.

$$f_{\ell e} = K_e f_{\ell} \tag{2.14a}$$

Özellikle diktörtgen kesitlerde, enine donatı düzenine bağlı olarak, etkin sargılama basıncı birbirine dik iki doğrultu için farklılık göstermektedir. Her iki doğrultu için etkin sargılama basıncı

$$f_{\ell x} = \frac{A_{sx}}{sb_{cx}} f_{yw} = \rho_x f_{yw} \qquad f_{\ell y} = \frac{A_{sy}}{sb_{cy}} f_{yw} = \rho_y f_{yw}$$
(2.14b)

üniform yanal basınçlar olmak üzere

x-doğrultusu için $f_{\ell ex} = K_e \rho_x f_{yw}$ (2.14c)

y-doğrultusu için
$$f_{\ell ey} = K_e \rho_y f_{yw}$$
 (2.14d)

şeklinde hesaplanmaktadır.

Bu bağıntılarda, f_{yw} enine donatının akma dayanımını, ρ_x, ρ_y enine donatının ilgili doğrultulardaki hacimsel oranlarını ve K_e ise (2.14e) bağıntısıyla tanımlı, *sargılamada etkinlik katsayısını* ifade etmektedir.

$$K_{\rm e} = \left(1 - \frac{\sum a_{\rm i}^2}{6b_{\rm c}h_{\rm c}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{\rm c}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_{\rm c}}\right) \left(1 - \frac{A_{\rm s}}{b_{\rm c}h_{\rm c}}\right)^{-1}$$
(2.14e)

Burada,

 a_i : iki komşu boyuna donatı çubuğu arasındaki net uzaklık

 b_{c} , h_{c-} etriyenin eksenleri arasında kalan çekirdek alanın boyutları

s' : çubuk doğrultusunda etriyeler arasındaki net uzaklık

 $A_{\rm s}$: toplam boyuna donatı alanıdır.

Sargılı betonda, maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalma, (2.15) bağıntısıyla verilmiştir.

$$\varepsilon_{\rm cc} = \varepsilon_{\rm co} [1 + 5(\lambda_{\rm c} - 1)] \tag{2.15}$$

Bu bağıntıda yer alan ε_{co} , sargısız betonda maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalmayı ifade etmektedir ve $\varepsilon_{co} = 0.002$ olarak alınabilir.

Sargılanmış beton modeline ait gerilme-şekildeğiştirme bağıntısının son noktasına karşı gelen maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi ε_{cu} için aşağıdaki bağıntı önerilmiştir, [118].

$$\varepsilon_{\rm cu} = 0.004 + \frac{1.4 \ \rho_{\rm s} \ f_{\rm yw} \ \varepsilon_{\rm su}}{f_{\rm cc}} \tag{2.16}$$

Burada, ρ_s toplam enine donatının hacimsal oranını (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$), ε_{su} enine donatı çeliğinde maksimum gerilme altındaki birim uzama şekildeğiştirmesini göstermektedir.

Sargılı beton için verilen (2.13) formülü, $\varepsilon_c \leq 0.004$ olan bölgede sargısız beton için de geçerlidir. Sargısız beton modelinde, etkin sargılama basıncı $f_{\ell e} = 0$ ve buna bağlı olarak $\lambda_c = 1.00$ olacağından $f_{cc} = f_{co}$ ve $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$ olacaktır. Sargısız betonda, $\varepsilon_c = 0.005$ için $\sigma_c = 0$ olarak tanımlanır. $0.004 \leq \varepsilon_c \leq 0.005$ aralığında ise, gerilmeşekildeğiştirme ilişkisi doğrusaldır.

2.1.1.5 Saatçioğlu-Razvi beton modeli [7]

Saatçioğlu ve Razvi tarafından sargılı beton davranışının analitik olarak modellenmesinde, yeterli ve yetersiz sargılamanın mevcut olduğu çok sayıda örnek üzerinde yapılan deneysel çalışmaların sonuçları esas alınmıştır. Elde edilen

verilerden yararlanarak, modellemeye esas olan parametreler belirlenmiştir. Bu modelin uygulanmasında, betonarme yapı elemanlarında enkesit geometrisi ve enine donatı düzeni açısından kısıtlamanın olmadığı belirtilmiştir.

Sargılı beton için önerilen gerilme-şekildeğiştirme diyagramı ($\sigma - \varepsilon$) Şekil 2.5 te verilmiştir. Eğrinin birinci bölümü, maksimum gerilme değeri f_{cc} ye kadar yükselen bir ikinci derece parabolünden, artan şekildeğiştirmelere karşılık azalan gerilmelerin karşı geldiği ikinci bölümü ise bir doğru parçasından oluşmaktadır.



Şekil 2.5 : Saatçioğlu ve razvi sargılı ve sargısız beton modelleri.

Sargılı beton modelinde, diyagramın birinci ve ikinci bölüme ait gerilmeşekildeğiştirme bağıntıları aşağıdaki gibidir.

$$0 \leq \varepsilon_{c} \leq \varepsilon_{coc} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{cc} \left[2 \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{coc}} \right)^{2} \right]^{\left(\frac{1}{1+2K}\right)} \leq f_{cc}$$

$$\varepsilon_{coc} < \varepsilon_{c} \leq \varepsilon_{c20} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = f_{cc} \left[1 - 0.15 \frac{\varepsilon_{c} - \varepsilon_{coc}}{\varepsilon_{c20} - \varepsilon_{coc}} \right]$$

$$\varepsilon_{c} > \varepsilon_{c20} \quad \text{için} \quad \sigma_{c} = 0.20 f_{cc} \quad (2.17)$$

Enine donatı nedeniyle oluşan üç eksenli basınç gerilmeleri etkisindeki beton dayanımı, tek eksenli basınç dayanımı ile yanal basınçtan kaynaklanan ek dayanım toplanarak (2.18) bağıntısıyla ifade edilmiştir.

$$f_{cc} = k_3 f_{co} + k_1 f_{\ell}$$
 (2.18)

Bu bağıntıda, k_3 standart silindir deneyinden elde edilen beton dayanımı ile elemandaki gerçek beton dayanımı arasındaki farkı yansıtan bir katsayıyı ifade etmekte ve 0.85-1.00 arasında değişen değerler almaktadır. Normal dayanımlı betonlar için genellikle $k_3 = 0.85$ alınabilir. k_1 katsayısı için, deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlarla uyumlu olarak, sargı etkisiyle oluşan *ortalama yanal basınç* f_{ℓ} [MPa] e bağlı olarak aşağıdaki denklem önerilmiştir.

$$k_1 = \frac{6.7}{(f_\ell)^{0.17}} \tag{2.18a}$$

Etriyeli kolonlarda çekirdek betonuna uygulanan yanal basınç dağılımı, etriye seviyesinde etriye kolları boyunca (Şekil 2.6) ve iki etriye aralığındaki *s* uzunluğu boyunca üniform değildir. Bu değişimin gözönüne alınabilmesi için, f_{ℓ} yerine $f_{\ell e}$ [MPa] *eşdeğer üniform yanal basınç* değerinin kullanılması önerilmiştir. Eşdeğer üniform yanal basınca bağlı olarak sargılı beton dayanımı

$$f_{cc} = k_3 f_{co} + k_1 f_{\ell e} \tag{2.19}$$

$$k_1 = \frac{6.7}{(f_{\ell e})^{0.17}} \tag{2.19a}$$

şeklinde ifade edilmektedir.

(2.19) bağıntısındaki $f_{\ell e}$ eşdeğer üniform yanal basınç ifadesi, enine donatı olarak etriyelerin kullanıldığı kare kesitli bir betonarme elemanda, f_{ℓ} ortalama yanal basıncına bağlı olarak

$$f_{\ell e} = k_2 f_{\ell} \tag{2.20}$$

$$f_{\ell} = \frac{\sum A_0 f_{ywk} \sin \alpha}{s \times b_c}$$
(2.20a)

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{a}\right)\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{1.0}{f_\ell}\right)} \le 1.0$$
 (2.20b)

şeklinde ifade edilmiştir.



Şekil 2.6 : Sargılı betonda çekirdek betonuna etkiyen yanal basınç dağılımı.

Yukarıda kare kesitli betonarme elemanlar için verilen formüller, etriyeli dikdörtgen kesitlerde aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla her iki doğrultu için ayrı ayrı uygulanarak eşdeğer üniform yanal basınç hesaplanabilmektedir.

$$f_{\ell x} = \frac{\sum A_{0x} f_{ywk} \sin \alpha}{s \times b_{cx}} \qquad \qquad f_{\ell y} = \frac{\sum A_{0y} f_{ywk} \sin \alpha}{s \times b_{cy}}$$
(2.21)

$$f_{\ell ex} = k_{2x} f_{\ell x}$$
 $f_{\ell ey} = k_{2y} f_{\ell y}$ (2.23)

$$f_{\ell e} = \frac{f_{\ell ex} b_{cx} + f_{\ell ey} b_{cy}}{(b_{cx} + b_{cy})}$$
(2.24)

Bu bağıntılarda

 $\sum A_{0x} : x \text{-doğrultusunda alınan kesitteki sargı donatısının toplam alanını } [mm^2]$ $\sum A_{0y} : y \text{-doğrultusunda alınan kesitteki sargı donatısının toplam alanını } [mm^2]$

 a_x, a_y : ilgili doğrultu boyunca ardışık iki boyuna donatı çubuğu arasındaki uzaklıkları [*mm*]

 b_{cx}, b_{cy} : ilgili doğrultularda sargı donatısının merkezinden ölçülmek üzere, çekirdek alanı boyutlarını [*mm*]

 f_{vwk} : sargı donatısı karakteristik akma dayanımını [*MPa*]

- *s* : sargı donatısı aralığını[*mm*]
- α : sargı donatısının çekirdek betonuyla yaptığı açıyı

göstermektedir.

Sargılı betonda, maksimum beton dayanımına karşı gelen birim kısalma miktarı, sargısız betona göre daha büyük değerler almaktadır. Şekil 2.5 teki diyagramda, sargılı beton modelinde f_{cc} maksimum beton dayanımına karşı gelen ε_{coc} birim kısalması için Saatcioğlu ve Ravzi aşağıdaki bağıntıları önermişlerdir.

$$\varepsilon_{coc} = \varepsilon_{co} (1+5K) \qquad ; \qquad K = \frac{k_1 f_{\ell e}}{k_3 f_{co}} \tag{2.25}$$

Bu bağıntılarda ε_{co} , sargısız betonun maksimum beton dayanımına karşı gelen birim kısalmasıdır ve 0.002 olarak alınabilir.

Eğrinin ikinci bölümü, f_{cc} den $0.20f_{cc}$ ye doğru azalan ve $0.85f_{cc}$ den geçen bir doğru ile temsil edilmektedir. Bu doğru üzerinde en büyük gerilmenin %85 ine $(0.85f_{cc})$ karşı gelen birim kısalma değeri

$$\varepsilon_{c_{85}} = 260\rho\varepsilon_{coc} + \varepsilon_{o85} \qquad \rho = \frac{\sum A_{0xy}}{s \times (b_{cx} + b_{cy})}$$
(2.26)

şeklinde ifade edilebilir. Burada A_{0xy} birbirine dik doğrultuda alınan iki kesitteki sargı donatısı alanlarının toplamı, ρ ise enine donatı oranıdır.

 ε_{o85} , sargısız betonda en büyük dayanımın %85 ine karşı gelen birim kısalma değeridir ve $\varepsilon_{o85} = 0.0038$ olarak alınabilir.

2.1.1.6 Sargılı betonun davranışı

Enine donatı ile sarılmış ve sarılmamış olan betonların eksenel basınç kuvveti altındaki davranışları karşılaştırıldığında, gerilme-şekildeğiştirme ($\sigma_c - \varepsilon_c$) diyagramları arasında önemli farklılıklar olduğu görülmektedir. Özellikle enine donatı ile sarılmış olan betonlarda maksimum gerilmeye karşı gelen ε_{coc} şekildeğiştirme değeri sarılmamış betondaki ε_{c_0} birim kısalmasına göre daha büyük bir değer almakta, buna paralel olarak dayanım ve süneklik önemli oranda artmaktadır, Şekil 2.7. Betonarme bir çubuğun enine donatı ile sarılan bölgesindeki betona *çekirdek betonu*, bu bölgenin dışında kalan ve en dış enine donatı kollarını çevreleyen bölümüne ise *kabuk betonu* denilmektedir.



Şekil 2.7 : Sargılı beton davranışı [119].

Eksenel basınç kuvvetinin artan değerlerinde, maksimum gerilmeye karşı gelen ε_{c_0} şekildeğiştirme değeri aşıldıktan sonra kabuk betonu ezilerek dökülür. Çekirdek betonunun artan Poisson etkisiyle yanal doğrultuda genişlemeye çalışması, enine donatıda eksenel çekme kuvvetlerinin meydana gelmesine neden olur ve bu çekme kuvvetlerinin etkisiyle çekirdek betonu yanal basınca maruz kalır. Böylece enine donatı ile çevrelenen çekirdek betonu üç eksenli basınç gerilmeleri etkisi altında kalmakta, betonun dayanımı ve sünekliği önemli ölçüde artmaktadır.

Eksenel basınç etkisindeki çekirdek betonunun genişlemeye çalışmasıyla oluşan iç basınç, etriyelerin kapalı bir çerçeve gibi şekildeğiştirmesine neden olur. Bu durumda, enine donatıda eğilme şekildeğiştirmelerinin etkin olduğu bir davranış oluşmaktadır. Bu nedenle, köşelerde sargı etkisi belirgin iken, sargı donatısının *a* mesafesi boyunca açıklık ortalarına gidildikçe bu etki azalmaktadır, Şekil 2.8. Diğer bir deyişle, çekirdek betonuna köşelerde büyük, orta bölgelerde ise daha küçük yanal basınç kuvvetleri uygulanmaktadır. Şekil 2.8 de gösterildiği gibi, **3** numaralı bölgeler sargılama etkisi dışında kalmaktadır. **1** numaralı bölge çekirdek betonu için enine donatı seviyesindeki etkin sargılama alanını, **2** numaralı bölge ise, boyuna doğrultuda iki etriye arasındaki *s* mesafesi boyunca etkin sargılama alanını ifade etmektedir.



Şekil 2.8 : Etriyeli kolonlarda iç basıncın etkisi ve etkin sargılama alanları [7].

Etriye kollarının sayısını arttırarak enine doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki *a* serbest açıklığının azaltılması ve bu bölgelerde çekirdek betonuna uygulanan yanal basınç kuvvetlerinin arttırılması ile sargılamanın daha etkin olması sağlanabilir. Bu bağlamda, enine donatının geometrisi ve düzeni büyük önem taşımaktadır, Şekil 2.9.



Şekil 2.9 : Enine donatı düzenine bağlı olarak 'a' mesafesinin azaltılması.

Betonun dayanım ve sünekliğini olumlu yönde etkileyen yanal basınç kuvvetini arttıran etkenler şunlardır:

- a- hacimsel etriye oranının arttırılması
 - al-çubuk boyunca etriye aralığının azaltılması
 - a2-bir kesitteki etriye enkesit alanının arttırılması
- b- etriyelerin kapalı olması

- c- yüksek dayanımlı etriye kullanılması
- d- boyuna donatının enkesit içerisindeki miktarının artırılararak, enine donatı ile birlikte bir bütün oluşturması suretiyle çubuk boyunca çekirdek betonunun daha iyi sarılmasının sağlanabilmesi.

Çubuk boyunca enine donatı aralığının azaltılması, ayrıca boyuna donatının burkulma boyunu küçültmekte ve böylece betonarme çubuğun yük taşıma kapasitesinin ve sünekliğinin artmasına katkı sağlamaktadır.

Sargı donatısının artmasıyla, betonda izin verilen maksimum birim kısalmayı ifade eden ε_{cu} değeri de artmaktadır. Sargısız betonda $\varepsilon_{cu} = 0.003 - 0.004$, normal sargılı betonda $\varepsilon_{cu} = 0.006$ dolayında olan ε_{cu} birim kısalması, sargı donatısının arttırılmasına paralel olarak 0.01 veya daha yüksek değerlere çıkabilmektedir, [4,6-7, 118].

Sargılı ve sargısız betonlar için geliştirilen ve literatürde yaygın olarak kullanılan yukarıdaki beton modellerinin betonarme çubukların davranışlarının incelemesinde kullanılabilmesi amacıyla, FORTRAN programlama dili kullanılarak, MCCAP bilgisayar programı geliştirilmiştir. Sözkonusu bilgisayar programının algoritması ve ayrıntıları Bölüm 2.2.3 te açıklanmıştır. Bu programda ayrıca, maksimum gerilmeye ulaşıldıktan sonra meydana gelen dayanım kaybını esas alan modeller de kullanılabilmektedir.

Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında, eğilme etkisindeki bir betonarme çubuğun dış basınç liflerindeki betonun $\sigma_c - \varepsilon_c$ gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı için, Şekil 2.10 da sargısız beton (1) ve sargılı beton (2) için verilmiş olan beton modeli kullanılmıştır.



Şekil 2.10 : Betonarme çubukların eğilmesinde dış liflerindeki $\sigma_c - \varepsilon_c$ diyagramı.

Bu modelde, beton basınç gerilmesi ile birim kısalma arasındaki bağıntı, sargılı betonlarda parabol + yamuk genel hali için

$$OA' \text{ bölgesinde:} \qquad \sigma_c = f_{cc} \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co_2}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co_2}} \right)^2 \right) \qquad (0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{co_2})$$
$$AB' \text{ bölgesinde:} \qquad \sigma_c = f_{cc} \left(1 - (f_{cc} - f_{cu_2}) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{co_2}}{\varepsilon_{cu_2} - \varepsilon_{co_2}} \right) \qquad (\varepsilon_{co_2} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu_2}) (2.27)$$

şeklindedir.

Sargısız beton için ise, $f_{cc} \Rightarrow [f_{co} = 0.85 f_{ck}]$ ve $[\varepsilon_{co_2}; \varepsilon_{cu_2}] \Rightarrow [\varepsilon_{co_1}; \varepsilon_{cu_1}]$ dönüşümleri yapılarak, gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları aşağıdaki şekilde ifade edilebilmektedir.

OA bölgesinde:
$$\sigma_c = 0.85 f_{ck} \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co_1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co_1}} \right)^2 \right)$$
 $(0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{co_1})$

AB bölgesinde:
$$\sigma_c = 0.85 f_{ck} \left(1 - (f_{co} - f_{cu_1}) \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{co_1}}{\varepsilon_{cu_1} - \varepsilon_{co_1}} \right) (\varepsilon_{co_1} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu_1})$$
 (2.28)

Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında kullanılan parabol+diktörtgen modelinde, OA bölgesi için yukarıda verilen bağıntılar kullanılmıştır. Maksimum gerimeden sonra ise, sabit gerilme altında şekildeğiştirmelerin arttığı varsayılmaktadır. Bu sabit gerilme bölgesi için, sargılı ve sargısız betonlarda gerilme ifadesi

sargılı beton için

$$\sigma_c = f_{cc} \qquad (\varepsilon_{co_1} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu_1})$$
(2.29)

sargısız beton için

$$\sigma_c = 0.85 f_{ck} \qquad (\varepsilon_{co_1} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu_1}) \tag{2.30}$$

şeklindedir.

Betonarme çubuğun eğilmesinde, dış çekme liflerindeki betonun gerilmeşekildeğiştirme bağıntısının $\sigma_c \leq f_{ctk}$ için doğrusallık gösterdiği ve çekme gerilmelerinin f_{ctk} sınır değerine erişmesi durumda, çekme çatlakları oluşarak betonun çekme dayanımını yitirdiği öngörülmektedir. Betonarme betonuna ait $\sigma_c - \varepsilon_c$ bağıntılarını tanımlayan büyüklükler aşağıda açıklanmıştır.

- f_{cc}, f_{co} : sırasıyla sargılı ve sargısız betonda, plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen beton dayanımlarıdır.
- f_{ck} : betonun karakteristik basınç dayanımıdır.
- f_{ctk} : betonun karakteristik çekme dayanımıdır. TS500 [120] betonarme yapılar standardına göre, bu değer f_{ck} basınç dayanımına bağlı olarak

$$f_{ctk} = 0.35\sqrt{f_{ck}}$$
 [N/mm²] (2.31)

şeklinde hesaplanır.

 $\varepsilon_{co_1}, \varepsilon_{co_2}$: sırasıyla sargısız ve sargılı betonda plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen birim kısalmaları ifade eder. Kısa süreli yükler altında, sargısız betonda plastik şekildeğiştirmelerin $\varepsilon_{co_1} = 0.002$ değerinde başladığı varsayılmaktadır. Sargılı betonda ε_{co_2} birim kısalması daha büyük değerler almaktadır.

 $\varepsilon_{cu_1}, \varepsilon_{cu_2}$: sırasıyla sargısız ve sargılı betonda izin verilen en büyük birim kısalmaları ifade etmektedir. Sargısız betonda, kısa süreli yüklerden oluşan birim kısalmanın $\varepsilon_{cu_1} = 0.003 - 0.004$ sınır değerine erişmesi halinde, betonun ezilerek taşıma gücünü yitirdiği kabul edilmektedir. Sargı donatısıyla (etriye) sarılmış betonlarda, sargı donatısının miktarına ve düzenine bağlı olarak $\varepsilon_{cu_2} = 0.01$ ve daha büyük değerler alabilmektedir.

2.1.2 Donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme (σ_{s} – ε_{s}) modeli

Betonarme elemanlarda kullanılan donatı çeliğine ait gerçek ve idealleştirilmiş gerilme- şekildeğiştirme bağıntıları sırasıyla Şekil 2.11 ve Şekil 2.12 de verilmiştir.



Şekil 2.11 : Donatı çeliğine ait gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramı.

Şekil 2.12 de, donatı çeliğinin davranışını temsil eden idealleştirilmiş gerilmeşekildeğiştirme bağıntılarında, OA bölgesinde gerilmeler ile birim boy değişmeleri arasındaki ilişki doğrusaldır ve bu doğrunun eğimi donatı çeliğinin E_s elastisite modülünü vermektedir. Akma dayanımından sonra, sabit gerilme altında artan şekildeğiştirmelerin meydana geldiği akma bölgesi mevcuttur. Akma bölgesini pekleşme bölgesi izlemektedir. Pekleşme bölgesinde gerilmeler tekrar artmaya başlar ve belirli bir gerilme düzeyine ulaşıldığında kopma olayı meydana gelir. Donatı çeliğinde pekleşme etkisinin gözönüne alınması durumunda, idealleştirilmiş gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları üç doğru parçasıyla temsil edilebilmektedir.



Şekil 2.12 : Donatı çeliğine ait idealleştirilmiş gerilme-şekildeğiştirme diyagramları.

Buna göre birinci ve ikinci bölgeler için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları

1a ve 2a :
$$0 < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sy}$$
 $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$ 1b ve 2b : $\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh}$ $\sigma_s = f_{yk}$

şeklindedir.

Donatı çeliğinde, *BC* bölgesindeki pekleşme etkisi doğrusal veya ikinci dereceden bir parabol olarak tanımlanabilmektedir. Buna göre $\sigma_s - \varepsilon_s$ bağıntıları

pekleşmenin doğrusal olarak alınması durumunda,

1c:
$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su}$$
 $\sigma_s = f_{yk} + (f_{su} - f_{yk}) \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})}$ (2.33)

pekleşmenin ikinci derece parabol olarak alınması durumunda ise,

$$2\mathbf{c} : \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su} \qquad \qquad \sigma_s = f_{su} - (f_{su} - f_{yk}) \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \tag{2.34}$$

şeklinde ifade edilebilir.

Burada $\varepsilon_{sh}, f_{su}, \varepsilon_{su}$ sırasıyla pekleşmenin başladığı birim boy değişmesini, donatı çeliğinin kopma dayanımını ve bu dayanıma karşı gelen birim uzamayı göstermektedir. Farklı donatı çeliklerinde, pekleşme durumu için gerilme-

şekildeğiştirme bağıntılarını tanımlayan büyüklüklerin sayısal değerleri Çizelge 2.1 de verilmiştir.

DONATI ÇELİĞİ	Pekleşen İdeal Elastoplastik Davranış Modeli				
	f_{yk} [MPa]	\mathcal{E}_{sy}	\mathcal{E}_{sh}	f_{su} [MPa]	\mathcal{E}_{su}
S220 (BÇI)	220	0.0011	0.011	275	0.16
S420 (BÇIII)	420	0.0021	0.008	550	0.10

Çizelge 2.1 : Donatı çeliğinde pekleşen ideal elastoplastik davranış modeline ait büyüklükler.

Bu çalışmada, donatı çeliğini temsil etmek üzere, Şekil 2.12 de 3 ile gösterilen ideal-elastoplastik davranış modeli esas alınmış ve pekleşme bölgesindeki dayanım artışı terkedilmiştir. Buna göre, gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı

$$3a: \quad 0 < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sy} \qquad \sigma_s = E_s \varepsilon_s$$
$$3b: \quad \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \le \infty \qquad \sigma_s = f_{yk} \qquad (2.35)$$

şeklinde iki doğru parçasından oluşmaktadır. Bu bağıntılardaki $f_{yk}, E_s, \varepsilon_{sy}$ terimleri sırasıyla donatı çeliğinin akma dayanımını, elastisite modülünü ve akmaya karşı gelen birim boy değişmesini ifade etmektedir. Donatı çeliğinin büyük şekildeğiştirmelerine izin verilmediği durumlarda ideal- elastoplatik davranış modelindeki akma bölgesi için bir ε_{su} sınır değeri tanımlanmaktadır.

Betonarme yapı sistemlerinde genel olarak kullanılmakta olan donatı çelikleri için, bu çalışmada esas alınan ideal elastoplastik gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarını tanımlayan büyüklüklerin sayısal değerleri, TS500 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları Standardına [120] göre, Çizelge 2.2 de verilmiştir.

Çizelge 2.2 : Donatı çeliğinde ideal elastoplastik davranış modeline ait büyüklükler.

DONAȚI CELIĞI	İdeal Elastoplastik Davranış Modeli		
Doranii çillioi	f_{yk}	\mathcal{E}_{sy}	
S220 (BÇI)	220	0.0011	
S420 (BÇIII)	420	0.0021	

Her iki çelik cinsi için elastisite modülü $E_s = 2 \times 10^5 N / mm^2$ değerini almaktadırlar.

2.2 Betonarme Kesitlerin Davranışı

2.2.1 Temel varsayımlar

Betonarme çubuk elemanların dış etkiler altındaki davranışlarının incelenmesinde ve taşıma kapasitelerinin belirlenmesinde, betonarmenin aşağıda verilen şu temel varsayımları esas alınacaktır.

- a) Düzlem kesitler şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır. Diğer bir deyişle, enkesitteki şekildeğiştirme dağılımı doğrusaldır (Bernoulli-Navier hipotezi).
- b) Beton ve donatı çeliği arasında tam aderans vardır. Buna göre, beton ve donatı çeliğinin, kayma olmaksızın birlikte şekildeğiştirdikleri gözönünde tutulmaktadır.
- c) Çatlamış betonun çekme dayanımı terkedilmektedir.
- d) Betonun $\sigma_c \varepsilon_c$ diyagramı için Şekil 2.10 da verilen parabol+dikdörtgen modeli esas alınmaktadır.
- e) Donatı çeliğinin $\sigma_s \varepsilon_s$ diyagramı Şekil 2.12 de (3) ile gösterilen idealelastoplastik malzeme varsayımına uygundur.

2.2.2 Düzlem ve uzay çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları

2.2.2.1 Düzlem çubuk elemanlar

Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk sistemlerde kesit zorları (iç kuvvetler), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. ds uzunluğundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre rölatif (göreli) yerdeğiştirmelerinin kesit tesirleri doğrultularındaki bileşenleri dselemanının şekildeğiştirme bileşenlerini oluşturmaktadır. Bu şekildeğiştirme bileşenleri, φ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk ekseni ve çubuk eksenine dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere, sırasıyla $d\varphi$, du ve dv olarak tanımlanmaktadır. Şekil 2.13 te ds uzunluğundaki bir çubuk eleman üzerinde, iç kuvvetler ve birim şekildeğiştirmeler (birim boydaki elemanın şekildeğiştirmeleri) şematik olarak gösterilmiştir, [16].



Şekil 2.13 : *ds* uzunluğundaki çubuk elemanda iç kuvvetler ve birim şekildeğiştirmeler.

Düzlem çubuk sistemlerde iç kuvvetler ile birim şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye bağıntıları), genel olarak

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d}$$
(2.36a)

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha_t t$$
(2.36b)

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T)$$
(2.36c)

şeklindedir. Bu bağıntılardaki F_1, F_2, F_3 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir. Kayma şekildeğiştirmelerinin eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin yanında terk edilmesi ve kesme kuvvetinin birim dönme ile birim boy değişmesine etkilerinin ihmal edilmesi durumunda, iç kuvvetşekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d}$$
(2.37a)

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N) + \alpha_t t$$
 (2.37b)

şeklini alır.

M eğilme momenti ve N normal kuvvetinin etkisi altındaki bir betonarme kesitte iç kuvvetler ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntıların elde edilmesi amacıyla yazılan

denge denklemleri, Şekil 2.14 te verilen bir dikdörtgen betonarme kesit üzerinde, (2.38) denklemleri ile ifade edilebilir.



Şekil 2.14 : Dikdörtgen betonarme kesitte gerilme ve şekildeğiştirme dağılımı.

Kesite ait moment ve izdüşüm denge denklemleri

$$M = \int_{-d_{alt}}^{d_{ist}} \sigma_c(\varepsilon_c) z \, dF + \sum_{j=1}^{NS} \sigma_{s_j}(\varepsilon_{s_j}) A_{s_j} z_{s_j}$$
(2.38a)

$$N = \int_{-d_{alt}}^{d_{alst}} \sigma_c(\varepsilon_c) dF + \sum_{j=1}^{NS} \sigma_{s_j}(\varepsilon_{s_j}) A_{s_j}$$
(2.38b)

şeklindedir. Bernoulli-Navier hipotezi uyarınca $\varepsilon(z)$ şekildeğiştirmelerinin kesit boyunca değişimi doğrusal olduğundan, $d\varphi/ds$ birim dönmesi ile kesitin ağırlık merkezinden geçen eksen üzerindeki du/ds birim boy değişmesine bağlı olarak

$$\varepsilon_c(z) = \frac{du}{ds} - \frac{d\varphi}{ds}z \qquad \qquad \varepsilon_{s_j}(z_{s_j}) = \frac{du}{ds} - \frac{d\varphi}{ds}z_{s_j}$$
(2.39)

elde edilir. Buna göre, dF = b(z)dz olmak üzere, birim boy değişmelerinin (2.39) daki ifadesi (2.38a,b) denklemlerinde yerlerine konulursa moment ve izdüşüm denge denklemlerine ait genel ifadeler

$$M = \int_{-d_{alt}}^{d_{isst}} \sigma_c \left(\frac{du}{ds} - \frac{d\varphi}{ds}z\right) z b(z) dz + \sum_{j=1}^{NS} \sigma_{s_j} \left(\frac{du}{ds} - \frac{d\varphi}{ds}z_{s_j}\right) A_{s_j} z_{s_j}$$
(2.40a)

$$N = \int_{-d_{alt}}^{d_{ast}} \sigma_c \left(\frac{du}{ds} - \frac{d\varphi}{ds}z\right) b(z) dz + \sum_{j=1}^{NS} \sigma_{s_j} \left(\frac{du}{ds} - \frac{d\varphi}{ds}z_{s_j}\right) A_{s_j}$$
(2.40b)

şeklini alır.

İç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, yukarıdaki denge denklemlerinde yer alan integrallerin doğrudan doğruya veya sayısal integrasyon ile hesaplanması gerekmektedir. Bunun yerine, betonarme kesitlerde iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, kesit yeter sayıda ince dilimlere bölünerek, programlama açısından çözümün kolaylaştırılması sağlanabilmektedir. Betonarme kesitlerde bu yaklaşım ile iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının nasıl elde edileceği Bölüm 2.2.2.2 ve Bölüm 2.2.2.4 te ayrıntılı olarak açıklanacaktır.

2.2.2.2 Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitlerde eğilme momenti-birim dönme (eğrilik) ($M - \chi$) bağıntısının belirlenmesi

Bu bölümde, sabit N_0 normal kuvveti altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte, M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı tanımlanarak nasıl elde edileceği ayrıntılı olarak açıklanacaktır. Sabit normal kuvvet altındaki betonarme bir kesitte eğilme momenti-eğrilik ilişkisi, Şekil 2.15 te gösterildiği gibi, üç ayrı bölgeden oluşmaktadır. Bu bölgeler çatlama, akma ve kırılma sınır durumlarına karşı gelen L_0 , L_1 , L_2 noktalarıyla sınırlanmıştır. Bu sınır durumları tanımlayan M ve χ değerlerinin elde edilişi aşağıda açıklanmıştır.





Çatlama sınır durumu $[L_{\theta}]$

Çatlama sınır durumunu tanımlayan L_{θ} noktası betonarme kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı duruma karşı gelmektedir. Dış çekme lifindeki normal gerilme eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlakların meydana geldiği kabul edilmektedir. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise

$$f_{ctk} = 0.70\sqrt{f_{ck}}$$
 [Mpa] (2.41)

bağıntısı ile hesaplanabilir.

 M_{L_0} eğilme momentinin hesabında beton kesitin homojen ve $\sigma - \varepsilon$ bağıntısının doğrusal-elastik olduğu esas alınmaktadır. Kesitin en dıştaki çekme lifinde çatlakların oluşmasıyla, çekme kuvvetleri donatı tarafından karşılanır. Eğilme momentinin artan değerlerinde, kesitteki çekme çatlaklarının tarafsız eksene doğru ilerlemesine paralel olarak, gerçek eğilme momenti-eğrilik ilişkisi Şekil 2.15 te (a) ile gösterildiği şekilde olmaktadır. Yüklemenin başlangıcından itibaren betonun çekme dayanımı terkedilirse, eğilme momenti-eğrilik ilişkisinde (a) eğrisi yerine (b) yaklaşık doğrusu esas alınabilir.

Plastik şekildeğiştirmelerin başladığı sınır durum [L₁]

Şekil 2.15 te belirtildiği gibi, L_1 noktası betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelmektedir. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda ε_{co} birim kısalmasında, donatı çeliğinde ise ε_{sy} akma sınırında başladığı gözönünde tutulmaktadır. Ancak bu iki durumdan hangisinin daha önce meydana geldiği başlangıçta belirli değildir. Bu durumun belirlenebilmesi için, başlangıçta örneğin betonun dış basınç liflerinde plastik şekildeğiştirmelerin başladığı kabul edilerek, ε_{co} birim kısalması ve tarafsız eksenin kesitin ağırlık merkezinden olan y_0 uzaklığı için, Şekil 2.16 daki (1) numaralı şekildeğiştirme yayılışında kesitte çekme lifine en yakın olan donatıdaki şekildeğiştirmenin ($\varepsilon_{s_{maks}}$), çekme donatısının akma sınırını (ε_{sy}) aşıp aşmadığı kontrol edilir.

Kesitte tarafsız eksenden en uzak olan donatıdaki şekildeğiştirmenin

a) $\varepsilon_{smaks} \ge \varepsilon_{sy}$ olması durumu, betonda plastik şekildeğiştirmeler başlamadan önce donatının akma sınırına eriştiğini göstermektedir. Bu nedenle, M_{L_1} eğilme momentinin hesaplanmasına esas olmak üzere, Şekil 2.16 daki (2) numaralı şekildeğiştirme durumu esas alınır.

b) $\varepsilon_{smaks} < \varepsilon_{sy}$ olması durumu, donatıda akma olayı meydana gelmeden önce betonda plastik şekildeğiştirmelerin başladığını göstermektedir. Bu duruma karşı gelen şekildeğiştirme dağılımı Şekil 2.16 da (3) ile tanımlanmıştır.

Normal dayanımlı betonlarda $\varepsilon_{co} = 0.002$ olarak alınabilir. Plastik şekildeğiştirme sınırı ε_{co} ise, sargı donatısına bağlı olarak artan değerler alabilmektedir, [6]. M_{L_1} ve χ_{L_1} değerlerinin elde edilmesinde betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir.



Şekil 2.16 : Beton dış basınç lifinde veya donatıda plastik şekildeğiştirmelerin başladığı sınır duruma ait şekildeğiştirme yayılışları.

Kırılma sınır durumu $[L_2]$

Şekil 2.15 te gösterildiği gibi, L_2 noktası artan eğilme momentinin kesitin taşıma kapasitesi olarak tanımlanan M_{L_2} değerine eşit olmasıyla betonda ezilmelerin veya çekme donatısında büyük uzama şekildeğiştirmelerinin meydana geldiği durumu ifade etmektedir. Ancak bu iki durumdan hangisinin daha önce meydana geldiği başlangıçta bilinmemektedir. Bu durumun belirlenebilmesi için, başlangıçta örneğin

betonun dış basınç liflerinde kırılmanın meydana geldiği kabul edilerek, ε_{cu} sınır birim kısalması ve tarafsız eksenin kesitin ağırlık merkezinden olan y_0 uzaklığı için Şekil 2.17 deki (1) numaralı şekildeğiştirme yayılışı esas alınarak, kesitte çekme lifine en yakın donatıdaki $\varepsilon_{s_{maks}}$ şekildeğiştirmesinin çekme donatısına ait ε_{su} sınır değerini aşıp aşmadığı kontrol edilir.

Basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırılması, birim kısalmanın ε_{cu} sınır değerine ulaşması ile meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\varepsilon_{cu} = 0.003 - 0.004$ olan sınır değer, sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, büyük şekildeğiştirmeler nedeniyle sistemin kullanılamaz hale gelmesinin önlenmesi için çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim boy değişmesinin ε_{su} değeri ile sınırlandırılması esas alınır.



Şekil 2.17 : Beton dış basınç lifinde kırılma veya donatıda ε_{su} sınır durumu için şekildeğiştirme yayılışları.

Kesitte dış çekme lifine en yakın olan donatıdaki şekildeğiştirmenin

a) $\varepsilon_{smaks} \ge \varepsilon_{su}$ olması durumu, betonda ezilme meydana gelmeden önce donatıda büyük şekildeğiştirmelerin oluştuğunu göstermektedir. Bu nedenle, M_{L_2} eğilme momentinin hesaplanmasına esas olmak üzere, Şekil 2.17 deki (2) numaralı şekildeğiştirme durumu esas alınır. b) $\varepsilon_{smaks} < \varepsilon_{su}$ olması durumu, donatıdaki uzama şekildeğiştirmeleri ε_{su} sınır durumuna erişmeden önce betonun ezilerek kırıldığını göstermektedir. Bu duruma karşı gelen büyüklüklerin elde edilmesinde, Şekil 2.17 deki (3) numaralı şekildeğiştirme dağılımı esas alınmaktadır.

Yukarıda açıklandığı şekilde, plastik şekildeğiştirmelerin başladığı duruma ve kırılma sınır durumuna karşı gelen şekildeğiştirme yayılışları esas alınarak hesaplanan çekme ve basınç kuvvetlerinin bileşkesinin N_0 normal kuvvetiyle dengede olması gerekmektedir. Aksi halde, kesitteki normal kuvvet dengesi sağlanıncaya kadar, y_0 değeri üzerinde ardışık yaklaşım yapılması gerekmektedir.

Plastik şekildeğiştirmelerin başladığı sınır durum ve kırılma durumu için hesaplanan büyüklüklere bağlı olarak kesitin dönme sünekliği belirlenebilmekte ve ileride açıklanacak MCCAP bilgisayar programından çıktı olarak alınabilmektedir. Genel anlamda süneklik, dayanımda bir azalma olmaksızın, büyük şekildeğiştirme yapabilme yeteneğidir. Betonarme kesitlerde süneklik oranı, kırılma anındaki toplam şekildeğiştirmenin, plastik şekildeğiştirmelerin başladığı sınır durumdaki şekildeğiştirmeye oranı olarak tanımlanır. Betonarme kesitlerde genellikle aranılan bir özellik olan ve eleman sünekliği için bir ön koşul oluşturan kesit sünekliği

- a) gevrek kırılmanın önlenmesi için gereken minimum donatıdan daha az olmamak üzere, çekme donatısı oranının azalmasıyla
- b) kapalı etriyelerden oluşan sargı donatısı oranının artmasıyla
- c) belirli bir enkesit yüksekliği için basınç donatısının arttırılması ile

d) kesitte etkiyen normal kuvvet oranının azalmasıyla

artmaktadır.

2.2.3 Uzay çubuk elemanlar

Uzay çubuk elemanlarda kesit zorları M_x, M_z eğilme momentleri, M_b burulma momenti, T_x, T_z kesme kuvvetleri ve N normal kuvvetidir. ds uzunluğundaki bir çubuk elemanda kesit zorları doğrultularındaki birim şekildeğiştirmeler ise, χ_x, χ_z birim dönmeleri, ω birim burulma açısı, γ_x, γ_z birim kaymaları ve ε birim boy değişmesidir. Kesme kuvvetlerinden oluşan kayma şekildeğiştirmelerinin diğer şekildeğiştirmeler yanında terkedilmesi ve kesme kuvvetleri ile burulma momentinin birim dönmelere ve birim boy değişmesine etkilerinin ihmal edilmesi durumunda, uzay çubuk sistemlerde iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları (bünye bağıntıları) genel olarak

$$\chi_x = \frac{d\varphi_x}{ds} = F_1(M_x, M_z, N) + \frac{\alpha_t \Delta t_x}{d}$$
(2.42a)

$$\chi_z = \frac{d\varphi_z}{ds} = F_2(M_x, M_z, N) + \frac{\alpha_t \Delta t_z}{b}$$
(2.42b)

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_3(M_x, M_z, N) + \alpha_t t$$
 (2.42c)

$$\omega = \frac{d\phi}{ds} = F_4(M_b) \tag{2.42d}$$

şeklinde tanımlanabilir. Bu bağıntılardaki F_1, F_2, F_3, F_4 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve $\Delta t_x, \Delta t_z$ kesitte etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını, b ve d farklı sıcaklık değişmeleri doğrultularındaki enkesit boyutlarını göstermektedir, [16].

2.2.2.4 İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitlerde eğilme momenti-birim dönme (eğrilik) ($M - \chi$) bağıntılarının belirlenmesi

Sabit N_0 normal kuvveti altında, M_x ve M_z eğilme momentleri ile zorlanan betonarme bir kesitte, tarafsız eksenin kesitin asal eksenlerinden biri ile yaptığı α açısının çeşitli değerlerine karşı gelen eğilme momenti-eğrilik bağıntılarının elde edilmesi için, kesitteki şekildeğiştirme yayılışının bilinmesi gerekmektedir. Kesitteki şekildeğiştirme yayılışı başlangıçta bilinmediğinden, bir ardışık yaklaşım yöntemi uygulanarak her adımda tarafsız eksenin kesitin ağırlık merkezinden olan y_0 uzaklığı tahmin edilir.

Seçilen α açısı ve başlangıçta tahmin edilen y_0 değerine bağlı olarak, kesitteki beton dilimlerinin sol ve sağ uçları ile donatı çubuklarının tarafsız eksene olan uzaklıkları ($\eta_{c_{k1}}, \eta_{c_{k2}}, \eta_{s_j}$) belirlenir. Böylece, eğilme momenti-eğrilik bağıntısına ait bir χ_i değeri için kesitteki şekildeğiştirme durumu, beton dilimlerinin sol ve sağ uçlarındaki birim kısalmalar ve donatı çubukları hizalarındaki birim şekildeğiştirmeler ($\varepsilon_{c_{k1}}, \varepsilon_{c_{k2}}, \varepsilon_{s_i}$) hesaplanarak belirlenmiş olur, Şekil 2.18.



Şekil 2.18 : Bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde şekildeğiştirmeler ve gerilme dağılımı.

Beton ve donatı çeliği için esas alınan $\sigma - \varepsilon$ diyagramları kullanılarak, beton dilimlerinde ve donatı çubuklarında hesaplanan şekildeğiştirmelere karşı gelen gerilme dağılımları belirlenir ve beton dilimlerdeki basınç gerilmelerinin F_{c_k} bileşke değerleri ile donatıdaki F_{s_j} çekme kuvvetleri hesaplanır. Kesitteki izdüşüm denge denklemleri ile x ve z eksenleri etrafındaki moment denge denklemleri

$$N = \sum_{k=1}^{NC} F_{c_k} + \sum_{j=1}^{NS} F_{s_j} = \sum_{k=1}^{NC} [\sigma_{c_k}(\varepsilon_{c_{k1}}, \varepsilon_{c_{k2}}) A_{c_k}] + \sum_{j=1}^{NS} \sigma_{s_j} A_{s_j}$$
(2.43a)

$$M_{x} = \sum_{k=1}^{NC} [\sigma_{c_{k}}(\varepsilon_{c_{k1}}, \varepsilon_{c_{k2}}) A_{c_{k}}] \xi_{c_{k}}^{z} + \sum_{j=1}^{NS} \sigma_{s_{j}} A_{s_{j}} \xi_{s_{j}}^{z}$$
(2.43b)

$$M_{z} = \sum_{k=1}^{NC} [\sigma_{c_{k}}(\varepsilon_{c_{k1}}, \varepsilon_{c_{k2}}) A_{c_{k}}] \xi_{c_{k}}^{x} + \sum_{j=1}^{NS} \sigma_{s_{j}} A_{s_{j}} \xi_{s_{j}}^{x}$$
(2.43c)

şeklini alır. Burada, $\xi_{c_k}^x, \xi_{c_k}^z$ sırasıyla *k* sayılı beton diliminin ağırlık merkezinin, $\xi_{s_j}^x, \xi_{s_j}^z$ ise *j* sayılı donatı çubuğunun ağırlık merkezinin kesitin ağırlık merkezinden geçen *z* ve *x* eksenlerine olan uzaklıklarını göstermektedir.

Aranan çözümün elde edilmesi için, (2.43a) bağıntısında ifade edildiği gibi, donatılardaki çekme ve basınç kuvvetleri ile beton dilimlerindeki basınç kuvvetlerinin toplamıyla elde edilen normal kuvvetin kesite etkiyen N_0 normal kuvvetine eşit veya yeteri derecede yakın olması gerekmektedir. Bu yakınsaklığın sağlanmasıyla elde edilen şekildeğiştirme durumu sözkonusu χ_i değeri için gerçek şekildeğiştirme durumuna karşı gelmektedir. Aksi halde, kesitteki normal kuvvet dengesi sağlanıncaya kadar y_0 uzaklığı üzerinde ardışık yaklaşıma devam edilir. Bu durumda, (2.43b) ve (2.43c) bağıntıları uyarınca, çekme ve basınç kuvvetlerinin kesitin ağırlık merkezinden geçen x ve z eksenlerine göre statik momentlerin toplamı ile M_{x_i}, M_{z_i} eğilme momentleri elde edilmekte, tarafsız eksenin konumuna ve χ_i değerine bağlı olarak, bu eğilme momentlerine karşı gelen χ_{x_i}, χ_{z_i} eğriliklerinin belirlenmesi mümkün olmaktadır. Böylece, χ_i nin artan değerleri için, $M_x - \chi_x$ ve $M_z - \chi_z$ eğilme momenti-eğrilik bağıntıları bileşik eğik eğilme genel durumu için belirlenmiş olur. $\alpha = 0$ hali $N, M_x(M_z = 0), \alpha = 90$ hali ise $N, M_z(M_x = 0)$ tek eksenli bileşik eğilme durumlarına karşı gelmektedir.

Bu çalışma kapsamında, tek ve iki eksenli bileşik eğilme durumlarına karşı gelen eğilme momenti-eğrilik ilişkilerinin elde edilmesi amacıyla, FORTRAN programlama dili kullanılarak geliştirilen **MCCAP** bilgisayar programının çalışma düzenini açıklayan genel akış şemaları Şekil 2.19 ve Şekil 2.20 de görülmektedir. Bu ana program içinde, plastik şekildeğiştirmelerin başladığı sınır duruma ve kırılma sınır durumuna ait sayısal büyüklüklerin hesaplanmasına yönelik olarak geliştirilen AKMA ve KIRILMA alt programlarına ait akış şemaları da Şekil 2.21 ve Şekil 2.22 te verilmiştir.

2.2.3 Karşılıklı etki diyagramları

Betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışları esas alınarak deprem performanslarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap yöntemleri, normal kuvvet ve eğilme momentleri ile zorlanan betonarme kesitlerin taşıma kapasitelerinin belirlenmesini gerekli kılmaktadır. Kesite etkiyen normal kuvvetin çeşitli değerleri için, beton ve donatı çeliğindeki sınır şekildeğiştirme durumları esas alınarak hesaplanan eğilme momenti taşıma kapasiteleri karşılıklı etkileşim diyagramını oluşturmaktadır. Etkileşim diyagramları, aynı zamanda, sabit bir eğilme momenti altında kesitin taşıyabileceği eksenel yük düzeyini de ifade etmektedir.



Şekil 2.19 : MCCAP bilgisayar programı genel akış şeması.



Şekil 2.20 : MCCAP bilgisayar programı genel akış şeması (Devamı).



Şekil 2.21 : AKMA alt programı akış şeması.



Şekil 2.22 : KIRILMA alt programı akış şeması.

2.2.3.1 Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitler

Eksenel kuvvet ve tek eksenli eğilme momenti ile zorlanan betonarme kesitlerin taşıma kapasitesini ifade eden karşılıklı etkileşim diyagramı Şekil 2.23 te şematik olarak gösterilmiştir. Eğilme momenti ve normal kuvvet arasındaki etkileşimi ifade eden bu diyagramdaki bir noktanın absisi, ilgili noktadaki normal kuvvet düzeyi için, betonda ε_{cu} maksimum birim kısalma veya donatı çeliğinde ε_{su} maksimum birim uzama sınır durumu esas alınarak, bu sınır durum için hesaplanan eğilme momenti değerini vermektedir. Bu eğilme momenti, Bölüm 2.2.2.2.3 te kırılma sınır durumu için tanımlanan M_{L_2} değerine karşı gelmektedir.



Şekil 2.23 : Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde şematik karşılıklı etki diyagramı ve sınır şekildeğiştirme durumları.

Plastik mafsal hipotezinin uygulandığı betonarme sistemlerde, bir kesitteki iç kuvvet durumunun bu kesit için elde edilen karşılıklı etki diyagramı üzerinde bulunması, bir plastik kesitin oluştuğunu ve kesitte sonlu plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığını) ifade etmektedir. Bu nedenle bu eğriye *akma eğrisi* de denilmektedir. Tek eksenli bileşik eğilmede, akma eğrisi (2.44) bağıntısıyla ifade edilmektedir.

$$K_1(M,N) = 0 (2.44)$$

Akma eğrisi dört karakteristik noktası ile tanımlanır. (1) ve (4) noktaları sırasıyla, kesitin tümüyle basınç gerilmeleri altında olduğu eksenel basınç halindeki N_{0b} ve kesitin tamamen çekme gerilmeleri altında olduğu eksenel çekme halindeki N_{0c} normal kuvvet taşıma güçlerine karşı gelmektedir. A_s kesitteki toplam donatı alanını, A_c beton enkesit alanını, f_{ck} ve f_{yk} sırasıyla karakteristik beton basınç dayanımını ve donatı çeliği akma gerilmesini göstermek üzere, N_{0b} ve N_{0c} taşıma güçleri

$$N_{0b} = 0.85 f_{ck} A_c + f_{yk} A_s$$
(2.45a)

$$N_{0c} = f_{yk}A_s \tag{2.45b}$$

bağıntıları ile hesaplanırlar. (3) noktası, kesitte normal kuvvetin olmadığı (N = 0) basit eğilme halindeki M_0 eğilme momenti taşıma gücünü göstermektedir. (2) noktası ise kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelir. Bu noktalarla sınırlanmış olan kapalı alan içindeki bir iç kuvvet durumu kesit tarafından taşınabilmektedir. Akma eğrisinde en büyük eğilme momentine karşı gelen N_2 basınç kuvvetinden daha büyük normal kuvvetler için, çekme donatısı akma sınırına ulaşmadan betondaki maksimum birim kısalma ε_{cu} sınır değerine ulaşarak kesitin taşıma kapasitesi sona erer. N_2 normal kuvvet seviyesinin altında ise, donatı çeliğindeki birim uzama ε_{su} sınır değerine eşit olarak kesitin taşıma kapasitesine ulaşılmaktadır.

2.2.3.2 İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitler

N normal kuvveti ve iki eksenli M_x, M_z eğilme momentleri etkisindeki bir betonarme kesitte, normal kuvvetin çeşitli değerlerinde, α ve y_0 parametreleriyle ifade edilen tarafsız eksenin konumuna bağlı olarak elde edilen etkileşim diyagramlarının oluşturduğu yüzey '*akma yüzeyi*' olarak tanımlanır. Burada, α tarafsız eksenin asal eksenlerden biri ile yaptığı açıyı, y_0 ise kesitte normal kuvvet dengesinin sağlandığı durumda tarafsız eksenin kesitin ağırlık merkezine olan uzaklığını ifade etmektedir. Akma yüzeyinin $N = N_0$ düzlemi ile olan arakesitinde, $M_x - M_z$ arasındaki etkileşimi gösteren akma eğrisi Şekil 2.24 te verilmiştir.



Şekil 2.24 : Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde akma yüzeyi ve $N = N_0$ için karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi).

Bu eğri üzerindeki noktaların koordinatları, $N = N_0$ normal kuvveti altında, betonda ε_{cu} maksimum birim kısalma veya donatı çeliğinde ε_{su} maksimum birim uzama sınır durumları için kesite etkiyen M_x, M_z eğilme momenti değerlerinden oluşmaktadır. Diyagramın 1 ve 2 noktaları, $N = N_0$ normal kuvveti etkisindeki bir betonarme kesitte, tarafsız eksenin $\alpha = 90^0$ ve $\alpha = 0$ konumlarındaki tek eksenli bileşik eğilme haline ait M_{xp} ve M_{zp} eğilme momenti taşıma güçlerini göstermektedir. Akma eğrisi üzerindeki noktalar, Bölüm 2.2.2.4 te esasları ve algoritması verilmiş olan MCCAP bilgısayar programı yardımıyla elde edilebilir. İki eksenli bileşik eğilme durumunda akma koşulu

$$K_1(M_x, M_z, N) = 0 (2.46)$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir.
2.2.4 Betonarme kesitlerde akma durumundaki plastik şekildeğiştirmeler

Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde akma eğrisi (karşılıklı etki diyagramı) ve akma durumuna karşı gelen plastik şekildeğiştirmeler Şekil 2.25 te görülmektedir. İdeal elastoplastik malzeme varsayımının yapıldığı sistemlerde, kesitteki iç kuvvet durumunu tanımlayan G₁ noktasının bu eğri içinde bulunması kesitte plastik şekildeğiştirmelerin oluşmadığını ve kesitin doğrusal-elastik davrandığını göstermektedir. İç kuvvet durumunun akma eğrisine ulaşması halinde (G₂ noktası) kesit plastikleşmekte ve iç kuvvetler doğrultusunda sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Değişen dış etkiler altında, G₂ noktası akma eğrisi üzerinde hareket edebilir veya eğrinin içine doğru yönelebilir; fakat akma eğrisinin dışına çıkamaz. Kesitteki plastik şekildeğiştirmeler $\vec{d}(\phi, \Delta)$ akma vektörü ile tanımlanmaktadır.



Şekil 2.25 : Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitlerde akma vektörü.

Benzer şekilde, iki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitlerde, akma yüzeyi içindeki bütün iç kuvvet durumları için kesit doğrusal-elastik davranış göstermektedir. İç kuvvet durumunun akma yüzeyine ulaşması halinde (G₃ noktası) kesite akma meydana gelmekte ve iç kuvvetler doğrultusunda sonlu plastik şekildeğiştirmeler oluşmaktadır, Şekil 2.26.



Şekil 2.26 : İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitlerde akma vektörü.

Kesitteki plastik şekildeğiştirmeler $\vec{d}(\phi_x, \phi_z, \Delta)$ akma vektörü ile tanımlanır. Akma vektörünün ϕ_x, ϕ_z, Δ bileşenleri sırasıyla, M_x, M_z eğilme momentleri ve N normal kuvveti doğrultularındaki sonlu plastik şekildeğiştirmelere karşı gelmektedir. İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde akma vektörü akma yüzeyine diktir, [16]. Bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde ise akma vektörünün akma eğrisine bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak dik olduğu kanıtlanmıştır, [26]. Bu çalışma kapsamında uygulanan yöntemde akma vektörünün akma yüzeyine diklik özelliği esas alınmaktadır.

2.3 Betonarme Kesitlerin Davranışının İdealleştirilmesi

2.3.1 İdealleştirilmiş eğilme momenti-birim dönme(eğrilik) ($M - \chi$) bağıntısı

 $N = N_0$ sabit eksenel kuvveti altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte, gerçek ve idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik $(M - \chi)$ bağıntıları Şekil 2.27 de verilmiştir. Plastik mafsal hipotezine karşı gelen ve bu çalışmanın pratik uygulamalarında esas alınan idealleştirilmiş $M - \chi$ bağıntısının, O başlangıç noktasını koordinatları $(\chi_{L_1}, M_p = M_{L_2})$ olan A' noktasına birleştiren birinci doğru ve A' noktasını kesitin taşıma veya şekildeğiştirme kapasitesini temsil eden $B(\chi_{L_2}, M_p = M_{L_2})$ noktasına birleştiren ikinci doğru parçasıyla tanımlandığı gözönünde tutulmaktadır. Bu doğru parçaları



Şekil 2.27 : Betonarme kesitlerde gerçek ve idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik $(M - \chi)$ diyagramları.

$$OA' : 0 \le \chi \le \chi_{L_1} \qquad \text{için} \qquad M = M_p \left(\frac{\chi}{\chi_{L_1}}\right) \tag{2.47a}$$
$$A'B : \chi_L \le \chi \le \chi_L \qquad \text{icin} \qquad M = M_p = M_L \tag{2.47b}$$

denklemleri ile ifade edilir. Bu denklemlerde

 $M_p = M_{L_2}$ kesitin $N = N_0$ normal kuvveti için hesaplanan eğilme momenti taşıma kapasitesini, χ_{L_1} ve χ_{L_2} büyüklükleri ise sırasıyla kesitte plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına ve öngörülen hasar düzeyi için kesitin şekildeğiştirme sınır durumuna karşı gelen eğrilikleri ifade etmektedir. Şekil 2.27 deki idealleştirmede, kesitin eğilme rijitliği *OA'* başlangıç doğrusunun eğimi olarak

$$(EI)_{ef} = \frac{M_p}{\chi_{L_1}} \tag{2.48}$$

şeklinde, betonarme kesitin $M - \chi$ bağıntısına bağlı olarak hesaplanmaktadır. Bu nedenle, elde edilen eğilme rijitliği brüt beton kesitin eğilme rijitliğinden farklı olmakta ve çatlamış kesitin gerçek davranışını yaklaşık olarak temsil etmektedir.

İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, her iki doğrultudaki eğilme rijitlikleri için, $M_x - \chi_x$ ve $M_z - \chi_z$ bağıntılarında yukarıdaki idealleştirme ayrı ayrı uygulanır. İdealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntısının, **OA'** doğru

parçası üzerinde, diğer bir deyişle, henüz kesitin taşıma gücüne erişilmediği durumda şekildeğiştirmeler doğrusal-elastiktir. Sabit $N = N_0$ normal kuvveti altında eğilme momenti artarak kesitin taşıma gücüne eşit olunca, sabit M_p eğilme momenti altında, diyagramın **A'B** bölümü üzerinde doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler oluşur; yani kesit akar.

Yeterli derecede süneklik özelliği gösteren yapı sistemlerinde, akma sırasında meydana gelen doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin '*plastik kesit'* (*plastik mafsal*) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılmaktadır. Plastik mafsal hipotezi adı verilen bu hipotez uyarınca, plastik kesitler dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davranış gösterdiği gözönünde tutulur. Dolayısıyla, bu çalışma kapsamında geliştirilen doğrusal olmayan statik analiz yönteminin her adımı, üzerinde plastik kesitler bulunan bir sistemin malzeme bakımından doğrusal teoriye göre hesabından oluşmaktadır.

2.3.2 İdealleştirilmiş normal kuvvet-birim boy değişmesi ($N - \varepsilon$) bağıntısı

Bu çalışmada, normal kuvvet-birim boy değişmesi $(N - \varepsilon)$ diyagramı da iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmektedir, Şekil 2.28. Bu diyagramda N_p , sabit M_0 eğilme momenti altında betonarme kesitin normal kuvvet taşıma gücünü, EF ise eksenel rijitliği göstermektedir. Eksenel kuvvetin basınç olması halinde, EF rijitliği için brüt beton kesitin uzama rijitliği esas alınabilmektedir. Eksenel kuvvetin çekme olması halinde ve büyük dışmerkezlik durumunda ise çatlamış kesitin uzama rijitliği hesaba katılmalıdır.



Şekil 2.28 : Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş $N - \varepsilon$ diyagramı.

2.3.3 Karşılıklı etki diyagramlarının idealleştirilmesi

2.3.3.1 Tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitler

Eksenel kuvvet ve tek eksenli eğilme momenti etkisindeki bir betonarme kesitte taşıma gücünü ifade eden gerçek ve idealleştirilmiş akma koşulları Şekil 2.29 da birarada gösterilmiştir.



Şekil 2.29 : Tek Eksenli bileşik eğilme durumunda gerçek ve idealleştirilmiş karşılıklı etki diyagramları (akma koşulları).

Bu idealleştirme, Bölüm 2.2.3.1 de tanımlanan (1), (2), (3), (4) noktalarını birleştiren üç doğru parçasıyla ifade edilmektedir. Simetrik donatılı simetrik betonarme kesitlerde gerçek ve idealleştirilmiş karşılıklı etki diyagramları N düşey eksenine göre simetriktir.

2.3.3.2 İki eksenli bileşik eğilme etkisindeki kesitler

Bu çalışmada, N normal kuvveti ve M_x, M_z eğilme momentleri etkisindeki betonarme kesitlerde akma yüzeylerinin doğrusal bölgelerden oluşacak şekilde idealleştirilmesi için, Girgin[18] tarafından önerilen yaklaşım esas alınmıştır.

İdealleştirme iki aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada akma yüzeyinin $N-M_x$ ve $N-M_z$ düzlemleri ile arakesitleri idealleştirilmekte, ikinci aşamada ise, akma yüzeyinin $M_x - M_z$ düzlemi ve buna paralel düzlemler ile arakesitleri idealleştirilmektedir. Bu idealleştirmede, Şekil 2.30 da verilen $M_x - M_z$ akma

koşulundaki 3 ve 4 noktaları, gerçek ve yaklaşık akma eğrileri arasındaki alan yaklaşık olarak sıfır olacak şekilde belirlenmektedir.



Şekil 2.30 : Bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde $N = N_0$ için idealleştirilmiş $M_x - M_z$ akma koşulu.

İdealleştirilmiş akma yüzeyinin perspektif görünüşleri Şekil 2.31a da, $M_x - M_z$ düzlemi üzerindeki izdüşümleri Şekil 2.31b de verilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi, idealleştirilmiş akma yüzeyi 24 düzlem parçasından oluşmaktadır. Bu çalışmada, idealleştirilmiş akma yüzeylerinin elde edilmesinde, Girgin[18] tarafından geliştirilmiş olan BEKE-3 bilgisayar programından yararlanılmıştır.



Şekil 2.31a : Betonarme kesitlerde bileşik eğik eğilme durumunda idealleştirilmiş akma yüzeyinin perspektif görünüşleri [18].



Şekil 2.31b : İdealleştirilmiş akma yüzeyinin $M_x - M_z$ düzlemi üzerindeki izdüşümleri [18].

2.4 Plastik Bölge Uzunluğunun Belirlenmesi ve Plastik Kesitlerdeki İdealleştirilmiş Eğilme Momenti-Plastik Dönme $(M - \theta_P)$ Bağıntısı

Doğrusal olmayan teorinin esas alındığı hesap yöntemlerinde, plastik şekildeğiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayımına dayanarak, l_p plastik şekildeğiştirme bölgesi uzunluğunun (plastik mafsal boyunun) bilinmesi, özellikle yapıların şekildeğiştirmeye bağlı deprem performanslarının belirlenmesinde gerekli olmaktadır.

Bu amaçla gerçekleştirilen kuramsal ve deneysel çalışmalarda, plastik bölge uzunluğu için çeşitli yaklaşık bağıntılar önerilmiştir. Bu bağıntılar aşağıda özetlenmiştir.

Baker [121] tarafından önerilen bağıntıya göre, betonarme elemanlarda l_p plastik bölge uzunluğu

$$l_p = 0.8k_1k_3\left(\frac{z}{d}\right)c\tag{2.49}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada

d : enkesit faydalı yüksekliğini (m)

c : betondaki en büyük birim kısalmaya karşı gelen durum için, beton basınç bölgesi derinliğini (m)

z : plastik kesitin bulunduğu bölgede, moment sıfır noktası ile plastik kesit arasındaki uzaklığı (m)

 k_1 : beton çeliğinin özelliklerine bağlı olarak, yumuşak çelikte $k_1 = 0.70$, soğukta işlenmiş çelikte $k_1 = 0.90$ değerini alan bir katsayıyı

 k_3 : betonarme betonunun karakteristik basınç dayanımına bağlı olarak, $0.85 f_{ck} = 35N/mm^2$ için $k_3 = 0.6$, $0.85 f_{ck} = 11.7 N/mm^2$ için $k_3 = 0.9$ arasında değişen bir katsayıyı göstermektedir.

Mattock [122], l_p boyunun hesabi için,

$$l_p = 0.5d + 0.05z \tag{2.50}$$

yaklaşık formülünü önermiştir.

Paulay ve Priestley [118], plastik bölge uzunluğunun

$$l_p = 0.08z + 0.022d_b f_v \tag{2.51}$$

bağıntısı ile hesaplanabileceğini, ancak kolon ve kirişlerde güvenlikli yönde kalmak üzere

$$l_p \cong 0.50h \tag{2.52}$$

yaklaşık formülünün de kullanılabileceğini belirtmektedirler. Bu bağıntılarda

 d_b : boyuna donatı çapını (*mm*)

 f_y : boyuna donatı akma gerilmesini $\left(N/mm^2\right)$

z : plastik kesitin bulunduğu bölgede, moment sıfır noktası ile plastik kesit arasındaki uzaklığı (mm)

h : eğilme düzlemi içindeki enkesit yüksekliğini göstermektedir.

Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında, plastik bölge uzunluğu için (2.52) bağıntısı esas alınmıştır. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik olduğu varsayımına dayanan sistem hesaplarında, plastik kesitlerdeki idealleştirilmiş eğilme momenti-plastik dönme $(M - \theta_p)$ bağıntılarına gereksinim vardır.

Sabit $N = N_0$ eksenel kuvveti ve tek eksenli eğilme momenti etkisi altındaki bir plastik kesitteki eğilme momenti-plastik dönme $(M - \theta_p)$ bağıntısı, Şekil 2.27 de verilen idealleştirilmiş $M - \chi$ bağıntısından yararlanarak elde edilebilir. Rijit plastik davranış modelinin esas alındığı bu idealleştirmede, $(M - \theta_p)$ bağıntısının **O**A bölgesinde kesitin henüz taşıma kapasitesine erişilmediği için şekildeğiştirmeler doğrusal elastiktir. Diğer bir deyişle, θ_p plastik dönmesi sıfırdır. Kesitteki eğilme momentinin M_p eğilme momenti kapasitesine erişmesi halinde, yatay **A-B-C-D** doğrusu üzerinde plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir, Şekil 2.32.



Şekil 2.32 : Plastik kesitlerde idealleştirilmiş eğilme momenti-plastik dönme $(M - \theta_p)$ bağıntısı.

Dayanım bazlı tasarım yaklaşımında, belirli bir *i* kesitindeki θ_{p_i} plastik dönmesinin, donatı ve betonda sırasıyla akma durumu için [ε_{co} veya ε_{sy}] ve kırılma durumu için [ε_{cu} veya ε_{su}] sınır birim şekildeğiştirme değerlerinden herhangi birine ulaşılması durumuna karşı gelen χ_{L_1} ve χ_{L_2} sınır değerleriyle, l_p plastik bölge uzunluğu boyunca hesaplanan plastik dönme kapasitesi $\theta_{p,maks}$ a erişmesi halinde kesitin taşıma kapasitesine ulaştığı kabul edilmektedir.

Buna karşılık, bu tez çalışmasının kapsamında yer alan şekildeğiştirme bazlı tasarım yaklaşımının esasını, öngörülen belirli bir deprem etkisi altındaki yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde, plastikleşmenin sözkonusu olduğu kesitlerde beton ve donatida meydana gelen maksimum birim kısalma($\varepsilon_{c.maks}$) ve maksimum birim uzama şekildeğiştirmelerinin($\varepsilon_{s,maks}$), belirli sınır değerlerle karşılaştırılması oluşturmaktadır, [2]. Bu sınır değerler, plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği kesitlerdeki hasar sevivelerini ifade eden birim sekildeğistirme kapasitelerinden oluşmaktadır. Aynı zamanda, sözkonusu kesit için hasar seviyeleri, beton ve donatıdaki birim şekildeğiştirme kapasiteleriyle tanımlanabildiği gibi, bu sınır sekildeğiştirmeler için elde edilecek plastik dönme kapasitesiteleriyle $(\theta_{p_{(maks)}}^{(B)}, \theta_{p_{(maks)}}^{(C)}, \theta_{p_{(maks)}}^{(D)})$ de tanımlanabilir, [46], Şekil 2.32.



3. YAPISAL KONTROL SİSTEMLERİ

Yeni yapıların depreme dayanıklı olarak inşa edilmesi ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan mevcut yapıların güçlendirilerek performans düzeylerinin arttırılması amacıyla yapısal kontrol sistemlerinin kullanılması, deprem mühendisliği uygulamalarının yeni bir yaklaşımını oluşturmaktadır. Yapısal kontrol sistemi, yapı taşıyıcı sistemi ile, yapıya yerleştirilen ve enerji sönümleme özelliği olan mekanik aygıtlardan oluşmaktadır.

Bu bölümde, yapısal kontrol sistemlerinin başlıca özellikleri, bunların yapı taşıyıcı sistemi içinde kullanılması ve matematik modellenmesine yönelik olarak, bazı temel kavramlar açıklanacaktır.

3.1 Yapısal Kontrol ve Enerji Kavramı

Yapısal kontrol, dış etkiler nedeniyle yapıya iletilen enerjinin önemli bir bölümünün sönümlenmesi suretiyle, yapıdaki yerdeğiştirme ve ivmelerin, dolayısıyla bunlardan oluşabilecek hasarın yapı için öngörülen performans düzeyi bakımından kabul edilebilir sınırlar içinde kalmasının sağlanmasıdır.

Deprem etkilerine maruz yapı sistemlerinde, yapıya iletilen deprem enerjisinin bir bölümü yapı içinde depolanırken, geri kalan bölümü yapı içindeki viskoz sönüm ve yapısal, yapısal olmayan elemanların hasarı ile sönümlenmektedir. Sönümün olmaması, genliği sabit olan ve sürekli olarak devam eden bir titreşim hareketinin meydana gelmesi anlamına gelmektedir. Ancak yapıların bünyesinde mevcut olan *içsel viskoz sönüm*, titreşim hareketinin genliğini giderek azaltmakta ve yapının denge konumuna dönmesini sağlamaktadır.

Depremden kaynaklanan temel titreşimlerinin yatay bileşeni etkisinde olan ve Şekil 3.1 de gösterilen tek serbestlik dereceli bir yapı sisteminin hareket denklemi (dinamik denge denklemi)



Şekil 3.1 : Tek serbestlik dereceli sistemde enerji bileşenleri.

$$mu(t) + cu(t) + f_s(u,u) = -mu_g(t)$$
 (3.1)

şeklindedir. Bu denklemde, *m* kütleyi, *c* viskoz sönüm katsayısını, f_s ise yapının u(t) yerdeğiştirmesine karşı direncini temsil eden kuvveti ifade etmektedir. Yapının doğrusal elastik olması durumunda, f_s terimi

$$f_s = k_e u(t) \tag{3.2}$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada, k_e doğrusal elastik sistemin yatay rijitlik terimidir.

(3.1) ile verilmiş olan hareket denklemindeki terimlerin, u rölatif yerdeğiştirmesine göre integrasyonuyla tek serbestlik dereceli bir sistemde enerji dengesi

$$\int_{0}^{u} m u(t) du + \int_{0}^{u} c u(t) du + \int_{0}^{u} f_{s}(u, u) du = -\int_{0}^{u} m u_{g}(t) du$$
(3.3)

şeklinde ifade edilebilir.

(3.3) denkleminin sağ tarafı deprem hareketinden dolayı sisteme giren toplam enerji $E_I(t)$ yi, denklemin sol tarafındaki birinci terim sistemdeki kinetik enerji $E_K(t)$ yi, ikinci terim sistemin içsel viskoz sönüm enerjisi $E_{\xi}(t)$ yi, üçüncü terim ise sistemde depolanan elastik şekildeğiştirme enerjisi $E_{S_e}(t)$ ve doğrusal olmayan davranışa bağlı olarak elde edilen çevrimsel (histeretik) sönüm enerjisi $E_{S_{\mu}}(t)$ nin toplamını göstermektedir. Belirli bir t anı için, enerji ifadeleri açık olarak (3.3a,b,c,d) bağıntılarıyla ifade edilebilir.

$$E_{K}(t) = \int_{0}^{u} m u(t) du = \int_{0}^{u} m u(t) du = \frac{1}{2} m(u)^{2}$$
(3.3a)

$$E_{\xi}(t) = \int_{0}^{u} c \, u(t) du = \int_{0}^{t} c[u(t)]^{2} dt$$
(3.3b)

$$E_{S_{t}}(t) = \int_{0}^{u} f_{s}(u, u) du = E_{S_{e}}(t) + E_{S_{\mu}}(t)$$
(3.3c)

$$E_{I}(t) = -\int_{0}^{u} m u_{g}(t) du = E_{K}(t) + E_{\xi}(t) + [E_{S_{e}}(t) + E_{S_{\mu}}(t)]$$
(3.3d)

Şiddetli depremler altında meydana gelen ve onarılması mümkün veya ekonomik olmayan hasarlar sonucunda, yapılar kullanılamaz hale gelebilmektedir. Yapılardaki hasarlar, göreli kat ötelemelerinin ve plastik şekildeğiştirmelerin belirli sınır değerleri aşmasıyla oluşmaktadır. Şiddetli depremlerde yapıların elastik davranış gösterecek şekilde tasarlanması ise, çok kere ekonomik yapı tasarımı açısından elverişli bir durum olmamaktadır.

Yapıya sönüm ve rijitlik arttırıcı mekanik aygıtların eklenmesiyle oluşturulan yapısal kontrol sistemiyle, depremden yapıya iletilen enerjinin büyük bir bölümü sönümlenebilmekte ve bunun sonucunda, deprem etkisi altında oluşabilecek yapısal hasarların kabul edilebilir sınırlar içinde kalması sağlanabilmektedir. Ayrıca bu yöntemle, özellikle şiddetli depremler sonrasında *hemen kullanım performans seviyesinin* hedeflendiği önemli yapıların ekonomik olarak tasarlanması da mümkün olabilmektedir.

Enerji sönümleyici aygıtların kullanıldığı yapılardaki enerji denge denklemi aşağıdaki gibidir.

$$E_{I}(t) = [E_{K}(t) + E_{S_{e}}(t)] + [E_{\xi}(t) + E_{S_{u}}(t) + E_{D_{u}}(t) + E_{D_{e}}(t)]$$
(3.4)

Bu bağıntıdaki $E_{D_{\mu}}(t)$ ve $E_{D_{\xi}}(t)$ terimleri, sırasıyla histeretik ve visko-elastik ve/veya viskoz akışkanlı sönümleyiciler tarafından sönümlenen enerjileri göstermektedir. Buna göre, (3.4) bağıntısında $[E_K(t) + E_{S_e}(t)]$ sistemde depolanan enerjiyi, $[E_{\xi}(t) + E_{S_{\mu}}(t) + E_{D_{\mu}}(t) + E_{D_{\xi}}(t)]$ ise sönümlenen enerjilerin toplamını ifade etmektedir. $E_{S_{\mu}}(t)$ enerji terimi, yapının sünekliğine bağlı olarak değişim göstermektedir. Özellikle geleneksel tasarım yaklaşımının esas alındığı ve yeterli süneklik özelliğine sahip olan yapı sistemlerinde, deprem enerjisinin yapıda oluşacak plastik şekildeğiştirmelerle sönümlenmesi öngörülür. Bu durum ise, sistemde yapısal hasarların oluşması anlamına gelmektedir. $E_{D_u}(t)$ enerji terimi, yapıda yerdeğiştirme

esaslı sönümleyicilerin kullanılmasıyla sönümlenen enerjiyi ifade etmektedir. Bu sönümleyiciler yapının rijitliğini arttırmakta ve böylece sisteme giren enerjinin artmasına neden olmaktadır. Artan enerji miktarı, bu elemanlardaki histeretik sönümlenmektedir. Buna karşılık, davranışla sistemdeki rijitlik artışı yerdeğiştirmelerin kısıtlanmasını ve bunun sonucu olarak hasarın kabul edilebilir sınırlar içinde kalmasını sağlamaktadır. $E_{D_s}(t)$ enerji terimi, yapıda hız bağımlı viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılmasıyla sönümlenen enerjiyi ifade etmektedir. Viskoz sönümleyiciler ile, yapının doğrusal olmayan davranışının sınırlandırılması ve buna bağlı olarak sistemde depolanan $[E_K(t) + E_{S_k}(t)]$ enerjisinin azaltılması sağlanabilmektedir. Depreme dayanıklı yapı tasarımında, ileri teknolojik avgıtların kullanılması yaklaşımlarına ilişkin bir akış şeması Şekil 3.2 de ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

Şekil 3.2 de görüldüğü gibi, yapısal kontrol sistemleri

a) taban izolasyonu (yalıtım) sistemleri

a.1 kauçuk izolatörler

a.2 kurşun çekirdekli kauçuk izolatörler

a.3 sürtünmeli sarkaç sistemli izolatörler

b) pasif kontrol sistemleri

b.1 metalik sönümleyiciler

b.2 sürtünme esaslı sönümleyiciler

b.3 viskoelastik sönümleyiciler

b.4 viskoz akışkanlı sönümleyiciler

c) aktif ve yarı aktif kontrol sistemleri

olarak üç ana başlık altında sınıflandırılmaktadır, [123]. Bu sınıflandırma ve yapısal kontrol sistemlerinin birbirleriyle olan etkileşimi Şekil 3.2 deki akış şeması üzerinde ayrıca açıklanmıştır. Aktif ve pasif kontrol sistemlerinin birarada kullanılması karma (hibrid) sistemleri oluşturmaktadır.



Şekil 3.2 : Depreme dayanıklı yapı tasarımında, ileri teknolojik aygıtlar ve enerji ilişkisi.

3.2 Taban İzolasyonu (yalıtım) Sistemleri

Taban izolasyonu, deprem yer hareketiyle ortaya çıkan enerjinin önemli bir bölümünün, yapı ile zemin arasına yerleştirilen bazı elemanlar ile, yapıya iletilmeden önce sönümlenmesi esasına dayanmaktadır. Diğer bir deyişle, taban izolasyonu yapı temellerini taşıyıcı sistemden ayırarak, deprem kaynaklı titreşim hareketinden yapının etkilenmesinin önlemesidir.

Taban izolasyonunda kullanılan elemanlar, düşey doğrultudaki rijitliği yüksek, buna karşılık yatay doğrultudaki rijitliği üst yapıya oranla çok düşük olan ve aynı zamanda belli bir oranda enerjiyi sönümleme özelliği bulunan malzemelerden oluşmaktadır. Yatay rijitliği düşük olan yalıtım malzemelerinin kullanılmasıyla, yapının birinci doğal titreşim periyodunun uzaması ve buna bağlı olarak yapıya gelen yatay deprem etkilerinin önemli ölçüde azaltılması sağlanabilmektedir, Şekil 3.3.

Deprem yer hareketiyle, taban izolasyon sisteminde büyük oranda rölatif yerdeğiştirmeler oluşmakta ve üst yapı rijit cisim hareketine yakın bir davranış göstermektedir. Şiddetli depremlerde taban izolasyon sisteminde meydana gelebilecek aşırı şekildeğiştirmelerin, yalıtım malzemesinin sönümleme etkisiyle azaltılabilmesi mümkündür. Yeterli sönümün elde edilememesi durumunda, izolasyon sistemine ek sönümleyicilerin eklenmesiyle aşırı şekildeğiştirmeler kontrol altına alınabilmektedir, [124].



Şekil 3.3 : Yapılarda taban izolasyonunun etkisi.

Taban yalıtım sisteminin özelliklerinin yapının hizmet ömrü süresince mümkün olduğu kadar az değişmesi istenmektedir. Dolayısıyla, taban yalıtım sistemlerinin seçiminde ve tasarımında çevresel etkenlerin gözönünde bulundurulması gerekir. Taban izolasyonu özellikle az katlı ve orta yükseklikteki düşük periyotlu yapılara uygulanmaktadır.

Taban izolasyonunda yaygın olarak kullanılan elemanlar, düşük veya yüksek sönümlü kauçuk izolatörler, kurşun esaslı kauçuk izolatörler ve sürtünmeli sarkaç tipi izolatörlerdir. Bu izolatörlere ait davranış karakteristikleri ve modellemeye yönelik temel esaslar aşağıda alt bölümler halinde açıklanmıştır.

3.2.1 Kauçuk izolatörler

Taban yalıtımında kullanılan kauçuk izolatörler, belirli kalınlıktaki kauçuk tabakalar ile çelik levhaların üst üste yüksek basınç ve ısı altında birleştirilmesiyle oluşturulan mesnet elemanlarıdır, Şekil 3.4. Kauçuk izolatörler, çevresel koşullara karşı dıştan kauçuk bir katmanla kaplanmıştır. İnce çelik levhalar, kauçuk tabakaların düşey yükler altındaki eğilme şekildeğiştirmelerini önlemekte ve izolatöre düşey doğrultuda önemli bir rijitlik sağlamaktadır. Dolayısıyla, kauçuk katmanlarda sadece kayma şekildeğiştirmelerinin meydana geldiği varsayılır. Tabakalı kauçuk izolatörlerde sönüm oranı, kritik sönümün %5-10 u arasında değişmektedir. Yüksek sönüm özelliği olan kauçuk malzemelerin kullanılmasıyla sönüm oranı %10-20 dolaylarına kadar yükseltilebilir. Ayrıca, ek sönümleyicilerin kullanılmasıyla deprem enerjisinin daha büyük oranda sönümlenmesi de mümkün olabilmektedir, [124]. Tabakalı kauçuk izolatörlerin tasarımında, düşey yük taşıma kapasitesi, yatay rijitlik ve izolatörlerin tasarımında esas alınan rölatif yerdeğiştirme, izolatör için öngörülen maksimum kayma şekildeğiştirmesine bağlı olarak belirlenmektedir.

Kauçuk izolatörlerdeki kayma kuvveti, izolatörün kayma rijitliğine ve sönümüne bağlı olarak

$$F = k_b d + c_b d \tag{3.5}$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu bağıntıda, d izolatörün yatay yerdeğiştirmesini, k_b kauçuk izolatörün kayma rijitliğini ve c_b ise sönüm katsayısını göstermektedir. Sönüm olarak eşdeğer viskoz sönüm esas alınmaktadır.

Kauçuk izolatörlerin kayma rijitliği

$$k_b = \frac{G_b A_b}{h_b} \tag{3.6}$$

bağıntısı ile ifade edilir. Burada G_b kayma modülünü, A_b enkesit alanını, h_b kauçuk izolatörün toplam yüksekliğini göstermektedir.



Şekil 3.4 : (a) Tabakalı kauçuk izolatör (b) Tabakalı kauçuk izolatörlerlerde modelleme.

Kauçuk mesnetlerin kullanıldığı yapıların rijit davranış gösterdiği varsayıldığında, W üst yapının toplam ağırlığı ve g yerçekimi ivmesi olmak üzere, kauçuk mesnetli yapının doğal(özel) periyod değeri

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk_b}} \tag{3.7}$$

şeklinde ifade edilir.

3.2.2 Kurşun çekirdekli kauçuk izolatörler

Düşük sönümlü kauçuk izolatörlerin çekirdek bölgesine silindirik bir kurşun elemanın yerleştirilmesiyle izolatörün kayma rijitliğinde önemli oranda artış sağlanabilmektedir, Şekil 3.5. Ayrıca, tekrarlı yükler altında, kurşun çekirdek ideal elastoplastik davranış göstermekte ve izolatörün enerji sönümleme kapasitesini önemli ölçüde arttırmaktadır, [124].



Şekil 3.5 : Kurşun çekirdekli kauçuk izolatör.



Şekil 3.6 : Kurşun Çekirdekli Kauçuk İzolatöre ait İdealleştirilmiş Kuvvet Yerdeğiştirme Çevrimsel Davranış Modeli.

Kurşun çekirdekli kauçuk izolatör için Şekil 3.6 da verilen çevrimsel davranış modelinde, başlangıç ve akma sonrası rijitlikleri

 $|d| \le d_y$ için

$$K_{1} = K_{r} + K_{p} = \frac{G_{r}A_{r}}{h_{r}} + \frac{G_{p}A_{p}}{h_{p}} \qquad (h_{r} = h_{p} = h_{b}) \qquad (3.8)$$

$$K_1 = \frac{1}{h_b} [G_r A_r + G_p A_p]$$
(3.9)

 $d_y < |d| \le D$ için

$$K_2 = K_r = \frac{1}{h_b} [G_r A_r]$$
(3.10)

olarak ifade edilebilir.

Burada

K_1	: kurşun çekirdekli izolatörün başlangıç rijitliği
$K_2 = K_r$: kurşun çekirdekli izolatörün akma sonrası rijitliği
G_p, G_r	: sırasıyla, kurşun ve kauçuk mesnet elemanlarının kayma modülleri
A_p, A_r	: sırasıyla, kurşunun ve kurşun dışında kalan kauçuk mesnetin enkesit
	alanları
$h_r = h_p = h_b$: izolatörün yüksekliği

Şekil 3.6 daki davranış modelinde, Q_p , F_y sırasıyla kurşunun akma anındaki karakteristik dayanımını ve akma anında izolatördeki toplam kuvveti ifade etmektedir. Bu ifadeler, kurşunun kaymadaki akma dayanımı τ_{py} olmak üzere

$$Q_p = \tau_{py} A_p = \frac{G_p A_p}{h} d_y \tag{3.11}$$

$$F_{y} = Q_{p} + K_{2}d_{y} = Q_{p}(1 + \frac{G_{r}A_{r}}{G_{p}A_{p}})$$
(3.12)

şeklini alır.

Kurşun çekirdekli izolatörlerin başlangıç rijitliği, kurşun elemanın ve etrafındaki kauçuk izolatörün kayma rijitliklerinin toplamından oluşmaktadır. Kurşun çekirdeğin akması halinde izolatörün rijitliği kauçuk mesnedin kayma rijitliğine eşit olur. Yükleme yönünün değişmesiyle, izolatörün rijitliği başlangıç rijitliğine eşit olmakta ve çevrimsel hareketle birlikte izolatörün sönüm etkisi ortaya çıkmaktadır. Şekil 3.6 da kuvvet-yerdeğiştirme eğrisinin altında kalan alan bir çevrimde sönümlenen enerji miktarını ifade etmektedir.

Kurşun çekirdekli kauçuk izolatörde, *D* maksimum tasarım yerdeğiştirmesine karşı gelen rijitlik *effektif (etkili) rijitlik* olarak tanımlanmakta ve

$$K_{eff} = \frac{F_{maks}}{D} = K_2 + \frac{Q_p}{D}$$
(3.13)

bağıntısı ile ifade edilmektedir. İzolatörlü sistemin bu rijitliğe karşı gelen periyodu ise

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{eff}}} = \sqrt{\frac{W}{g(K_2 + \frac{Q_p}{D})}}$$
(3.14)

olarak ifade edilir.

Burada

W : üst yapının ağırlığı

g : yerçekimi ivmesidir.

İzolatörün tekrarlı yükler altındaki davranış modelinde, bir çevrimde sönümlenen enerji miktarı eşdeğer viskoz sönüm olarak tanımlanır ve

$$\beta_{eff} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} = \frac{1}{4\pi} \frac{4Q_p (D - d_y)}{\frac{1}{2} K_{eff} D^2} = \frac{4Q_p (D - d_y)}{2\pi (K_2 D + Q_p) D}$$
(3.15)

denklemi ile hesaplanır. Bu durumda, izolatörün doğrusal olmayan davranışı effektif rijitlik ve eşdeğer viskoz sönüm ile tanımlanmış olmaktadır.

3.2.3 Sürtünmeli sarkaç tipi izolatörler

Sürtünmeli sarkaç tipi izolatörler, sürtünmeli bir küresel çelik yüzey ile bunun üzerinde hareket eden boğumlu bir kayıcıdan meydana gelen yalıtım sistemleridir,

Şekil 3.7. Bu tür sistemlerde enerji tüketimi küresel yüzey ile boğumlu kayıcı arasında oluşan sürtünme kuvveti ile sağlanmaktadır, [125].





Şekil 3.8 deki sürtünmeli sarkaç tipi izolatörde, d yatay yerdeğiştirmesine karşı gelen F kuvveti, yatay ve düşey izdüşüm denge denklemlerinden

$$F = \frac{W}{\cos\theta(1 - \mu \tan\theta)} \sin\theta + \frac{(\mu \times W)}{(1 + \mu \tan\theta)}$$
(3.16)

olarak elde edilir. Bu bağıntıda

W: üst yapıdan izolatöre etkiyen ağırlık

- R: küresel kayma yüzeyinin eğrilik yarıçapı
- θ : boğumlu kayıcı elemanın kayma yüzeyi üzerindeki dönme açısı
- μ : küresel yüzey ile kayıcı eleman arasındaki sürtünme katsayısıdır.

Şekil 3.8 de, F_f sürtünme kuvveti olup, sürtünme katsayısı ve küresel yüzeyin tepki kuvvetine bağlı olarak



Şekil 3.8 : Sürtünmeli sarkaç sistemin serbest cisim diyagramı.

$$F_f = \mu S \tag{3.16a}$$

şeklinde ifade edilir.

İzolatörün yerdeğiştirme kapasitesinin d < 0.2R olacak şekilde tasarlanması durumunda, $Cos\theta \cong 1.00$ ve $\mu \times tan\theta \cong 0$ olacağından, F kuvveti

$$F = \frac{W}{R}d + \mu WZ \tag{3.16b}$$

şeklini alır. Burada Z işaret fonksiyonu olup hız vektörünün yönüne bağlıdır. Sürtünme katsayısı hareketin hızına bağlı olarak değişmektedir. Sürtünme katsayısının hıza bağlı olarak değişimi kaynak [126] da aşağıdaki bağıntıyla ifade edilmiştir.

$$\mu = f_{\max ks} - (f_{\max} - f_{\min})e^{-a|\dot{d}|}$$
(3.17)

Burada

d : hareketin hızı

 f_{maks}, f_{min} : hızın en büyük ve en küçük olduğu anlardaki sürtünme katsayıları

a : sürtünme katsayısının hız ile değişimini ifade eden bir katsayıdır.

(3.16b) bağıntısındaki birinci terim geri döndürücü kuvvet, ikinci terim ise sürtünme kuvveti olarak tanımlanır.

Sürtünme kuvvetinin geri döndürücü kuvvetten daha fazla olması ve bu nedenle, sistemin geri dönerek ilk denge konumuna gelememesi halinde, sistemde kalıcı yerdeğiştirmelerin oluşması sözkonusudur. İzolatörün yatay hareketi sonucunda ilk denge konumuna gelmesi için, izolatörün tasarımı aşamasında

$$\frac{W}{R}d \ge \mu W \quad \Rightarrow \quad \mu \le \frac{d}{R} \tag{3.18}$$

koşullunun sağlanması gerekmektedir, [126].

Sürtünmeli sarkaç izolatörlerin çevrimsel yükler etkisindeki davranışını karakterize eden kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 3.9 da verilmiştir. Bu ilişki, rijit-plastik doğrusal pekleşmeli bir davranış modeli ile temsil edilmektedir. Sürtünme kuvvetine kadar yerdeğiştirmesi sıfır olan ve bu nedenle rijit cisim davranışı gösteren izolatör, bu kuvvetin aşılmasıyla yatay harekete maruz kalmaktadır. Bu bölgede, yatay öteleme rijitliği W/R, özel periyod değeri ise

$$T = 2\pi\sqrt{R/g} \tag{3.19}$$

olarak ifade edilebilir. Sürtünmeli sarkaç tipi izolatörlü sistemlerin periyodunun kütleden bağımsız olduğu, buna karşılık küresel kayma yüzeyinin eğrilik yarıçapı R ye bağlı olarak değişim gösterdiği bu bağıntıdan görülmektedir.

Kuvvet-yerdeğiştirme eğrisinin altında kalan alan bir çevrimde sönümlenen enerji miktarını göstermektedir. Sürtünmeli sarkaç tipi izolatörde maksimum tasarım yerdeğiştirmesi, *D* ye karşı gelen rijitlik *effektif (etkili) rijitlik* olarak tanımlanır ve

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D}$$
(3.20)

bağıntısı ile belirlenir.



Şekil 3.9 : Sürtünmeli sarkaç tipi izolatörde idealleştirilmiş yatay kuvvetyatay yerdeğiştirme çevrimsel davranış modeli.

İzolatörlü sistemin bu rijitliğe karşı gelen periyodu

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D})}}$$
(3.21)

olarak ifade edilir.

Burada

D: izolatördeki maksimum tasarım yerdeğiştirmesi *g*: yerçekimi ivmesidir.

İzolatörün tekrarlı yükler altındaki davranış modelinde, bir çevrimde sönümlenen enerji miktarı eşdeğer viskoz sönüm ile tanımlanır ve

$$\beta_{eff} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu W}{K_{eff} D} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{(\frac{D}{R} + \mu)}$$
(3.22)

şeklinde ifade edilir. Bu durumda, izolatörün doğrusal olmayan davranışı effektif rijitlik ve eşdeğer sönüm ile temsil edilmektedir.

3.3 Pasif Kontrol Sistemleri

Deprem etkisiyle ortaya çıkan enerjinin sönümlenmesi ve bu suretle yapılarda oluşabilecek plastik şekildeğiştirmelerin, yerdeğiştirmelerin ve ivmelerin azaltılması, sönümleme özelliği olan aygıtların kullanılmasıyla mümkün olabilmektedir. Pasif kontrol sistemleri, deprem güvenliği yetersiz olan yapıların güçlendirilmesi ve yeni

inşa edilecek yapılarda öngörülen bir performans düzeyinin sağlanması amacıyla kullanılmaktadır.

Pasif kontrol sistemlerinde, enerji sönümlenmesi için gerekli olan sönüm kuvvetlerinin üretilmesinde, dışarıdan herhangi bir enerji kaynağına gerek duyulmamaktadır. Her bir eleman, deprem etkilerine maruz olan yapının davranışı sırasında oluşan yerdeğiştirme ve hız bileşenlerine bağlı olarak sönüm kuvvetleri üretebilmektedirler. Dolayısıyla, enerji sönümleyicileri *yerdeğiştirme* ve *hız bağımlı* olmak üzere iki grupta sınflandırmak mümkündür. Yerdeğiştirme bağımlı sönümleyiciler, *metalik* ve *sürtünme tipi* sönümleyicileri, hız bağımlı sönümleyiciler ise *visko-elastik katı-sıvı* sönümleyiciler ile *viskoz akışkanlı* sönümleyicileri kapsamaktadır.

Pasif kontrol elemanları, malzeme özellikleri ve yapı içinde enerji sönümlenmesine yönelik davranışları bakımından farklılıklar gösterirler. Aynı zamanda, yapı içindeki yerleşim durumlarına göre, enerji sönümlemedeki katkılarının arttırılması da mümkün olabilmektedir. Aşağıda, günümüzde yaygın olarak kullanılan yerdeğiştirme ve hız bağımlı pasif enerji sönümleyicilerin temel özellikleri ve kullanılma esasları incelenecektir.

3.3.1 Metalik sönümleyiciler

Metaller belirli bir gerilme düzeyine kadar elastik davranış göstermekte, artan dış etkiler altında, gerilmelerin de artarak belirli bir sınır değere erişmesiyle plastik şekildeğiştirmeler oluşmaktadır. Metalik sönümleyicilerin kullanımı, metallerin elastik sınırdan sonraki plastik şekildeğiştirmeleri ile deprem enerjisinin sönümlenmesi ve böylece yapıdaki hasarın kontrol altına alınması esasına dayanmaktadır.

Metalik sönümleyicilerin yapısında yer alan metallere ait tipik gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı, tek yönlü yükleme için Şekil 3.10 daki diyagram ile ifade edilebilir. Diyagramdaki A noktası plastik şekildeğiştirmelerin başladığı noktayı ifade eder. C noktası maksimum gerilmenin meydana geldiği nokta olup bu noktadan sonra azalan gerilmelere karşı artan şekildeğiştirmeler meydana geldiği görülmektedir. Malzemenin davranışı D noktasında kopmanın oluşmasıyla sona ermektedir. Diyagramın B noktasında, malzemedeki toplam şekildeğiştirme (ε_B),

100

elastik (geri dönen) şekildeğiştirme (ε_{el}) ve plastik (kalıcı) şekildeğiştirmenin (ε_{pl}) toplamı olarak ifade edilir. *B* noktasında yükün boşaltılması sonucunda oluşan *OABE* taralı bölgenin alanı, malzemenin plastik şekildeğiştirmesi ile sönümlenen enerji miktarını ifade etmektedir.



Şekil 3.10 : Tek yönlü yükler etkisindeki metallerde tipik gerilmeşekildeğiştirme bağıntısı.

Metallerin Şekil 3.10 da verilen tipik gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları, bazı varsayımlar altında, Şekil 3.11(a-c) de görüldüğü gibi sırasıyla ideal elasto-plastik, pekleşmeli-ideal elastoplastik ve Ramberg-Osgood modelleri şeklinde idealleştirilebilmektedir.



Şekil 3.11 : Metallerde idealleştirilmiş gerilme-şekildeğiştirme modelleri.

Günümüzde çok yaygın olarak kullanılan metallik sönümleyiciler *X*-şeklindeki çelik levhaların ard arda getirilmesiyle oluşturulan *ADAS (Added Damping and Added Stiffness)* ve üçgen çelik levhaların ard arda getirilmesiyle oluşturulan *T-ADAS*

(*Triangular plate-Added Damping and Added Stiffness*) sönümleyicileridir. Bu sönümleyiciler Şekil 3.12(a) ve Şekil 3.14(a) da görülmektedir.

ADAS ve T-ADAS sönümleyiciler, yapılarda genellikle alt yüzeylerinin yapı içindeki iki adet diyagonal çelik çubuğun ters *V* şeklinde (Ters K-çapraz) biraraya getirilmesiyle oluşan birleşim noktasına mesnetlenmesi, üst yüzeylerinin ise çerçeveye mesnetlenmesi suretiyle kullanılmaktadır, Şekil 3.13.

Metallik sönümleyicilerin kullanıldığı yapıların dinamik dış etkiler altındaki davranışlarının belirlenmesinde, metalik sönümleyicilere ait çevrimsel davranış modelinin hesaplarda gözönüne alınması gerekmektedir.

Metalik sönümleyicilerin dinamik dış etkiler altındaki davranışlarının belirlenmesine yönelik olarak yapılan deneysel ve teorik çalışmalar üç grupta toplanabilir. Birinci gruptaki çalışmalar, metalik sönümleyicilerin çevrimsel yükler altındaki davranış karakteristiklerinin belirlenerek yük-yerdeğiştirme davranış modellerinin elde edilmesini, ikinci gruptaki çalışmalar bunların yapılarda kullanılarak yapısal performansa olan katkılarının araştırılması amacıyla yapılan büyük ölçekli deneysel çalışmaları kapsamaktadır. Üçüncü grup çalışmalar ise, deneysel ve teorik çalışmalardan elde edilen verilerin değerlendirilmesi suretiyle metalik sönümleyicili sistemlerin tasarımına yönelik bazı yaklaşımların geliştirilmesine yöneliktir.

Metalik sönümleyicilere ilişkin küçük ölçekli deneysel çalışmaların ilk kaynaklarını oluşturan [127,128] numaralı yayınlar, farklı geometrik özelliklere sahip olan metalik sönümleyicilerin çevrimsel yükler altındaki kuvvet-yerdeğiştirme bağıntılarının deneysel olarak belirlenmesi ve deney sonuçlarına bağlı olarak çevrimsel davranışı temsil edebilecek analitik modelin geliştirilmesi çalışmalarını içermektedir. Bunlara ek olarak kaynak [129] da verilen çalışma, ADAS metalik sönümleyicilerin çevrimsel davranışlarının incelenerek, enerji sönümleme kapasitelerinin belirlenmesine yöneliktir.

Metalik sönümleyicilere yönelik olarak, gerek küçük ölçekli gerekse büyük ölçekli olarak yapılan en kapsamlı çalışma kaynak [130] daki çalışmadır. Bu çalışmada, ilk aşama olarak, 7 adet *X*-şeklindeki levhanın biraraya getirilmesiyle oluşturulan ADAS metalik sönümleyicisinin çevrimsel yükler etkisindeki davranışı belirlenmiştir. Bu aşamada kullanılan ADAS metalik sönümleyicisi ve elde edilen çevrimsel davranışı Şekil 3.12(a) ve (b) de verilmiştir.



Şekil 3.12 : (a) ADAS metalik sönümleyici (b) ADAS metalik sönümleyiciye ait çevrimsel davranış eğrisi [130].

Bu çalışma daha sonra, ADAS elemanlarının kullanıldığı 3 katlı çelik bir yapının sarsma tablası kullanılarak deprem etkileri altındaki performansının belirlenmesine yönelik, büyük ölçekli deneysel bir çalışma ile genişletilmiştir. Deneysel çalışmada, *4, 6* ve 7 adet *X*-şeklindeki çelik levhanın biraraya getirilmesiyle oluşturulan üç adet ADAS metalik sönümleyicisi kullanılmıştır. Deneysel çalışma sonucunda ADAS elemanlarının yapıya rijitlik, dayanım ve enerji yutma kapasitesi (sönüm) bakımından katkıları incelenmiştir. Buna göre, ADAS metalik sönümleyicileri yapının rijitliğini arttırmakla birlikte, ADAS elemanın bünyesinde yer alan metallerin plastik şekildeğiştirme kapasitelerine bağlı olarak yapının çevrimsel davranışla oluşan histeretik sönümünü arttırdığı belirlenmiştir. İkinci aşamaya yönelik büyük ölçekli deneysel çalışma modeli Şekil 3.13 de verilmiştir.

Üçgen şeklindeki çelik levhaların biraraya getirilmesi ile oluşturulan T-ADAS sönümleyicilere ilişkin kaynak [131] deki çalışmanın birinci aşamasında, eleman düzeyinde yapılan deneysel calışmalardan elde edilen sonuclara dayanarak sönümleyicinin çevrimsel davranışını temsil edebilecek analitik modelin olusturulmasına yönelik arastırmalar, ikinci asamasında ise, T-ADAS sönümleyicilerinin kullanıldığı iki katlı düzlem çelik bir çerçevenin 1940 EL-Centro deprem kaydı altında pseudo-dinamik analizinin yapılarak sönümleyicilerin yapının performansına katkısının belirlenmesi yer almaktadır, Şekil 3.14.



Şekil 3.13 : ADAS metalik sönümleyicilerin yapılarda kullanımı [130].



Şekil 3.14 : (a) T-ADAS Metalik Sönümleyici (b) T-ADAS Metalik Sönümleyiciye ait Çevrimsel Davranış Eğrisi.

Yapılan deneysel çalışmalarda, ADAS ve T-ADAS sönümleyicilerin yapının rijitliğini arttırdıkları ve bünyelerindeki metal levhaların plastik şekildeğiştirmeleri ile yapı içindeki enerjiyi büyük oranda sönümledikleri saptanmıştır. Rijitlik artışı, Şekil 3.15 de gösterildiği gibi, yapının yatay yük taşıma kapasitesinde de artışa neden olmaktadır. Şekil 3.12 (b) ve 3.14(b) de verilmiş olan, ADAS ve T-ADAS metalik sönümleyicilerine ait kuvvet-yerdeğiştirme diyagramlarının içindeki alan sönümlenen enerji miktarını ifade etmektedir. Bu tür sönümleyicilerin çevrimsel davranışları bakımından oldukça kararlı oldukları söndürme ve enerji kapasitelerinin de yüksek olduğu görülmektedir.



Şekil 3.15 : Metalik sönümleyicili ve sönümleyicisiz yapılarda taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi.

Deneysel ve teorik verilere dayanarak metalik sönümleyicili sistemlerin tasarımına yönelik çalışmalar kaynak [131,132] de yer almaktadır.

Diğer bir metalik sönümleyici, kaynak [133] te tasarlanmış olan diyagonal çelik elemanlardır. Bu elemanlar, bir kutu profil içindeki, dış yüzeyi özel olarak işlenmiş olan bir çelik çubuktan oluşmaktadır. Kutu profil ile çelik çubuk elemanın arası beton ile doldurulmak suretiyle çelik çubuğun basınç etkileri altında burkulması önlenmiştir. Ayrıca, çelik çubuğun dış yüzeyi beton ile arasında oluşacak sürtünme kuvvetini önlemek amacıyla özel bir malzemeyle kaplanmış ve böylece eksenel kuvvetin tümünün çelik çubuk tarafından taşınması sağlanmıştır. Burkulmaya karşı alınan bu önlem sonucunda, çekme ve basınç kuvvetleri altındaki enerji sönümü daha etkin olarak sağlanabilmektedir. Şekil 3.16 da, burkulması önlenmiş diyagonal elemanın bileşenleri ve kaynak [133] te açıklanan deneysel çalışmadan elde edilen çevrimsel eksenel kuvvet-eksenel yerdeğiştirme davranışı verilmiştir. Görüldüğü gibi, çekme ve basınç etkileri altında elemanın rijitliğinde ve dayanımında azalma olmaksızın, önemli oranda enerjinin sönümlenmesi mümkün olabilmektedir.







Şekil 3.16 : Burkulması önlenmiş diyagonal elemanın (a) bileşenleri (b) eksenel kuvvet-eksenel yerdeğiştirme çevrimsel davranış eğrisi [133].

3.3.2 Sürtünme esaslı sönümleyiciler

Sürtünme esaslı sönümleyiciler, oluşan sürtünme kuvvetleri ile, yapıların maruz kaldığı deprem enerjisinin sönümlenmesi esasına dayanmaktadır. Şekil 3.17 de, Pall [134] tarafından geliştirilmiş olan bir sürtünmeli sönümleyici görülmektedir. Sürtünmeli Pall sönümleyicilerinde, tekrarlı yükler altında diyagonal elemanlarda oluşan çekme ve basınç kuvvetlerinin etkisiyle, bu elemanların kesim noktasındaki sürtünme yatağında oluşan kayma hareketi ile enerji sönümlenmektedir.



Şekil 3.17 : Sürtünme easlı pall sönümleyicisi ve yapı içindeki yerleşimi [134].

Filiatrault, Cherry [135] tarafından yapılan deneysel ve teorik çalışmalar sürtünmeli sönümleyicilere ait kuvvet-yerdeğiştirme davranış modelinin tanımlanmasını içermektedir. Bu çalışmalar kapsamında ele alınan, çevrimsel yükler altındaki sürtünme esaslı, *X*-diyagonalli Pall sönümleyiciye ait çevrimsel davranış ve bu çevrimsel davranışa ait matematiksel model Şekil 3.18 de verilmiştir.



Şekil 3.18 : (a) Sürtünme easlı pall sönümleyiciye ait çevrimsel davranış (b) Histeretik model [135].

Aiken ve Kelly [136] tarafından yapılan deneysel çalışmalarda, sürtünmeli sönümleyicilerin yapıdaki enerjinin sönümlenmesinde ve göreli kat ötelemelerinin

azalmasında büyük ölçüde etkin oldukları belirlenmiştir. Bu sönümleyiciler, rüzgar yükleri altında ve orta büyüklükteki depremlerde bir kayma hareketi meydana gelmeyecek şekilde tasarlanmışlardır. Yazarlar bu çalışmalarında, sürtünmeli sönümleyicileri içeren yapıların tasarımına yönelik basitleştirilmiş bir yöntem önermişlerdir.

Diğer bir sürtünmeli sönümleyici ise, Şekil 3.19 de verilen sürtünme esaslı Sumitomo sönümleyicisidir. Aygıt, silindirik bir çelik koruyucu kaplamanın iç yüzü boyunca kayan, grafit emdirilmiş bakır alaşımlı sürtünme yataklarına sahiptir. Grafitin amacı, gürültüsüz bir hareketi ve düzgün bir sürtünme katsayısını sağlamak, ayrıca temas yüzeyini yağlayarak kolay işler hale getirmektir. Bu şekilde oluşturulan bir mekanizmaya sahip olan sürtünmeli sönümleyici aygıt, diyagonal elemanlar ve çerçeve arasına yerleştirerek, yapının enerji yutma kapasitesini sürtünme kuvveti aracılığı ile arttırmış olur. Aiken ve Kelly [136] tarafından yapılan deneysel çalışmalarda, Sumitomo sürtünmeli sönümleyicilerinin çevrimsel davranışları incelenmiştir. Deneysel çalışmada Sumitomo sürtünmeli sönümleyicinin çevrimsel davranışından elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 3.20 de verilmiştir.

Bu incelemelerde, sözkonusu sürtünmeli sönümleyicilerde rijit-plastik kuvvetyerdeğiştirme bağıntısının etkin olduğu bir davranış biçimi saptanmıştır. Diğer bir deyişle, sönümleyici belirli bir kayma kuvvetine kadar sonsuz rijit, bu kayma kuvvetinin aşılarak kayma hareketinin başlamasından sonra sıfır rijitlikli bir eleman gibi davranmaktadır



Şekil 3.19 : Sürtünme esaslı sumitomo sönümleyicisi ve yapı içindeki yerleşimi [136].


Şekil 3.20 : Sürtünme esaslı sumitomo sönümleyicisine ait çevrimsel davranış eğrisi[136].

Bu nedenle, sütünme esaslı sönümleyiciler içeren yapı sistemlerinin statik ve dinamik analizlerinde, sönümleyiciler için Şekil 3.21 de verilen rijit-plastik davranış modeli esas alınabilir. Bu modelde F_s , sürtünmeli sönümleyicinin kaymaya başladığı kuvvet düzeyini göstermektedir.



Şekil 3.21 : Sürtünme esaslı sönümleyicilerde rijit-plastik davranış modeli.

3.3.3 Visko-elastik sönümleyiciler

Visko-elastik sönümleyicilerle yapıdaki enerjinin sönümü, hem viskoz olan hem de elastik davranış özelliği gösteren polimer esaslı bir malzemenin kayma şekildeğiştirmesiyle sağlanmaktadır. Visko-elastik bir sönümleyici, yapıdaki uygulaması ve matematik modeli Şekil 3.22 de verilmiştir.



Şekil 3.22 : Tipik visko-elastik sönümleyici: (a) Yapıda diyagonal olarak yerleşimi
(b) Visko-elastik malzemede kayma şekildeğiştirmesi
(c) Kelvin (katı eleman modeli).

Şekil 3.22 de görülen visko-elastik sönümleyici, diyagonal bir eleman yardımıyla ve çelik levhalar kullanılarak yapıya monte edilmiştir. Visko-elastik sönümleyicideki kayma şekildeğiştirmesi, sönümleyicinin bağlı bulunduğu diyagonal elemanın uç noktalarındaki yerdeğiştirmelere bağlı olarak hesaplanır. Diyagonal elemanın uç noktalarındaki yerdeğiştirme bileşenlerinin eleman doğrultusundaki izdüşümleri arasındaki fark, visko-elastik malzemenin rölatif hareketine karşı gelmektedir, Şekil 3.22b.

Harmonik titreşim hareketine maruz olan bir visko-elastik sönümleyicideki kayma gerilmesi-kayma şekildeğiştirme ilişkisi zamanın bir fonksiyonu olarak

$$\tau(t) = G'(\omega)\gamma(t) \mp \frac{G''(\omega)}{\omega}\gamma(t)$$
(3.23)

şeklinde ifade edilebilir, [137]. Bu bağıntıyı ifade eden model '*Kelvin Katı Eleman Modeli*' olarak tanımlanır, Şekil 3.22c.

Burada

G' : visko-elastik sönümleyicide depolanan enerji ile ilgili kayma modülünü

G" : visko-elastik sönümleyicide sönümlenen enerji ile ilgili kayma modülünü

 ω : açısal frekansı (rad/sn)

 u_d , h sırasıyla visko-elastik malzemenin rölatif yerdeğiştirmesi ve kalınlığı olmak üzere,

 γ : visko-elastik malzemenin kayma şekildeğiştirmesini $(\gamma = \frac{u_d}{h})$

 γ : visko-elastik malzemenin kayma hızını

göstermektedir.

Kayma modülleri arasındaki oran azalma (kayıp) faktörü olarak tanımlanır ve

$$\eta(\omega) = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} \tag{3.24}$$

şeklinde ifade edilir. Buna göre, dinamik dış etkiler altındaki visko-elastik malzemenin davranışı G', G'' kayma modülleri ve η kayıp faktörü ile tanımlanmaktadır. G'' kayma modülü sönümleyicideki enerji sönümleme kapasitesinde etkin olan, G' ise sönümleyicinin rijitliğinde etkin olan parametreleri ifade ederler. Bu büyüklükler, titreşim hareketinin frekansına (ω), ortamın sıcaklığına (T), kayma şekildeğiştirmesinin (γ) düzeyine ve visko-elastik malzemenin bünyesindeki sıcaklığa (T_{θ}) bağlı olarak değişim göstermektedir. Bununla ilgili olarak, kaynak [138] de verilen çalışmada, farklı boyutlarda ve farklı malzemeler kullanılarak üretilmiş olan visko-elastik malzemelerin belirli titreşim frekansları ve şekildeğiştirme düzeyleri ile ve farklı sıcaklık durumları için çevrimsel davranışları incelenmiştir. Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar kullanılarak yapılan analitik çalışma sonucunda, G' ve G'' kayma modülleri için bazı ampirik formüller elde edilmeye çalışılmıştır. Bu deneysel çalışmada, visko-elastik malzemenin $T = 24^{\circ}C$ ve $T = 42^{\circ}C$ deki çevrimsel davranışından elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri verilmiştir. Buradan, sıcaklık artışının visko-elastik malzemenin yumuşamasına ve bunun sonucunda kayma rijitliğinin ve enerji söndürme kapasitesinin azalmasına neden olduğu görülmektedir, Şekil 3.23.



Şekil 3.23 : Visko-elastik sönümleyicide sıcaklığın rijitlik ve enerji sönümleme kapasitesine etkisi [138].

Sinüzoidal bir etki altında, kayma şekildeğiştirmesi $\gamma(t) = \gamma_0 \sin \omega t$ şeklinde değişmek üzere, *G*" ve *G*' özelliklerine sahip bir visko-elastik malzemenin birim hacmi için sönümlenen enerji miktarı

$$E_{H} = \int_{0}^{2\pi/\omega} \tau(t) \dot{\gamma}(t) dt \qquad (3.25)$$

$$E_{H} = \int_{0}^{2\pi/\omega} \gamma_{0}^{2} \omega \cos \omega t \times [G'(\omega) \sin \omega t \mp G''(\omega) \cos \omega t] dt \qquad (3.25a)$$

$$E_H = \pi \gamma_0^2 G''(\omega) \tag{3.25b}$$

olarak ifade edilir. Burada γ_0 maksimum kayma şekildeğiştirmesidir. Kayma yüzeyi alanı *A* ve kalınlığı *h* olan bir malzeme için sönümlenen enerji miktarı

$$E_d = E_H A h = \pi \gamma_0^2 G''(\omega) A h \qquad (3.25c)$$

şeklindedir. Bu ifadeden görüldüğü gibi, sönümlenen enerji miktarı malzemenin $G''(\omega)$ kayma modülünün bir fonksiyonudur.

Visko-elastik sönümleyicideki eksenel kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi

$$F_d(t) = k_d(\omega)u_d(t) + c_d(\omega)u_d(t)$$
(3.26)

şeklinde ifade edilebilir. Burada $k_d(\omega)$ ve $c_d(\omega)$ sırasıyla, sistemin açısal frekansına bağımlı, visko-elastik sönümleyicinin *kayma rijitliği* ve *sönüm katsayısı* olup

$$k_d(\omega) = \frac{AG'(\omega)}{h}$$
, $c_d(\omega) = \frac{AG''(\omega)}{\omega h} = \eta \frac{k_d(\omega)}{\omega}$ (3.26a)

şeklinde verilmektedir. Buna göre, $u_d(t) = u_{d_0} \sin \omega t$ olmak üzere, (3.26) ifadesinin düzenlenmesi ile

$$\left[\frac{F_d - k_d u_d}{c_d u_d \omega}\right]^2 + \left[\frac{u_d}{u_{d_0}}\right]^2 = 1$$
(3.27)

elde edilir. Bu ifade bir elips denklemine karşı gelmektedir. (3.27) bağıntısı uyarınca, tekrarlı yükler altında, visko-elastik sönümleyicilerin eksenel kuvvet (F_d) -rölatif eksenel yerdeğiştirme (u_d) ilişkisi Şekil 3.24 deki gibidir.



Şekil 3.24 : Visko-elastik (Kelvin Katı Eleman) sönümleyicide eksenel kuvvetrölatif yerdeğiştirme ilişkisi [139].

Burada

 $F_{d,maks}$: visko-elastik sönümleyicideki maksimum eksenel kuvveti

- F_{d_0} : visko-elastik sönümleyicideki maksimum rölatif yerdeğiştirmeye karşı gelen eksenel kuvveti
- u_{d_0} : visko-elastik sönümleyicideki maksimum rölatif yerdeğiştirmeyi
- F'_d : yerdeğiştirmenin sıfır olduğu anda sönümleyicinin eksenel kuvvetini göstermektedir.

Bu eğrinin içinde kalan alan, visko-elastik sönümleyici tarafından bir çevrimde sönümlenen enerjiyi ifade etmektedir. (3.25b) enerji ifadesi, (3.26) eksenel kuvvet bağıntısındaki sönümleyici rijitliği k_d ve visko-elastik malzemenin kayıp faktörü η cinsinden

$$E_d = \pi \gamma_0^2 G''(\omega) Ah = \pi \,\omega \, c_d u_{d_0}^2 Ah = \left[\pi \eta k_d u_{d_0}^2 \right] Ah \tag{3.28}$$

şeklinde elde edilir. Visko-elastik malzemenin kritik sönüm oranı, $c_d = 2\xi_d \omega m$ sönüm katsayısı ifadesinin (3.26a) bağıntısında yerine konulmasıyla

$$\xi_d = \frac{\eta}{2} \tag{3.28a}$$

olarak bulunur.

Visko-elastik sönümleyicileri içeren yapıların analizinde, sönümleyiciler rijitliği k_d ve sönüm katsayısı c_d olan iki ucu mafsallı diyagonal bir çubuk eleman olarak modellenmektedir, Şekil 3.25.

Kaynak [137-148] de verilen yayınlardaki çalışmaları üç aşamada değerlendirmek mümkündür. Çalışmaların birinci aşamasını, visko-elastik sönümleyicilerde kullanılan polimer esaslı malzemelerin davranış karakteristiklerinin belirlenmesine yönelik olarak tüm faktörlerin gözönüne alınabildiği modellerin geliştirilmesi, ikinci aşamasını, sözkonusu visko-elastik sönümleyicilerin yapıların performansına katkısının araştırılması için yapılan deneysel çalışmalar, üçüncü aşamasını ise, deneysel incelemelerden elde edilen verilerin değerlendirildiği analitik çalışmalar sonucunda, visko-elastik sönümleyicili yapıların hesabına ilişkin hesap yöntemlerinin geliştirilmesi oluşturmaktadır.



Şekil 3.25 : Visko-elastik sönümleyicilerin modellenmesi.

Kaynak [141] teki çalışmada 2:5 ölçekli 5 katlı çelik bir yapının visko-elastik sönümleyicisiz ve sönümleyicili olarak deprem etkileri altındaki davranışı incelenmiştir. Visko-elastik sönümleyiciler ile yapının kritik sönüm oranının %15 dolaylarına yükseltilmesi amaçlanmıştır. Sönümleyicisiz çelik çerçevenin frekansı f = 3.1Hz iken, sönümleyicilerin eklenmesiyle frekans f = 3.6Hz değerine yükselmiştir. Bu fark, Şekil 3.25 teki modelden görüldüğü gibi, sönümleyicilere ait rijitliklerinin yapıda rijitlik artışına neden olduğunu göstermektedir. (k_d) Visko-elastik sönümleyicilerin malzemesinde meydana gelen sıcaklık artışının, sönümleyicilerin yapının toplam rijitliğine ve sönümüne olan katkısının azalmasına neden olduğu görülmüştür. Visko-elastik sönümleyiciler içeren bir çelik çerçeve üzerinde, $T = 25^{\circ}C$ lik sıcaklık ortamında ve maksimum ivme değeri 0.60g olacak şekilde ölçeklendirilmiş El-Centro deprem kaydı etkisinde yapılan sarsma tablası deneylerinde, yapıda plastik şekildeğiştirmelerin oluşmadığı, yani yapı elemanlarındaki iç kuvvetlerin yapıda plastik kesitlerin oluşmadığı güvenli bölge sınırları içinde kaldığı görülmüştür. Yapı genelinde ise, katlardaki toplam yerdeğiştirmelerin ve katlararası rölatif yerdeğiştirmelerin azalması ve dolayısıyla kat kesme kuvvetlerinin azalımı sözkonusudur. Deneysel çalışma, belirli deprem

etkileri altında doğrusal olmayan davranış gösteren çelik yapı sistemlerinde, viskoelastik sönümleyiciler kullanılarak belirli oranda deprem enerjisinin sönümlenmesi suretiyle, yapı için öngörülen performans düzeyinin sağlamasının veya yapının tümüyle elastik sınırlar içinde davranış göstermesinin mümkün olduğu bir güçlendirmenin yapılabileceğini göstermiştir.

Visko-elastik sönümleyicilerin betonarme yapılarda güçlendirme amaçlı olarak kullanımına yönelik bir çalışma [144] numaralı kaynakta yer alan çalışmadır. Bu çalışmada, 1/3 ölçekli üç katlı betonarme bir düzlem çerçevenin sönümleyicisiz ve sönümleyicili olarak deprem etkileri altındaki davranışı incelenmiştir. Buna göre, visko-elastik sönümleyicilerin kullanımı ile, yapısal elemanlarda çevrimsel davranış ile sönümlenen histeretik enerjinin azalmasının ve bunun sonucu olarak eleman hasarlarının kabul edilebilir sınırlar içinde kalmasının sağlanabildiği görülmüştür. Diğer bir deyişle, visko-elastik sönümleyiciler yapıdaki histeretik davranış ile sönümlenen enerji miktarının azalmasına sebep olmaktadır. Ayrıca, yapılan deneysel çalışmalarda, bir yapıda kullanılacak yeterli sayıda visko-elastik sönümleyici ile toptan göçmenin önlenmesinin de mümkün olabileceği görülmüştür.

Visko-elastik sönümleyiciler içeren bir yapı sisteminde, n sayılı modda sönümleyicilerin yapıya kattığı sönüm oranı $\xi_{D,n}^{(ve-d)}$

$$\xi_{D,n}^{(\text{ve-d})} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_{D,n}}{E_{S,n}}$$
(3.29)

şeklinde ifade edilir, [137]. Burada

$E_{D,n}$: *n* sayılı titreşim modu için, yapı içindeki visko-elastik sönümleyiciler tarafından sönümlenen toplam enerjiyi

$E_{s,n}$: *n* sayılı titreşim modu için yapının şekildeğiştirme enerjisini

ifade etmektedir. $E_{s,n}$ enerji ifadesi aynı zamanda modal şekildeğiştirme enerjisi olarak da tanımlanır. *j* nolu visko-elastik sönümleyici tarafından sönümlenen enerji (3.25c) veya (3.28) denklemlerinde verilmiştir. *n* sayılı modda, *j* nolu sönümleyicide oluşan maksimum rölatif yerdeğiştirme ifadesi $(u_{d_{0,n}}^{(j)})$

$$u_{d_{0,n}}^{(j)} = \Gamma_n(\phi_{r,n}^{(j)}) S_{d_n}$$
(3.30)

şeklindedir. Bu bağıntıda Γ_n , S_{d_n} sırasıyla *n* sayılı mod için modal katılım çarpanı ve spektral yerdeğiştirmedir. Bu ifadenin (3.28) de yerine konulmasıyla

$$E_{d,n}^{(j)} = \pi c_{d_j} \omega_n (\phi_{r,n}^{(j)})^2 [\Gamma_n S_{d_n}]^2$$
(3.31)

ifadesi elde edilir. Burada ω_n ve $\phi_{r,n}^{(j)}$ sırasıyla, *n* sayılı mod için sönümleyicisiz sisteme ait özdeğer ve *j* nolu sönümleyicideki eksenel rölatif modal yerdeğiştirmedir. *j* nolu visko-elastik sönümleyici tarafından sönümlenen enerjiyi ifade eden (3.31) bağıntısı, sistemin içindeki bütün sönümleyiciler için matris formda, *n* sayılı modal vektörlere bağlı olarak

$$E_{D,n} = \pi \left\{ \phi \right\}_{n}^{T} \left[C_{dd} \right] \left\{ \phi \right\}_{n} \omega_{n} [\Gamma_{n} S_{d_{n}}]^{2}$$
(3.32)

şeklinde ifade edilir. Burada

 $[C_{dd}]$: sistem içindeki visko-elastik sönümleyicileri temsil eden iki ucu mafsallı çubukların $c_{d_{ij}}$ sönüm katsayılarına bağlı olarak sistem eksen takımındaki $[C]_{ixix}, [C]_{ixjx}, [C]_{jxix}, [C]_{jxjx}$ alt matrislerinin ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen alt matrislerin toplanması suretiyle elde edilen, visko-elastik sönümleyicilere ait olan sistemin ek sönüm matrisini

göstermektedir.

Sistemin *n* sayılı moddaki modal şekildeğiştirme enerjisi, visko-elastik sönümleyicili sistemin toplam rijitlik matrisi

$$\begin{bmatrix} S \end{bmatrix}_T = \begin{bmatrix} S_{dd} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} S_d \end{bmatrix}$$
(3.33)

olmak üzere

$$E_{S,n} = \frac{1}{2} \{\phi\}_{n}^{T} [S]_{T} \{\phi\}_{n} [\Gamma_{n} S_{d_{n}}]^{2}$$
(3.34)

şeklindedir. Burada

 $[S_{dd}]$: visko-elastik sönümleyicilerin bulunmadığı sisteme ait rijitlik matrisini

 $[S_d]$: sistem içindeki visko-elastik sönümleyicileri temsil eden iki ucu mafsallı çubukların $k_{d_{ij}}$ kayma rijitliklerine bağlı olarak sistem eksen takımındaki $[K_d]_{ixix}, [K_d]_{ixjx}, [K_d]_{jxix}, [K_d]_{jxjx}$ alt matrislerinin ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen alt matrislerin toplanması suretiyle elde edilen, visko-elastik sönümleyicilere ait olan sistemin ek rijitlik matrisini

göstermektedir.

Bu durumda (3.32) ve (3.34) ifadelerinin (3.29) sönüm oranı ifadesinde yerlerine konulmasıyla, visko-elastik sönümleyiciler tarafından sağlanan sönüm oranı

$$\xi_{D,n}^{(\text{ve-d})} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_{D,n}}{E_{S,n}} = \frac{1}{2} \omega_n \frac{\{\phi\}_n^T [C_{dd}]\{\phi\}_n}{\{\phi\}_n^T [S]_T \{\phi\}_n}$$
(3.35)

şeklinde ifade edilir. (3.35) ifadesinde, sönüm matrisini oluşturan visko-elastik sönümleyiciler için (3.26a) ifadesiyle verilen $c_{d_{ij}}$ sönüm katsayılarının yerlerine konulmasıyla, sönüm oranı ifadesi

$$\xi_{D,n}^{(\text{ve-d})} = \frac{\eta}{2} \frac{\{\phi\}_{n}^{T} [S_{d}]\{\phi\}_{n}}{\{\phi\}_{n}^{T} [[S_{dd}] + [S_{d}]]\{\phi\}_{n}}$$
(3.36)

şeklini alır. Bu ifade sadeleştirilirse

$$\xi_{D,n}^{(\text{ve-d})} = \frac{\eta}{2} \left[1 - \frac{\{\phi\}_{n}^{T} [S_{dd}] \{\phi\}_{n}}{\{\phi\}_{n}^{T} [[S_{dd}] + [S_{d}]] \{\phi\}_{n}} \right]$$
(3.37)

elde edilir. Buradan, visko-elastik sönümleyicilerin etkisini içeren sistemin n sayılı moddaki titreşim frekansı

$$\omega_{d,n}^{2} = \left[\frac{\left\{\boldsymbol{\phi}\right\}_{n}^{T} \left[\boldsymbol{S}\right]_{T} \left\{\boldsymbol{\phi}\right\}_{n}}{\left\{\boldsymbol{\phi}\right\}_{n}^{T} \left[\boldsymbol{M}\right] \left\{\boldsymbol{\phi}\right\}_{n}}\right]$$
(3.38)

olmak üzere, (3.37) ifadesi

$$\xi_{D,n}^{(\text{ve-d})} = \frac{\eta}{2} \left[1 - \frac{\omega_n^2}{\omega_{d,n}^2} \right]$$
(3.39)

olarak ifade edilir.

Yapıların deprem etkileri altındaki performans düzeylerinin visko-elastik enerji sönümleyiciler kullanılarak arttırılması bir ardışık yönteminin yaklaşım uygulanmasını gerektirmektedir. Bu ardışık yaklaşımın en önemli parametresi, belirli bir deprem yer hareketi için, yapı için öngörülen performans düzeyine yönelik kriterlerin sağlanmasında Visko-elastik gerekli olan sönüm oranıdır.

sönümleyicilerin mevcut bir yapıda performansın arttırılması amacıyla kullanımındaki genel yaklaşıma ait akış şeması Şekil 3.26 da verilmiştir, **[138].** Bu akış diyagramından da görüldüğü gibi, mevcut veya yeni inşa edilecek binaların visko-elastik sönümleyiciler kullanılarak tasarlanması, sönümleyicisiz yapıların belirli kriterler altındaki boyutlandırılması yaklaşımına benzer olmaktadır. Aradaki fark, sönüm oranı ve visko-elastik malzeme özelliklerini temsil eden η kayıp faktörü gibi parametrelerden kaynaklanmaktadır.





Şekil 3.26 : Yapı sistemlerinde visko-elastik sönümleyicilerin kullanılmasına yönelik hesap akışı.

3.3.4 Viskoz akışkanlı sönümleyiciler

Viskoz akışkanlı sönümleyiciler, içinde silikon esaslı akışkan bir sıvı malzemenin (silikon yağ) bulunduğu kapalı bir silindir ile bunun içinde hareket edebilen bir pistondan oluşmaktadır. Sönümleyici içindeki akışkan sıvı viskozitesi yüksek bir malzeme olup bünyesel özelliklerini uzun süre koruyabilmektedir. Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapılardaki olası yerleşim durumları Şekil 3.27 de verilmiştir.



Şekil 3.27 : Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapılardaki yerleşim durumları.

Enerjinin sönümlenmesi, sönümleyici içinde bulunan pistonun hareketi sırasında, akışkan sıvının piston başlığındaki dairesel yüzey üzerindeki deliklerden, Şekil 3.28 de gösterildiği gibi, 1 ve 2 bölgeleri arasındaki geçişi ile sağlanmaktadır. Bu geçişin meydana gelmesi belirli bir zamanı gerektirmektedir. Bu durumda, yapının dış etkiler altındaki davranışına bağlı olarak viskoz sönümleyicilerde meydana gelen viskoz kuvvetler, sönümleyicinin bağlı bulunduğu elemanın uç noktalarındaki yerdeğiştirmelerin birinci türevi olan hız bileşenine bağlı olarak değişim gösterirler. Şekil 3.27 de, sönümleyicilerin yapı içindeki farklı yerleşim durumları için verilmiş verilmiş olan A ve B uç noktalarındaki hız bileşenlerinin vişkoz sönümleyici eleman doğrultusundaki izdüşümleri arasındaki fark, viskoz sönümleyicinin rölatif hareketine karşı gelmektedir. Sönümleyicinin rölatif harekete maruz kalması, yukarıda ifade edildiği gibi, pistonun hareketi ile akışkan sıvının piston deliklerinden geçişine yol açmaktadır. Bu durumda, pistonun hareketiyle meydana gelen hız ile orantılı olan sönüm kuvvetlerine bağlı olarak, sisteme iletilen enerjinin bir kısmı sönümleyicinin bünyesinde absorbe edilerek sönümlenir.



Şekil 3.28 : Tipik viskoz akışkanlı sönümleyici.

Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapılarda kullanımına yönelik olarak, eksenel kuvvet-rölatif yerdeğiştirme matematiksel davranış modelinin belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen teorik ve deneysel çalışmalar üç aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşama, eleman düzeyinde yapılan ve sönümleyicinin mekanik özelliklerinin belirlenmesine ve buna bağlı olarak tasarımına yönelik çalışmaları kapsamaktadır. Bu aşamada öncelikle, viskoz sönümleyicilerde kullanılan viskozitesi yüksek silikon yağı malzemesinin titreşim hareketinin frekansına ve sıcaklık etkenlerine bağlı olan davranış karakteristikleri belirlenmektedir.

İkinci aşama, viskoz sönümleyicilerin yapılardaki uygulamasına yönelik olarak gerçekleştirilen büyük ölçekli deneysel çalışmalardan oluşmaktadır. Büyük ölçekli deneysel çalışmalar, viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapısal performansa katkılarının irdelenmesi sonucunda, gerçek yapılardaki kullanımına yönelik tasarım kriterlerinin belirlenmesine olanak sağlamaktadır. Üçüncü aşama ise, viskoz sönümleyiciler için geliştirilen matematiksel davranış modellerinin kullanıldığı analitik çözümlemelerden elde edilen sonuçların deneysel çalışmalardan elde edilenlerle karşılaştırılması suretiyle, önerilen modellerin tutarlılığının belirlenmesini kapsamaktadır. Bu üç aşama [149] numaralı kaynakta ayrıntılı olarak gerçekleştirilmiştir. Buna göre, ilk olarak viskoz akışkanlı sönümleyicilerin davranış karakteristikleri incelenmiştir. Özellikle dinamik karakterli tersinir yükler altında, eleman düzeyinde yapılan küçük ölçekli deneysel çalışmalarda, titreşim frekansı ve sıcaklık etkenlerinin sönümleyicinin davranışına olan etkisi incelenmiştir. Sözkonusu çalışmada, 1°*C*, 23°*C*, 47°*C* sıcaklık ve 1*Hz*, 2*Hz*, 4*Hz*, 20*Hz* frekans değerleri için viskoz sönümleyicinin çevrimsel davranışları elde edilmiştir. Deneysel çalışmadan elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri, ilgili sıcaklık ve frekans değerleri için, Şekil 3.29a ve b de görülmektedir.

Deneysel sonuçlar, sıcaklık değişiminin sönümleyicinin davranışında önemli derecede bir değişime neden olmadığını göstermiştir. Titreşim frekansının 4Hz den küçük olması durumlarında, sönümleyici tümüyle *saf viskoz* davranış göstermekte, diğer bir deyişle, titreşim frekansının 4Hz den küçük olduğu durumlarda viskoz sönümleyicinin effektif rijitliği sıfır olmaktadır, Şekil 3.29a. Bu davranış modeli *'saf (pure) viskoz model'* olarak tanımlanmaktadır. Saf (pure) viskoz sönüm modelinde kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi

$$F_{d}(t) = C_{0} u_{d}(t)$$
(3.40)

şeklindedir. Burada

u_d : pistonun hız bileşeni (sönümleyicideki rölatif hız)

 C_0 : frekansın sıfır olması durumuna karşı gelen sönüm katsayısıdır.

Viskoz akışkanlı sönümleyicilerde saf (pure) viskoz sönüm modeli aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Titreşim frekansının büyük değerleri için viskoz sönümleyiciler visko-elastik bir davranış özelliğine sahiptir, Şekil 3.29b. Böyle durumlarda, yani titreşim frekansının büyük olduğu durumlarda, viskoz akışkanlı sönümleyicilerin visko-elastik özelliğini yansıtabilecek davranışı '*Maxwell Modeli*' ile tanımlanır. Maxwell modeli, viskoz bir sönümleyici ile artan frekans değerinin neden olduğu rijitliğe karşı gelen bir yayın birleşmesiyle oluşan bir davranış modeli olarak tanımlanır.





(b)



Maxwell modeli

$$F_d(t) + \lambda \frac{dF_d(t)}{dt} = C_0 \frac{du_d(t)}{dt}$$
(3.41)

bağıntısıyla ifade edilir. Burada

 $F_d(t), dF_d(t)/dt$: viskoz sönümleyicideki eksenel kuvveti ve kuvvetin zamana göre değişimini

$$u_d(t), du_d(t)/dt$$
 : viskoz sönümleyicideki eksenel rölatif yerdeğiştirmeyi ve
hızı
 λ : rölaksasyon(gevşeme) zamanını

ifade etmektedir. Saf (pure) viskoz model ve Maxwell Modeli Şekil 3.30 da görülmektedir.



Şekil 3.30: (a) Saf (pure) viskoz model (b) Maxwell modeli.

Kaynak [150-152] de verilen çalışmalarda, frekansın *4Hz* den büyük olduğu durumlarda visko-elastik akışkan özelliği gösteren viskoz sönümleyicilerin davranış modeli ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

Şekil 3.28 de verilen silindirik viskoz akışkanlı sönümleyici tarafından üretilen sönüm kuvveti, pistonun hareketi sonucunda viskozitesi yüksek akışkan sıvının 1 ve 2 bölgeleri arasındaki geçiş hızının bir fonksiyonudur. Sönüm kuvveti ile hız bileşeni arasındaki oran ise, sönümleyicinin sönümleme özelliğini ifade eden $C_0 = c_d$ sönüm katsayısına karşı gelmektedir. Buna göre, viskoz akışkanlı bir sönümleyici için eksenel sönüm kuvveti

$$F_d = b \, p_{12} \tag{3.42}$$

şeklinde ifade edilir, [82].

Burada

 F_d : viskoz sönümleyicideki eksenel kuvveti

b : piston başlığının alanına bağlı bir katsayıyı

 p_{12} : 1 ve 2 bölgeleri arasındaki basınç farkını

ifade etmektedir. (3.42) ifadesi silindirik geometriye sahip piston delikleri için

$$F_{d} = b \times \left[\frac{\rho}{2n^{2}C_{d1}^{2}} (\frac{A_{p}}{A_{1}})^{2}\right] (u_{d})^{2} \operatorname{sgn}(u_{d})$$
(3.42a)

şeklindedir. Burada

 ρ : viskoz akışkan malzemenin yoğunluğunu

 A_p : piston başlığının yüzey alanını

 A_1 : piston başlığı yüzeyindeki deliklerin alanını

 C_{d1} : piston başlığı yüzeyindeki deliklerden sıvının akışına bağlı bir sabiti

n : piston başlığı yüzeyindeki delik sayısını

u_d : pistonun hız bileşenini

göstermektedir.

(3.42a) eksenel sönüm kuvveti ifadesi, sönümleyicinin sönüm katsayısı

$$C_0 = b \times \left[\frac{\rho}{2n^2 C_{d1}^2} (\frac{A_p}{A_1})^2 \right]$$
 (3.42b)

olmak üzere

$$F_d = C_0 (u_d)^2 \operatorname{sgn}(u_d)$$
 (3.42c)

şeklinde sönüm katsayısına ve hız bileşenine bağlı olarak ifade edilir, **[82]**. Burada sgn(), hız bileşeninin yönüne bağlı olarak +1 veya –1 değeri alan bir işaret fonksiyonudur. (3.42b) ifadesinde, sönümleyicilerin sönümleme özelliğini ifade eden sönüm katsayısı, piston başlığının ve üzerindeki deliklerin çapına, deliklerin geometrisine ve sayısına bağlı olarak ifade edilmektedir. (3.42c) ifadesinden, silindirik delik geometrisi için sönüm kuvvetinin pistondaki hız bileşeninin karesiyle orantılı olduğu görülmektedir. Silindirik geometrili deliklere sahip olan bir sönümleyici için (3.42c) ile tanımlanan kuvvet ifadesi, deliklerin geometrisinin akışkanın geçiş hızını etkilediği düşünülerek, genel haliyle

$$F_d(t) = c_d \left| \overset{\bullet}{u_d}(t) \right|^{\alpha_{vd}} \operatorname{sgn}(\overset{\bullet}{u_d}(t))$$
(3.43)

şeklinde ifade edilir. (3.43) bağıntısı, sönümleyicideki hız bileşeninin $\alpha_{vd} < 1$ ve $\alpha_{vd} > 1$ üstel değerleri için doğrusal olmayan viskoz akışkanlı sönümleyicileri

tanımlamaktadır. $\alpha_{vd} = 1$ değerinde ise, (3.43) ifadesi hız bileşeni ile doğru orantılı sönüm kuvvetlerine sahip olan doğrusal viskoz akışkanlı bir sönümleyiciyi ifade eder, Şekil 3.31.



Şekil 3.31 : Viskoz akışkanlı sönümleyicilerde eksenel kuvvet-hız ilişkisi (a) $\alpha_{vd} = 1.00$ durumu (b) $\alpha_{vd} = 0.20$ durumu (c) $\alpha_{vd} = 0.50$ durumu.

Hızın çok ani olarak değişebildiği uygulamalarda, yüksek hızlarda daha düşük sönüm kuvvetlerinin oluştuğu, diğer bir deyişle $\alpha_{vd} < 1$ olduğu, doğrusal olmayan sönümleyiciler tercih edilmektedir. Buna karşın, deprem etkilerine maruz yapılar için $\alpha_{vd} = 1.00$ olan doğrusal viskoz sönümleyiciler kullanılmaktadır. $\alpha_{vd} > 1$ olduğu durumların ise, pratik uygulamalarda karşılığı sözkonusu değildir. Dolayısıyla, pratik uygulamalarda genel olarak $\alpha_{vd} < 1$ için doğrusal olmayan veya $\alpha_{vd} = 1$ olan doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanılmaktadır, [82].

Harmonik bir titreşim hareketine maruz kalan doğrusal olmayan viskoz akışkanlı sönümleyicilerde, çevrimsel davranışı ifade eden matematiksel model, rölatif eksenel yerdeğiştirmenin birinci türevi olan $\dot{u}_d(t) = u_{d_0}\omega\cos\omega t$ rölatif eksenel hız ifadesinin (3.43) bağıntısında yerine konulmasıyla

$$\left[\frac{F_d(t)}{c_d(u_{d_0}\omega)^{\alpha_{vd}}}\right]^{\frac{2}{\alpha_{vd}}} + \left[\frac{u_d}{u_{d_0}}\right]^2 = 1$$
(3.44)

şeklinde elde edilir. Bu ifadede, $\alpha_{vd} = 1$ değeri için eksenel sönüm kuvveti-eksenel rölatif yerdeğiştirme çevrimsel davranış modeli bir elips denklemini vermekte, $\alpha_{vd} < 1$ değerlerinde ise çevrimsel davranış dikdörtgen şeklinde bir geometriye yaklaşmaktadır. α_{vd} sabitinin 1.0, 0.50 ve 0.20 değerleri için, tekrarlı yükler altında, viskoz akışkanlı sönümleyicilere ait eksenel sönüm kuvvet (F_d) -rölatif eksenel yerdeğiştirme (u_d) ilişkileri Şekil 3.32 de şematik olarak verilmiştir.



Şekil 3.32 : Viskoz Akışkanlı sönümleyicilerde eksenel kuvvet-rölatif yerdeğiştirme ilişkisi($\alpha_{vd} = 1.0, 0.50, 0.20$).

Bu diyagramda

 $F_{d,maks}$: viskoz sönümleyicideki maksimum eksenel kuvveti

 u_{d_0} : viskoz sönümleyicideki maksimum rölatif yerdeğiştirmeyi

 α_{vd} : viskoz akışkanlı sönümleyicinin davranışını karakterize eden bir üstel sabiti göstermektedir.

Tekrarlı yükler etkisindeki viskoz akışkanlı sönümleyicilerde, $\alpha_{vd} \leq 1$ değerleri için Şekil 3.32 de şematik olarak verilmiş olan eksenel sönüm kuvvet(F_d)-rölatif eksenel yerdeğiştirme(u_d) çevrimsel davranış modellerinde, eğrilerin altında kalan alan viskoz sönümleyicinin bir çevrimde sönümlediği enerjiyi ifade etmektedir. Buna göre, bir çevrimde sönümlenen enerji

$$E_d = \int_{0}^{2\pi/\omega} F_d \, \dot{u}_d \, dt \tag{3.45}$$

bağıntısı ile ifade edilir. Harmonik titreşim hareketi için, rölatif hızın $u_d(t) = u_{d_0}\omega\cos\omega t$ ifadesi (3.45) bağıntısında yerine konularak, sönümlenen enerji

$$E_{d} = 4 \times 2^{\alpha_{vd}} \times \frac{\Gamma^{2}(1 + \frac{\alpha_{vd}}{2})}{\Gamma(2 + \alpha_{vd})} \times c_{d} \times u_{d_{0}}^{1 + \alpha_{vd}} \times \omega^{\alpha_{vd}}$$
(3.46)

şeklinde elde edilir. Buradaki Γ terimi gamma fonksiyonu adını alır ve

$$\Gamma(x) = \int_{0}^{\infty} u^{x-1} e^{-u} du$$
 (3.46a)

şeklinde tanımlanır. (3.46) ifadesinde $\alpha_{vd} = 1.00$ konularak, *doğrusal viskoz sönümleyici* tarafından sönümlenen enerji ifadesi

$$E_d = \pi \times c_d \times u_{d_a}^2 \times \omega \tag{3.47}$$

şeklinde elde edilir.

Viskoz sönümleyicilerin yapısal performansa katkılarının belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilen büyük ölçekli bir deneysel çalışma kaynak [149] da yeralmaktadır. Bu çalışmada, 1:4 ölçekli üç katlı çelik bir yapının sönümleyicisiz ve viskoz sönümleyicili olarak deprem etkileri altındaki davranışı incelenmiştir. Bu deneysel çalışmada doğrusal viskoz sönümleyiciler kullanılmıştır. Deneysel çalışma, sönümleyicilerin yapı içindeki dağılımına göre, dört aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada sönümleyicisiz yapının modeli, ikinci ve üçüncü aşamalarda sırasıyla yapının sadece birinci katında 2 ve 4 adet sönümleyicinin diyagonal olarak yerleştirildiği model, dördüncü aşamada ise üç katlı yapının tüm katlarında 2 şer adet olmak üzere toplam 6 adet sönümleyicinin yerleştirildiği model esas alınmıştır. Modellerin El-Centro ve Taft deprem kayıtları altında gerçekleştirilen sarsma tablası deneylerinde, viskoz sönümleyicilerin kullanılmasıyla yapının rölatif kat verdeğiştirmelerinde %30 ile %70 arasında ve kat kesme kuvvetlerinde %40 ile %70 oranında azalmalar meydana geldiği belirlenmiştir. Ayrıca bu yayında deneysel ve analitik çalışma sonuçları birbirleriyle karşılaştırılmıştır. Analitik çalışmada, viskoz sönümleyicilerin çok geniş bir frekans aralığında geçerli olan davranışını temsil eden ve (3.41) bağıntısıyla verilmiş olan Maxwell modeli esas alınmıştır. Bu davranış modeli hareket denkleminde gözönüne alınarak, öngörülen depremler için zaman tanım alanında çözümler yapılmıştır. Viskoz akışkanlı sönümleyiciler için, analitik çözümlerden elde edilen eksenel sönüm kuvveti-eksenel rölatif yerdeğiştirme

çevrimsel davranışları deneysel çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmada, sonuçların birbirleriyle uyum içinde oldukları görülmüştür.

Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin betonarme yapılarda güçlendirme amaçlı olarak kullanımına yönelik bir çalışma [153] numaralı kaynakta yer almaktadır. Bu çalışmada, 1/3 ölçekli üç katlı betonarme bir düzlem çerçevenin sönümleyicisiz ve sönümleyicili olarak, deprem etkileri altındaki davranışı incelenmiştir. Deprem etkisi olarak, maksimum ivme değeri 0.30g olacak şekilde ölçeklendirilmiş El-Centro deprem kaydı esas alınmıştır. Deneysel çalışmalarda viskoz sönümleyicilerin, kat yerdeğiştirmelerinin, titreşim ivmesinin ve katların rölatif yapının yerdeğiştirmelerinin azalmasına neden olduğu belirlenmiştir. Buna bağlı olarak, yapısal elemanlarda çevrimsel davranış ile sönümlenen histeretik enerjinin azalmasının ve bunun sonucu olarak eleman hasarlarının kabul edilebilir sınırlar içinde kalmasının sağlanabildiği görülmüştür.

Viskoz sönümleyicilerin yapı içindeki yerleşim durumları Şekil 3.27 de grup 1 ve grup 2 olarak gösterilmiştir. Birinci grupta (1) ile tanımlı yerleşim durumunda viskoz sönümleyici çerçeve arasına diyagonal bir çapraz çubuk yardımıyla, (2) ile tanımlı yerleşim durumunda ise, viskoz sönümleyici iki adet çelik çaprazın ters V şeklinde kesişiminin yapıldığı noktaya (chevron brace system) yerleştirilmektedir. Sönümleme olayı sönümleyicinin eksenel rölatif hareketine bağlı olarak meydana gelmektedir. İkinci grupta verilmiş olan yerleşim durumları, tümüyle viskoz sönümleyicilerin etkinliğinin arttırılması amacıyla geliştirilmiş konfigürasyonlardır, [98]. Bu konfigürasyonların temel esası yapıdaki yerdeğiştirmelerden kaynaklı olarak sönümleyicide oluşan eksenel şekildeğiştirmenin arttırılmasını sağlayacak yerleşim bir durumunun elde edilmesidir.

Viskoz Akışkanlı sönümleyicilerin yapılarda diyagonal çapraz ve ters V çaprazlar ile kullanımına yönelik modellemeler Şekil 3.33 te verilmiştir. Buna göre, yapı içine diyagonal çapraz veya ters V çaprazlar vasıtasıyla yerleştirilmiş olan sönümleyicilerin matematiksel modeli, eksenel rijitiği k_b olan çubuk eleman ile bunun uç kısmındaki, sönüm katsayısı c_d olan bir viskoz sönüm elemanı şeklinde modellenmektedir, Şekil 3.33a-b.

130



Şekil 3.33 : (a) Diyagonal çapraz ve doğrusal viskoz sönümleyici (b)- Ters V çapraz ve doğrusal viskoz sönümleyici matematiksel modelleri.

Titreşim frekansının 4Hz den küçük olduğu durumlarda, viskoz akışkanlı sönümleyicilerin rijitliklerinin sıfır $(k_d = 0)$ olması nedeniyle, bu elemanların mevcut yapıların deprem performanslarının arttırılmasına yönelik kullanımlarında, yapının rijitliğine herhangi bir katkıları yoktur. Bu durum, özellikle yapıların güçlendirilmesinde, alışılmış klasik yöntemlere ve diğer sönümleyicilere (metalik, sürtünme esaslı ve visko-elastik sönümleyiciler) oranla önemli bir avantaj oluşturmaktadır. Buna göre, yapı sisteminin deprem performansının iyileştirilmesinde viskoz sönümleyicinin sadece sönümleme özelliği etkin rol oynamaktadır.

Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapı içindeki yerleşiminde, Şekil 3.33a-b deki yerleşim durumları için, eksenel rijitliği k_b olan çapraz çubuk elemanlar kullanılmaktadır. Bu durumda, çapraz çubuk elemanlar ile viskoz sönüm elemanı birbirine seri olarak bağlı bir etkileşim içindedir. Bu etkileşimde, çapraz eleman ile viskoz sönüm elemanındaki eksenel kuvvetler eşittir. Buna karşılık, viskoz akışkanlı sönümleyicinin rölatif yerdeğiştirmesinde, diyagonal çapraz elemanın ve viskoz sönüm elemanının ayrı ayrı katkıları bulunmaktadır. Böyle bir model

$$\overset{\bullet}{F}_{d}(t) = f(F, u_{d}, u_{d}, t) = -\frac{1}{\lambda} F_{d}(t) + \frac{c_{d}}{\lambda} \overset{\bullet}{u_{d}}(t)$$
(3.48)

ifadesi ile tanımlanabilen '*Maxwell Davranış Modeli*' ne karşı gelmektedir. Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin davranışını zaman tanım alanında ifade eden (3.48) bağıntısı, frekans tanım alanında

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t}dt$$
(3.49)

$$F(t) = i\omega F(\omega) \tag{3.50}$$

Fourier dönüşüm ifadeleri kullanılarak

$$F_d(\omega) = k'(\omega)u_d(\omega) + i\omega c'(\omega)u_d(\omega)$$
(3.51)

şeklinde tanımlanabilir. Buna göre $k'(\omega)$ ve $c'(\omega)$ terimleri, $\lambda = \frac{c_d}{k_b}$ rölaksasyon terimi olmak üzere

$$k'(\omega) = k_b \frac{(\lambda \omega)^2}{[1 + (\lambda \omega)^2]} , \quad c'(\omega) = \frac{c_d}{[1 + (\lambda \omega)^2]}$$
(3.52)

şeklinde elde edilir. Buradaki $k'(\omega)$ ve $c'(\omega)$ terimleri, Şekil 3.33 de verilmiş olan modellemelerde, diyagonal çapraz elemanlar ile viskoz sönüm elemanlarının etkileşimini temsil eden eşdeğer rijitlik ve sönüm terimleridir. Buna göre, viskoz sönüm elemanının bağlı olduğu diyagonal çapraz elemandaki uzama şekildeğiştirmelerinin ihmal edilebileceği bir tasarım durumunda (diyagonal çapraz elemanın eksenel rijitliğinin $EF \rightarrow \infty$ veya $k_b \rightarrow \infty$ olması halinde), λ rölaksasyon terimi ve (3.52) bağıntısında verilen, çapraz eleman-viskoz sönüm elemanı etkileşiminin $k'(\omega)$ etkin rijitliği sıfır olacaktır. Etkileşimin $c'(\omega)$ sönüm terimi ise, frekanstan bağımsız olarak, viskoz sönüm elemanının c_d sönüm katsayısına eşit olacaktır. Bu durumda, sönümleme tümüyle viskoz sönüm elemanı tarafından gerçekleştirilmektedir.

Doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren bir yapı sisteminin dinamik dış etkiler altındaki hareket denkleminin genel ifadesi

$$[M] \left\{ \begin{matrix} \bullet \\ u(t) \end{matrix} \right\} + [C]_T \left\{ \begin{matrix} \bullet \\ u(t) \end{matrix} \right\} + [S]_T \left\{ u(t) \right\} = \left\{ P(t) \right\}$$
(3.53)

şeklindedir. Bu denklemdeki matrislerin tanımları aşağıda verilmiştir.

 $\{u(t)\}$: yapı sisteminin düğüm noktalarındaki yerdeğiştirme bileşenlerinden oluşan kolon matristir.

 $\left\{ \stackrel{\bullet}{u(t)} \right\}, \left\{ \stackrel{\bullet}{u(t)} \right\}$: yapı sisteminin düğüm noktalarındaki yerdeğiştirme bileşenlerine ait hız ve ivme büyüklüklerini içeren kolon matrislerdir.

[M]: yapı sisteminin kütle matrisidir. Kütlelerin düğüm noktalarında toplandığının varsayılması halinde, kütle matrisi diyagonal bir matris haline gelmektedir. Yapı sisteminin dinamik davranışını tanımlayan dinamik serbestik derecesinin *dsd* olduğu bir yapı için, kütle matrisi boyutları *dsd* × *dsd* olan kare bir matristir.

 $[C]_r$: yapı sisteminin toplam sönüm matrisidir. Sönüm matrisi, yapının içsel sönümünü temsil eden $[C_0]$ matrisi ile enerjinin sönümlenmesi amacıyla yapıya yerleştirilen doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin etkisini içeren $[C_{dd}]$ sönüm matrisinin toplamından oluşmaktadır.

 $[S]_T$: yapı sisteminin rijitlik matrisidir. Rijitlik matrisi, sistem rijitliği $[S_{dd}]$ ve sönümleyicilerden gelebilecek ek rijitlik matrisi $[\Delta S_d]$ nin toplamından oluşmaktadır. (3.53) hareket denkleminin, titreşim hareketinin sözkonusu olduğu yerdeğiştirme bileşenleri doğrultusundaki denge denklemlerinden oluşacak şekilde düzenlenmesi durumunda, sisteme ait $[S_{dd}]$ ve sönümleyicilerden gelebilecek $[\Delta S_d]$ rijitlik matrislerine indirgeme işlemi uygulanarak, indirgenmiş yatay rijitlik matrislerinin elde edilmesi gerekmektedir. Sistemin indirgenmiş toplam yatay rijitlik matrisi, y indisi yatay indirgemeyi temsil etmek üzere, $[S]_{T_y} = [S_{dd}]_y + [\Delta S_d]_y$ şeklinde ifade edilir. İndirgeme işlemi Bölüm 4'te ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

[P(t)]: yapı sistemine, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri doğrultusunda etkiyen ve zamana bağlı olarak değişen dış etki matrisidir. Dış etki olarak deprem etkilerinin gözönüne alınması halinde, (3.53) ifadesindeki hareket denkleminin sağ tarafi

$$-[M][I]\left\{\stackrel{\bullet}{u_g}(t)\right\}$$
(3.54)

şeklinde olacaktır. Burada

 ${ \overset{\bullet}{u_g}(t) }$: deprem yer hareketinin bileşenlerinden oluşan kolon matrisidir. Yer hareketini tanımlayan bileşenlerin sayısı *yhb* olması durumunda ${ \overset{\bullet}{u_g}(t) }$ matrisi *yhb*×1 boyutundadır.

[I]: bu matrisin $(t)_{id,jd}$ sayılı elemanı, diğer yer hareketi yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, *jd* sayılı yer hareketi yerdeğiştirme bileşeninin birim değerinden dolayı *id* sayılı dinamik serbestlik derecesi doğrultusundaki yerdeğiştirmeyi ifade etmektedir. Dolayısıyla *yhb* sayıda yer hareketi bileşeni etkisi altındaki bir sistemin dinamik davranışının *dsd* sayıda dinamik serbestlikle tanımlanabildiği bir yapı sisteminde [I] matrisi *dsd* × *yhb* boyutunda olacaktır. [I] matrisinin genel ifadesi

$$[I] = \left[\{l\}_{1}, \{l\}_{2}, \dots, \{l\}_{yhb} \right]$$
(3.55)

şeklindedir.

(3.53) deki hareket diferansiyel denklemi çok sayıda serbestlik doğrultusunda yazılmış birbirine bağlı denklemlerin kapalı halde gösterimini ifade etmektedir. Bu denklemlerin herbirinin tek başına analitik olarak çözümü olanaksızdır. Dolayısıyla, dinamik dış etki altında yapı sistemindeki yerdeğiştirme, hız ve ivme büyüklüklerinin elde edilerek bunlardan oluşan iç kuvvetlerin hesabında dinamik çözüm yöntemlerinden yararlanılmaktadır. Bu yöntemler, doğrusal elastik sistemler için uygulanabilen modların süperpozisyonu yöntemi ve gerek doğrusal gerekse doğrusal olmayan sistemler için uygulanabilen zaman artımına dayalı sayısal integrasyon yöntemleridir.

Sönümleyicisiz yapı sisteminin $[\Phi] = [\{\phi_1\}, \{\phi_2\}, \dots, \{\phi_{dsd}\}]$ mod şekilleri matrisi bilindiği takdirde, analitik olarak çözümü mümkün olmayan (3.53) teki genel hareket denkleminin çözümü, mod şekillerinin diklik (ortogonallik) koşulları gözönünde bulundurularak yapılacak bir koordinat dönüşümü ile, dinamik serbestlik derecesi sayısı kadar birbirinden bağımsız tek serbestlik dereceli sistemin çözümüne indirgenebilmektedir.

Koordinat dönüşümü

$$\{u(t)\} = [\Phi]\{q(t)\} = [\{\phi_1\}, \{\phi_2\}, \dots, \{\phi_{dsd}\}] \begin{cases} q_1(t) \\ q_2(t) \\ \vdots \\ q_{dsd}(t) \end{cases}$$
(3.56)

şeklinde ifade edilir. Burada

 $\{q(t)\}$: her modun genliğini ifade eden yerdeğiştirme vektörüdür. Bu vektör aynı zamanda normal koordinat vektörü olarakta tanımlanır.

(3.56) ifadesi, $\{u(t)\}$ gerçek yerdeğiştirme vektörünün her bir teriminin, her moddaki modal yerdeğiştirme ile, o moda ait genliğin çarpımlarının toplamına olan eşitliğini ifade etmektedir. (3.56) ifadesinin (3.53) denkleminde yerine konulması ile, deprem etkilerine ait hareket denklemi modal koordinatlara bağlı olarak

$$[M][\Phi]\left\{\stackrel{\bullet}{q}(t)\right\} + \left\{[C_0] + [C_{dd}]\right\} [\Phi]\left\{\stackrel{\bullet}{q}(t)\right\} + \left\{[S_{dd}]_y + [\Delta S_d]_y\right\} [\Phi]\left\{q(t)\right\} = \dots - [M][I]\left\{\stackrel{\bullet}{d}_g(t)\right\}$$
(3.57)

şeklini alır. Bu ifadede eşitliğin her iki tarafının soldan $\begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T$ çarpılması durumunda $\begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} M \end{bmatrix}_t \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} \left\{ \stackrel{\bullet}{q}(t) \right\} + \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \left\{ \begin{bmatrix} C_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{dd} \end{bmatrix} \right\} \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} \left\{ \stackrel{\bullet}{q}(t) \right\} + \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \left\{ \begin{bmatrix} S_{dd} \end{bmatrix}_y + \begin{bmatrix} \Delta S_d \end{bmatrix}_y \right\} \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} \left\{ q(t) \right\} = \dots$ $\dots - \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} I \end{bmatrix} \left\{ \stackrel{\bullet}{d}_g(t) \right\}$ (3.57a)

$$\begin{bmatrix} M^* \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \bullet \\ q(t) \end{pmatrix} + \left\{ \begin{bmatrix} C_0^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{dd}^* \end{bmatrix} \right\} \begin{pmatrix} \bullet \\ q(t) \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} S^* \end{bmatrix}_{T_y} \{ q(t) \} = -\begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} I \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \bullet \\ d_g(t) \end{pmatrix}$$
(3.57b)

elde edilir.

Burada, N dinamik serbestlik derecesi olmak üzere

$$\begin{bmatrix} M^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} : N \times N \text{ boyutlu modal kütle matrisini}$$
$$\begin{bmatrix} S^* \end{bmatrix}_T = \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} S \end{bmatrix}_T \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} : N \times N \text{ boyutlu modal rijitlik matrisini}$$
$$\begin{bmatrix} C_0^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} C_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} : \text{sistemin içsel sönümüne karşı gelen } N \times N \text{ boyutlu modal sönüm matrisini}$$

 $\begin{bmatrix} C_{dd}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} C_{dd} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}$: sistem içindeki sönümleyicilere ait $N \times N$ boyutlu modal sönüm matrisini

ifade etmektedir.

(3.57a) modal hareket denkleminin dinamik serbestlik derecesi sayısı kadar birbirinden bağımsız, sönümlü tek serbestlik dereceli sistemlerin ayrı ayrı çözümüne indirgenmesi ve herbir çözümden elde edilecek sonuçlarla sistemin toplam davranışının elde edilebilmesi için $\begin{bmatrix} C_0^* \end{bmatrix}$ ve $\begin{bmatrix} C_{dd}^* \end{bmatrix}$ modal sönüm matrislerinin aşağıda (3.58) ve (3.59) ifadelerinde gösterildiği gibi, diyagonal özelliğe sahip olması gerekmektedir.

Diyagonal özellik, sönümsüz sistemin modal özelliklerinin kullanılarak elde edilecek $[\Phi]^{T}[C_{0}][\Phi]$ ve $[\Phi]^{T}[C_{dd}][\Phi]$ modal sönüm matrislerinde köşegen üzerindeki terimlerin sıfırdan farklı olduğu $(\{\phi_i\}^T [C_0] \{\phi_i\} \neq 0, \{\phi_i\}^T [C_{dd}] \{\phi_i\} \neq 0)$, köşegen dışı veya sıfıra çok yakın terimlerin ise sifir olduğu $(\{\phi_i\}^T [C_0] \{\phi_j\} = 0, (\cong 0), \{\phi_i\}^T [C_{dd}] \{\phi_j\} = 0, (\cong 0))$ anlamına gelmektedir. Böylece, yapının içsel sönümünü temsil eden $[C_0]$ matrisinin kütle ve/veya rijitlik matrisleriyle orantılı olarak ifade edilmesi suretiyle, modların $[C_0]$ sönüm matrisine göre ortogonal olması sağlanabilmektedir. Sönümleyicilere ait sönüm matrisinde $\left[\Phi\right]^{T} \left[C_{dd}\right] \left[\Phi\right]$ dönüşümüyle diyagonal bir matrisin elde edilebilmesi sönümleyicilerin, c_{d_k} sönüm terimlerine bağlı olarak, sistem içindeki yerleşiminin modların sönüm matrisiyle ortogonal olmasını sağlayacak şekilde yapılmasıyla sağlanabilmektedir. Diyagonal dışı terimlerin sıfır olması nedeniyle modlar arasındaki etkileşim tümüyle ortadan kalkmakta ve hareket denkleminden ayrışmış olan herbir denge denklemi sistemin ilgili *n* sayılı moddaki davranışını temsil etmektedir.

$$\begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} C_{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{0,11}^{*} = \{\phi_{1}\}^{T} \begin{bmatrix} C_{0} \end{bmatrix} \{\phi_{1}\} & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & c_{0,NN}^{*} = \{\phi_{N}\}^{T} \begin{bmatrix} C_{0} \end{bmatrix} \{\phi_{N}\} \end{bmatrix}$$
(3.58)

$$\left[\Phi \right]^{T} \left[C_{dd} \right] \left[\Phi \right] = \begin{bmatrix} c_{dd,11}^{*} = \left\{ \phi_{1} \right\}^{T} \left[C_{dd} \right] \left\{ \phi_{1} \right\} & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & c_{dd,NN}^{*} = \left\{ \phi_{N} \right\}^{T} \left[C_{dd} \right] \left\{ \phi_{N} \right\} \end{bmatrix}$$
(3.59)

 $\begin{bmatrix} M^* \end{bmatrix}$ modal kütle ve $\begin{bmatrix} S^* \end{bmatrix}_T$ modal rijitlik matrisleri ile (3.58) ve (3.59) daki $\begin{bmatrix} C_0^* \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} C_{dd}^* \end{bmatrix}$ modal sönüm matrislerinin diyagonal olması nedeniyle, (3.57b) ifadesi ayrıklaşarak birbirinden bağımsız N adet tek serbestlik dereceli diferansiyel denklem ile

$$m_{1}^{*} \overset{\bullet}{q_{1}}(t) + \left(\left\{\left\{\phi_{1}\right\}^{T} [C_{0}]\left\{\phi_{1}\right\}\right\} + \left\{\left\{\phi_{1}\right\}^{T} [C_{dd}]\left\{\phi_{1}\right\}\right\}\right) \overset{\bullet}{q_{1}}(t) + s_{1}^{*} q_{1}(t) = -\left\{\phi_{1}\right\}^{T} [M][I] \left\{\overset{\bullet}{u}_{g}(t)\right\}$$

$$m_{2}^{*} \overset{\bullet}{q_{2}}(t) + \left(\left\{\left\{\phi_{2}\right\}^{T} [C_{0}]\left\{\phi_{2}\right\}\right\} + \left\{\left\{\phi_{2}\right\}^{T} [C_{dd}]\left\{\phi_{2}\right\}\right\}\right) \overset{\bullet}{q_{2}}(t) + s_{2}^{*} q_{2}(t) = -\left\{\phi_{2}\right\}^{T} [M][I] \left\{\overset{\bullet}{u}_{g}(t)\right\}$$

$$\vdots$$

$$m_{N}^{*} \overset{\bullet}{q}_{N}(t) + \left(\left\{\left\{\phi_{N}\right\}^{T} [C_{0}]\left\{\phi_{N}\right\}\right\} + \left\{\left\{\phi_{N}\right\}^{T} [C_{dd}]\left\{\phi_{N}\right\}\right\}\right) \overset{\bullet}{q}_{N}(t) + s_{N}^{*} q_{N}(t) = -\left\{\phi_{N}\right\}^{T} [M][I] \left\{\overset{\bullet}{u}_{g}(t)\right\}$$

$$(3.60)$$

şeklinde ifade edilir. Burada

$$m_{i}^{*} = \left\{\phi_{i}\right\}^{T} [M]\left\{\phi_{i}\right\} \qquad : i. \text{ mod için modal kütleyi}$$

$$s_{i}^{*} = \left\{\phi_{i}\right\}^{T} \left\{\left[S_{dd}\right]_{y} + \left[\Delta S_{d}\right]_{y}\right\}\left\{\phi_{i}\right\} \qquad : i. \text{ mod için modal rijitliği}$$

$$c_{i}^{*} = \left\{\phi_{i}\right\}^{T} [C_{0}]\left\{\phi_{i}\right\} + \left\{\phi_{i}\right\}^{T} [C_{dd}]\left\{\phi_{i}\right\} \qquad : i. \text{ mod için modal sönümü}$$

ifade etmektedir.

Bu denklemlerin herbiri, kütlesi m_i^* , rijitliği s_i^* ve sönüm katsayısı c_i^* olan tek serbestlik dereceli sönümlü bir sistemin deprem etkileri altındaki davranışını tanımlayan hareket denklemidir.

Birinci modun etkin olduğu yapı sistemlerinde diğer modlardan gelen etkilerin ihmal edilmesi varsayımı esas alınırsa, çözüme karşı gelen hareket denklemi (3.60) da verilmiş olan ve ayrışmış tek serbestlik dereceli sistemlere ait hareket denklemlerinden ilki ile tanımlanır. Bu denklemde eşitliğin her iki tarafının m_1^* e bölünmesiyle

$$\stackrel{\bullet}{q_1(t)} + \left(\frac{\{\phi_1\}^T [C_0]\{\phi_1\}}{m_1^*} + \frac{\{\phi_1\}^T [C_{dd}]\{\phi_1\}}{m_1^*} \right) \stackrel{\bullet}{q_1(t)} + \omega_1^2 q_1(t) = -\Gamma_1 u_g(t)$$
(3.61)

ifadesi elde edilmektedir. Burada Γ_1 , 1. modun 'modal katılım çarpanı (oranı)' olup

$$\Gamma_{1} = -\frac{1}{m_{1}^{*}} \{\phi_{1}\}^{T} [M] \{\iota\}$$
(3.61a)

bağıntısıyla tanımlanır.

 $\omega_1^2 : \{\phi_i\}^T \{ [S_{dd}]_y + [\Delta S_d]_y \} \{\phi_i\} / m_i^* \text{ if a desiyle tanımlı 1. moda karşı gelen açısal frekansın karesi (özdeğer) değeridir.}$

 $\{\phi_1\}^T [C_0] \{\phi_1\} / m_1^*$ ifadesi içsel sönüme karşı gelen terimi ifade etmekte olup $2 \times \xi_0 \times \omega_1$ e eşittir.

 $\{\phi_1\}^T [C_{dd}] \{\phi_1\} / m_1^*$ ifadesi ise, yapı içindeki hız bağımlı doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin modal sönümleme terimi olup $2 \times \xi_{D,1}^{(l-vd)} \times \omega_1$ e eşittir.

(3.61) bağıntısı sönüm oranlarına bağlı olarak ifade edilirse

$$\mathbf{\dot{q}}_{1}(t) + 2\left(\xi_{0} + \xi_{D,1}^{(1-vd)}\right)\omega_{1} q_{1}(t) + \omega_{1}^{2} q_{1}(t) = -\Gamma_{1} u_{g}(t)$$
(3.62)

şeklini almaktadır. Sönüm etkilerini içeren sistemin 1. moddaki tek serbestlik dereceli hareket denklemine

$$q_1(t) = \Gamma_1 D_1(t)$$
 (3.62a)

dönüşümü uygulandığında, çözüm

$$\overset{\bullet}{D}_{1}(t) + 2\left(\xi_{0} + \xi_{D,1}^{(1-vd)}\right)\omega_{1}D_{1}(t) + \omega_{1}^{2}D_{1}(t) = -u_{g}(t)$$
(3.62b)

diferansiyel denkleminin çözümüne indirgenir.

Dış etkinin gelişigüzel olduğu durumlarda kapalı çözümün elde edilmesinin güç olacağı gözönünde tutulduğunda, çözüm için farklı yöntemlerin kullanılmasının gerektiği görülür. Böyle durumlarda sayısal integrasyona dayalı hesap yöntemleri kullanılmaktadır. (3.62b) ifadesinin çözümünde uygulanan sayısal integrasyon yöntemi Bölüm 4 te ayrıntılı olarak açıklanmıştır. (3.62b) diferansiyel denkleminin çözümüyle elde edilen $D_1(t)$ den (3.62a) ifadesi yardımıyla $q_1(t)$ 1. moddaki genliğin zamana bağlı değişimi ve daha sonra (3.56) ifadesiyle modal koordinatlardan gerçek koordinatlara dönüşüm yapılarak, dinamik serbestlikler doğrultusundaki yerdeğiştirmelerin zamana bağlı değişimleri

$$\{u(t)\} = \Gamma_1\{\phi_1\} D_1(t) \tag{3.63}$$

şeklinde elde edilir. Maksimum değerler için yapılan çözüm sonucunda elde edilen $D_1(t)$ nin zamana bağlı değişimindeki en büyük değeri S_{d_1} (spektral yerdeğiştirme) ile tanımlanırsa, zaman değişkeni ortadan kalkarak yerdeğiştirmelerin maksimum değerleri

$$\{u\} = \Gamma_1\{\phi_1\} S_{d_1} \tag{3.64}$$

olarak ifade edilebilir.

Doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapı içindeki ek sönümleme oranı olan $\xi_{D,1}^{(l-vd)}$ değeri, sistem içindeki sönümleyiciler tarafından sönümlenen toplam enerjinin sistemin şekildeğiştirme enerjisine oranı ile ifade edilir, [154]. Buna göre $\xi_{D,1}^{(l-vd)}$ sönüm oranı

$$\xi_{D,1}^{(\text{l-vd})} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_{D,1}}{E_{S,1}}$$
(3.65)

şeklinde tanımlanır. Burada

 $E_{D,1}$:1.titreşim modu için, yapı içindeki doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyiciler tarafından sönümlenen toplam enerjiyi

 $E_{s,1}$:1.titreşim modu için yapının şekildeğiştirme enerjisini

ifade etmektedir. $E_{s,1}$ enerji ifadesi aynı zamanda modal şekildeğiştirme enerjisi olarak da tanımlanır. *k* numaralı doğrusal viskoz sönümleyici tarafından sönümlenen enerji (3.47) denkleminde verilmiştir. 1. modda, *k* numaralı sönümleyicide oluşan maksimum rölatif yerdeğiştirme ifadesi $(u_{d_{0,n}}^{(k)})$, (3.63) bağıntısından

$$u_{d_{01}}^{(k)} = \Gamma_1(\phi_{r,1}^{(k)}) S_{d_1}$$
(3.63a)

şeklinde elde edilir. Bu bağıntıda Γ_1 ve S_{d_1} sırasıyla 1.mod için modal katılım çarpanı ve spektral yerdeğiştirmedir. Bu ifadenin (3.47) bağıntısında yerine konulmasıyla

$$E_{d,1}^{(k)} = \pi c_{d_k} \omega_1 (\phi_{r,1}^{(k)})^2 [\Gamma_1 S_{d_1}]^2$$
(3.66)

ifadesi elde edilir. Burada ω_1 ve $\phi_{r,1}^{(j)}$ sırasıyla, 1. mod için sönümleyicisiz sisteme ait özdeğer ve k nolu sönümleyicideki eksenel rölatif modal yerdeğiştirmedir. k nolu doğrusal viskoz sönümleyici tarafından sönümlenen enerjiyi ifade eden (3.66) bağıntısı, sistemin içindeki bütün sönümleyiciler için, 1.moda ait modal vektörlere bağlı olarak matris formda

$$E_{D,1} = \pi \left\{ \phi \right\}_{1}^{T} \left[C_{dd} \right] \left\{ \phi \right\}_{1} \omega_{1} \left[\Gamma_{1} S_{d_{1}} \right]^{2}$$
(3.67)

şeklinde ifade edilir. Burada

 $[C_{dd}]$: sistem içindeki doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin sistem eksen takımındaki $[C]_{isxisx,k}$, $[C]_{isxisx,k}$, $[C]_{jsxisx,k}$, $[C]_{jsxisx,k}$ alt matrislerinin ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen alt matrislerin toplanması suretiyle elde edilen sistem ek sönüm matrisini göstermektedir. Bu alt matrislere ait olan elemanların elde edilmesi ve $[C_{dd}]$ sönüm matrisinin oluşturulması EK D ve E bölümlerinde ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Sistemin 1. moddaki modal şekildeğiştirme enerjisi, viskoz akışkanlı sönümleyicili sistemin toplam indirgenmiş yatay rijitlik matrisi

$$\left[S\right]_{T_{y}} = \left[S_{dd}\right]_{y} + \left[\Delta S_{d}\right]_{y}$$
(3.68)

olmak üzere

$$E_{S,1} = \frac{1}{2} \{\phi\}_{1}^{T} [S]_{T_{y}} \{\phi\}_{1} [\Gamma_{1}S_{d_{1}}]^{2}$$
(3.69)

şeklindedir.

Viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren sistemlerde, titreşim frekansının 4 Hz den küçük olduğu durumlarda, viskoz sönümleyicilerdeki rijitliğin sıfır $(k_d = 0)$ varsayılabilmesi nedeniyle, sönümleyicilerden kaynaklanan ek rijitlik matrisi $[\Delta S_d] = 0$ olacaktır. Buna göre, (3.68) ifadesindeki sistemin toplam rijitlik matrisi $[S]_{T_y} = [S_{dd}]_y$ şeklini alır. İkinci mertebe etkilerinin rijitlik matrisinde gözönüne alınması durumunda, ikinci mertebe indirgenmiş yatay rijitlik matrisi $\left[\overline{S}_{dd}\right]_y$ ifadesiyle tanımlanmaktadır. Dolayısıyla, (3.69) ifadesi ikinci mertebe yatay rijitlik matrisi cinsinden

$$E_{S,1} = \frac{1}{2} \{\phi\}_{1}^{T} \left[\overline{\overline{S}}\right]_{T_{y}} \{\phi\}_{1} [\Gamma_{1}S_{d_{1}}]^{2}$$
(3.69a)

olarak tanımlanır.

Bu durumda, (3.67) ve (3.69a) ifadeleri (3.65) ifadesinde yerlerine konularak, 1. modda doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin yapıya kattığı toplam sönüm oranı $\xi_{D,1}^{(l-vd)}$

$$\xi_{D,1}^{(1-vd)} = \frac{1}{2} \times \omega_1 \times \frac{\{\phi\}_1^T [C_{dd}]\{\phi\}_1}{\{\phi\}_1^T [\overline{S}]_{T_v} \{\phi\}_1}$$
(3.70)

şeklinde elde edilir.

Böylece, (3.70) ifadesiyle, mevcut yapıların deprem performanslarının iyileştirilmesi veya yeni yapıların tasarımı için doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılması durumlarında yapı için hedeflenen herhangi bir performans düzeyinin elde edilmesine yönelik olarak, gerekli sönüm oranı ifadesi tanımlanmış olmaktadır. Bu ifade kullanılarak, belirli bir sönüm oranı için viskoz sönümleyicilerin tasarımına sönüm katsayıları elde edilebilmektedir. (3.70) ifadesi viskoz ilişkin c_d sönümleyicilere ait sönüm matrisiyle sönümleyicisiz sisteme ait modların arasında ortogonallik özelliğinin bulunduğu varsayımıyla kullanılabilmektedir. Bu durum modal sönüm matrisinde diyagonal dışı terimlerinin sıfır veya sıfıra çok yakın olması anlamına gelmektedir. Yapıların deprem etkileri altındaki performans düzeylerinin doğrusal viskoz akışkanlı enerji sönümleyiciler kullanılarak arttırılması bir ardışık yaklaşım yönteminin uygulanmasını gerektirmektedir. Bu ardışık yaklaşımın en önemli parametresi, belirli bir deprem yer hareketi için, yapı için öngörülen performans düzeyine yönelik kabul kriterlerinin sağlanması için gerekli olan $\xi_{D,1}^{(l-vd)}$ sönüm oranıdır.

3.4 Aktif ve Yarı Aktif Yapısal Kontrol Sistemleri

Aktif kontrol sistemleri, yapıların zamana bağlı olarak değişen dış etkiler altındaki davranışını kontrol altına alabilen kontrol kuvvetlerinin üretilerek, aktif kontrol elemanları yardımıyla yapıya uygulanması esasına dayanmaktadır. Böylece, aktif

kontrol sistemleri yardımıyla, yapıların dış etkilere karşı kendilerini sürekli olarak adapte edebilmesi (uyarlayabilmesi) sağlanabilmektedir.

Bir yapıda aktif kontrol sistemi üç temel bileşenden oluşmaktadır. Bunlar sensörler, kontrol ünitesi ve kuvvet uygulayıcılarıdır. Bir aktif kontrol sisteminin çalışma düzenine ait akış şeması diyagramı Şekil 3.34 de verilmiştir.

Buna göre, aktif kontrol sisteminin fonksiyonu

a) yapıya etkiyen dış etkilerin (deprem, rüzgar vb.) ve bu etkiler altında yapıda meydana gelen davranış büyüklüklerinin (yerdeğiştirme, hız ve ivme) yapı içine yerleştirilmiş sensörler (algılayıcılar) yardımıyla ölçülmesi

b) sensörler vasıtasıyla elde edilen verilerin kontrol ünitesinde toplanarak belirli bir kontrol algoritması kapsamında değerlendirilmesi ve yapıdan beklenen davranışın sağlanması amacıyla, yapıya etkitilecek kontrol kuvvetlerinin belirlenmesi

c) kontrol kuvvetlerinin sistem içinde hazır bulundurulan bir güç kaynağı yardımıyla yapıya etkitilmesi

aşamalarından oluşmaktadır, [155].

Kontrol ünitesinde, yapı içine yerleştirilen sensörlerden aktarılan davranış büyüklüklerini temsil eden veriler ile yapıdan beklenen davranış büyüklükleri karşılaştırılarak, uygun algoritmalar yardımıyla, sisteme uygulanması gereken kuvvetler üretilmektedir.

Şiddetli depremlerde, yapı davranışını kontrol edebilecek kuvvetlerin üretilmesi için, büyük bir enerji kaynağına gereksinim duyulabilmektedir. Buna karşılık, deprem sırasında meydana gelecek enerji kesintileri güç üreten kaynağın devre dışı kalmasına ve aktif kontrol sisteminin etkisiz hale gelmesine neden olabilir, [155].

Aktif kontrol sistemlerinde, kontrol kuvvetlerinin yapıya uygulanması amacıyla, aktif diyagonal elemanlar, aktif tendonlar ve aktif kütle elemanları kulanılmaktadır.



Şekil 3.34 : Aktif kontrol sistemi akış şeması [155].

Aktif kontrol sistemi ilk olarak Japonya'daki Kyobashi Seiwa binasında uygulanmıştır. Bu uygulamada, aktif kontrol elemanı olarak binanın en üst katına iki adet aktif kütle sönümleyici eklenerek, kuvvetli rüzgar ve orta şiddetteki depremlerde yapı davranışının kontrol altına alınması amaçlanmıştır. Şekil 3.35(a) da, *Kyobashi Seiwa* Binasına ait aktif kontrol sistemi bileşenlerinin yapı içindeki dağılımı görülmektedir. Şekil 3.35(b) deki plandan izlenebileceği gibi, kütle merkezine yerleştirilen 1 numaralı aktif kütle sönümleyici X-kısa doğrultusundaki titreşimlerin, kütle merkezinden belirli bir uzaklığa yerleştirilmiş olan 2 numaralı aktif kütle sönümleyici ise burulma titreşimlerinin kontrol altına alınmasını sağlamaktadır.



Şekil 3.35 : Kyobashi seiwa binasında aktif kontrol sistemi: (a) Aktif kontrol elemanları (b) Planda aktif kütle sönümleyicilerin yerleşimi [155].

Yarı aktif kontrol sistemleri, dış enerji gereksinimi aktif kontrol sistemlerine göre daha az olan sistemlerdir. Yarı aktif sistemlerde sistemin çalışması için gerekli enerji oldukça düşük olduğu için, deprem sırasında meydana gelebilecek bir enerji kesintisinde, akü gibi küçük enerji kaynakları ile sistemin işlerliği korunabilmektedir.

Yarı aktif kontrol sistemleri aktif kontrol sistemleri ile benzer bir davranışa sahip olmalarına karşın, yapıya kontrol kuvvetlerinin uygulanması için gerekli olan enerji düzeyi bakımından farklılık göstermektedirler. Bu sistemler, aktif kontrol sistemlerine oranla daha basit, daha güvenilir ve ekonomiktirler. Şekil 3.36 da, yarı-aktif kontrol sisteminin çalışma düzenine ait bir akış şeması verilmiştir.


Şekil 3.36 : Yarı aktif kontrol sistemi için akış şeması [155].

3.5 Karma (Hibrid) Yapısal Kontrol Sistemleri

Karma (hibrid) yapısal kontrol sistemleri, pasif ve aktif (veya yarı aktif) kontrol sistemlerinin bir arada kullanıldığı sistemlerdir. Aktif bir kontrol sistemine pasif bir sönümleme cihazı eklemek suretiyle, gereksinim duyulan enerjinin azaltılması mümkün olmakta, böylece daha güvenilir ve ekonomik bir kontrol sisteminin oluşturulması sağlanabilmektedir.

Hibrid sistemlerde kullanılan pasif enerji sönümleyiciler, dış etkilerin yapıya uyguladığı enerjiyi büyük ölçüde sönümlemektedir. Daha sonra, aktif kontrol sistemi devreye girmekte ve yapıdan toplanan verilerin kontrol ünitelerinde değerlendirilmesi ile belirlenen kontrol kuvvetleri daha az enerji kullanılarak yapıya uygulanmaktadır. Şekil 3.37 de, bir karma (hibrid) kontrol sistemi ve sistemin çalışmasına ait akış şeması verilmiştir.



(b)

Şekil 3.37 : (a) Karma (hibrid) kontrol sistemi akış şeması (b) Karma kontrol sisteminin yapıdaki uygulaması [155].

4. VİSKOZ AKIŞKANLI SÖNÜMLEYİCİLER İÇEREN BETONARME YAPI SİSTEMLERİNİN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ İÇİN BİR ARTIMSAL ANALİZ YÖNTEMİ

Bu bölümde, viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren betonarme yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla geliştirilen bir artımsal analiz yönteminin dayandığı temel varsayımlar ve idealleştirmeler, yöntemin esasları ve matematik formülasyonu ile uygulanmasında izlenen yol ayrıntılı olarak açıklanacaktır. Yöntem, viskoz akışkanlı enerji sönümleyiciler kullanılarak, yeni betonarme binaların tasarımına ve mevcut betonarme binaların güçlendirilmesine uygulanabilmektedir.

4.1 Varsayımlar ve İdealleştirmeler

Bu çalışmada geliştirilen artımsal analiz yönteminin dayandığı temel varsayımlar ve idealleştirmeler aşağıda verilmiştir. Bu varsayımlar ve idealleştirmeler, sırasıyla

- a) betonarme çubuk elemanların iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarına ilişkin varsayımlar ve idealleştirmeler
- b) betonarme taşıyıcı sistem içinde kullanılan doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyici elemanların eksenel kuvvet-yerdeğiştirme bağıntılarına ilişkin varsayımlar ve idealleştirmeler
- c) yukarıda eleman düzeyinde yapılan varsayımlar ve idealleştirmeler esas alınarak, mevcut ve güçlendirilmiş binaların deprem performansının değerlendirilmesinde, geliştirilen artımsal analize dayalı hesap yönteminin uygulanmasına yönelik idealleştirmeler

şeklinde sınıflandırılmışlardır.

a-1) Bileşik eğilme etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda sabit eksenel kuvvet altındaki eğilme momenti-eğrilik bağıntısının, Şekil 4.1 de gösterildiği gibi, iki doğru parçasından meydana gelecek şekilde idealleştirilebileceği varsayılmaktadır.



Şekil 4.1 : Betonarme çubuk elemanlarda idealleştirilmiş eğilme momenti-eğrilik bağıntısı.

a-2) Eğilme momenti-eğrilik bağıntısına benzer olarak, normal kuvvet-birim boy değişmesi $(N - \varepsilon)$ bağıntısı için de ideal-elastoplastik davranış modeli esas alınmaktadır, Şekil 4.2. Buna göre, *OA* bölgesinde normal kuvvet taşıma kapasitesine kadar $(N - \varepsilon)$ bağıntısı doğrusal-elastiktir. Sabit $M = M_0$ eğilme momenti altında, betonarme kesitin normal kuvvet taşıma gücüne karşı gelen sınır değere ulaşılmasından sonra, *AB* bölgesinde $(N - \varepsilon)$ diyagramının yatay olarak devam ettiği varsayılmaktadır.



Şekil 4.2 : Betonarme çubuk elemanlarda idealleştirilmiş normal kuvvet-birim boy değişmesi bağıntısı.

a-3) Doğrusal olmayan eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin *plastik kesit* adı verilen belirli kesitlerde yığıldığı, bu kesitler dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayımı yapılmıştır. Böylece, tek eksenli basit eğilme etkisindeki düzlem çubuk sistemlere uygulanabilen plastik mafsal hipotezi, bileşik iç kuvvet durumunu da içerecek şekilde genişletilmiş olmaktadır. Şekil 4.3 te bir plastik kesitte eğilme momenti ile plastik dönme arasındaki ilişki verilmiştir. Şekilden görüleceği gibi, eğilme momentinin artarak kesitin eğilme momenti taşıma kapasitesi olan M_p değerine erişmesi durumunda bir plastik kesit oluşmakta ve bu kesitte, sabit eğilme momentine artan plastik dönmelerin karşı geldiği rijit-plastik davranış sözkonusu olmaktadır.



Şekil 4.3 : Betonarme çubuk elemanlarda plastik kesit ve idealleştirilmiş eğilme momenti-plastik dönme bağıntısı.

a-4) Akma koşullarının eğilme momentlerine ve normal kuvvete bağlı oldukları varsayılmaktadır. Kesme kuvvetlerinin ve burulma momentinin akma koşullarına etkisi terkedilmiştir. Diğer taraftan, bileşik eğik eğilme haline ait üç boyutlu akma yüzeyi düzlem parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmektedir.

- a-5) Bileşik eğik eğilme durumunda, akma vektörünün akma yüzeyine dik olduğu gözönünde tutulmaktadır, [18].
- b-1) Yeni betonarme binaların tasarımında ve mevcut betonarme binalarda güçlendirme amaçlı olarak kullanılan viskoz sönümleyicilerin, Bölüm 3 Sekil 3.27 de olduğu gibi, sistem içinde kolonlar arasına diyagonal bir eleman yerleştirildiği gözönünde tutulmuştur. yardımıyla Viskoz kuvvetler, sönümleyicinin uç noktalarındaki yerdeğiştirmelerin birinci türevi olan hız bileşenine bağlı olarak değişim göstermektedir. Uç noktalarındaki hız bileşenlerinin viskoz sönümleyici eleman doğrultusundaki izdüşümleri arasındaki fark, viskoz sönümleyicinin rölatif hareketine karşı gelmektedir. Şekil 4.4b,c de, hız ile doğru orantılı sönüm kuvvetleri üretebilen doğrusal (lineer) viskoz akışkanlı sönümleyiciye ait, gerçek ve idealleştirilmiş eksenel kuvvet-yerdeğiştirme ve rölatif hız ilişkileri verilmiştir. Gerçek davranış, sönümleyicinin gelişigüzel deprem etkileri altındaki davranışına karşı gelmektedir. Bu çevrimsel davranışın oluşturduğu kapalı eğri altında kalan alan, viskoz akışkanlı sönümleyici tarafından deprem süresince sönümlenen toplam enerji miktarını ifade etmektedir. Gerçek davranış izlendiğinde, sönümleyicideki her bir çevrimsel döngünün eliptik bir davranışa benzediği görülmektedir. Bu nedenle, gerçek çevrimsel davranışın bir eliptik davranış modeli ile ideallestirilebileceği varsayılmıştır. İdealleştirmede, deprem etkisinin sinüsoidal bir titreşim fonksiyonu ile temsil edilebileceği gözönünde tutulmuştur. Gerçek davranış modelinden de izlenebileceği gibi, lineer viskoz sönümleyicide eksenel rölatif yerdeğiştirmenin sıfır olduğu anda sönüm kuvvetinin maksimum, eksenel rölatif yerdeğiştirmenin maksimum değerinde ise sönüm kuvvetinin sıfır olduğu bir davranış sözkonusu olmaktadır.
- c-1) Şekil 4.4a da gösterilen sönümleyici eleman diyagonal bir çubuk ve uç kısmındaki lineer viskoz akışkanlı sönümleyiciden oluşmaktadır. Lineer viskoz sönümleyici, titreşim frekansının f ≤ 4Hz olduğu durumlar için, bünyesinde bir rijitlik özelliği göstermemektedir, [83].



Şekil 4.4 : (a) Diyagonal Sönümleyici Eleman (b) Doğrusal viskoz sönümleyicinin gerçek ve idealleştirilmiş eksenel kuvvet-Yerdeğiştirme bağıntıları (c) Doğrusal viskoz sönümleyicide eksenel kuvvet-rölatif hız bağıntısı.

Diyagonal eleman ise, eksenel rijitliği sıfırdan farklı olan bir çubuk elemandır. Birbirlerine seri olarak bağlı olan diyagonal çubuk eleman ve viskoz sönümleyicinin eşdeğer rijitliği

- lineer viskoz sönümleyicinin yukarıda belirtilen frekans bölgesinde rijitlik özelliği göstermemesi ve
- diyagonal çubuk elemanın yeterince rijit olarak tasarlanması

nedeniyle sıfır olmaktadır.

Buna göre, geliştirilen yöntemin 1. doğal titreşim modunun etkin olduğu ve titreşim periyodu 0.25 sn den daha büyük olan yeni betonarme binaların tasarımında ve deprem güvenliği yetersiz olan mevcut yapı sistemlerinin deprem performanslarının lineer viskoz sönümleyiciler kullanılarak iyileştirilmesinde kullanılacak olması nedeniyle, sönümleyici eleman sistemde ek bir rijitlik artışına neden olmayacaktır. Bu durumda, sönümleme olayının tümüyle lineer viskoz sönümleyici elemanın ekseni doğrultusundaki rölatif hareketiyle meydana geleceği kabul edilmiştir.

- c-2) Geliştirilen yöntemin uygulanmasında, 1. doğal titreşim modunun etkin olduğu binaların tasarımında ve mevcut binaların güçlendirilmesinde kullanılan lineer viskoz sönümleyicilerin yapının titreşim modlarına olan etkisi terkedilmektedir. Buna göre, sönümleyici içeren sistemin titreşim modlarına ait özdeğer ve özvektörler, sönümleyicisiz sistemde olduğu gibi, sistemin kütle ve rijitlik matrisleriyle yapılacak serbest titreşim analizi ile elde edilirler.
- c-3) Sistemin kütle matrisinin elde edilmesinde, kütlelerin kat hizalarında toplandığı varsayılmaktadır. Toplu kütle kavramıyla, kütle matrisinin diyagonal olması sağlanabilmektedir.
- c-4) Sönümleyicisiz sistemde mevcut olan orantılı sönümün, viskoz akışkanlı sönümleyicilerin güçlendirme amaçlı olarak sisteme ilave edilmesi durumunda da korunduğu, yani $\{\phi_i\}^T [C_{dd}] \{\phi_j\}$ büyüklüğünün sıfır veya sıfıra çok yakın olduğu kabul edilmektedir. Diğer bir deyişle, modal sönüm matrisinde farklı modların birbirleriyle olan etkileşimi terkedilmektedir. Bu kabulün sağlanabilmesi için, sönümleyicilerin sistem içinde uygun bir şekilde dağılımının yapılması gerekli olmaktadır.
- c-5) Yapı sistemlerinin narinliğine ve normal kuvvetlerin büyüklüğüne bağlı olarak birinci veya ikinci mertebe teorisi uygulanmaktadır. İkinci mertebe teorisinde

geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi gözönüne alınmakta; geometrik uygunluk koşullarına etkisi terkedilmektedir.

- c-6) Çubukların asal düzlemleri içindeki yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine etkisi gözönüne alınmış; buna karşılık burulma yerdeğiştirmelerinden oluşan ikinci mertebe etkileri terkedilmiştir.
- c-7) Sistemin şekildeğiştirmesi sırasında yüklerin doğrultularının değişmediği varsayılmaktadır.
- c-8) Sistemi oluşturan çubuklar doğru eksenli, sabit enkesitlidir ve normal kuvvet çubuk boyunca sabittir. Bu koşullara uymayan çubuklar yeter derecede küçük parçalara ayrılarak, yukarıda verilen koşullar yaklaşık olarak sağlatılabilir.
- c-9) Yayılı yükler yeter sayıda, statikçe eşdeğer tekil kuvvete dönüştürülerek hesap yapılmaktadır.

4.2 Yöntemin Esasları

Bu bölümde, viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren betonarme yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla geliştirilen ve artımsal analiz yaklaşımına dayanan bir yöntemin esasları açıklanacaktır.

Mevcut ve güçlendirilmiş yapı sistemlerinin deprem performanslarının daha gerçekçi bir şekilde belirlenerek karşılaştırmalı olarak irdelenmesi, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışlarının izlenmesini gerekli kılmaktadır. Artan dış etkiler altında taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit olarak tanımlanan belirli kesitlerde yığıldığı varsayımının yapıldığı yapı sistemlerinin, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre davranışlarının belirlenmesini amaçlayan hesap yöntemlerinde şu durumlarla karşılaşılmaktadır.

a) Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi nedeniyle süperpozisyon prensibi geçerli değildir. Bu nedenle, her plastik kesitin meydana geldiği yük parametresi ardışık yaklaşım ile hesaplanabilmekte veya yüklere küçük artımlar verilerek hesap yapılması gerekmektedir.

b) Her plastik kesitin oluşumundan sonra sistemin dış yükler altındaki davranışı değişmekte ve sisteme ait denklem takımının yeniden kurulması ve çözülmesi

gerekmektedir. Bu durum ise, meydana gelen plastik kesitlerin sayısına bağlı olarak, hesapların uzamasına neden olmaktadır.

c) Bileşik iç kuvvet durumunun gözönüne alınması halinde, artan yükler ile birlikte plastik kesitlerdeki iç kuvvetler de sürekli olarak değişmektedir. Bu nedenle, plastik kesitlerdeki iç kuvvet durumunun, akma koşullarını sağlayacak şekilde, her yük artımı için yeniden belirlenmesi gerekmektedir.

d) Özellikle betonarme yapılar gibi sınırlı düzeyde süneklik özelliği gösteren yapı sistemlerinde, plastik kesitlerde varsayılan yığıldığı doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli sınır değerlere ulaşması sistemin dış etkiler altındaki hasar durumunun ve performansının değişmesine neden olmaktadır. Bu nedenle, yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki performanslarının belirlenmesinde, dış etkilerin her düzeyinde plastik kesitlerdeki doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin de hesabı gerekmektedir.

Artımsal analizin her adımında sistemdeki yerdeğiştirmelere ek olarak plastik şekildeğiştirmelerin de elde edilebildiği bir hesap yöntemiyle, mevcut olan viskoz akışkanlı sönümleyicilerle güçlendirilen bir yapı sisteminin, öngörülen belirli bir deprem seviyesi için, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye dayalı gerçekçi performans kriterlerini esas alan yapısal performansının belirlenmesi kolaylıkla mümkün olabilmektedir.

Şekildeğiştirmeye dayalı performansın, öngörülen belirli bir deprem düzeyi için, betonarme elemanların plastik şekildeğiştirme oluşan kesitlerinde hesaplanan beton ve donatı birim şekildeğiştirme istemlerinin hedef performans düzeyine ait sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle değerlendirilmesi, kesit bazında ve yapı genelinde daha gerçekçi bir hasar ve performans değerlendirmesine olanak sağlamaktadır.

Mevcut vapi sistemlerinin deprem performans ve güvenliklerinin değerlendirilmesinde ve deprem güvenliğinin yetersiz olması halinde viskoz sönümleyiciler kullanılarak güçlendirilen yapıların performanslarının belirlenmesinde, yapısal kapasite ve deprem istemi iki önemli parametreyi oluşturmaktadır. Mevcut veya güçlendirilmiş bir binanın yapısal kapasitesinin elde edilmesi ve buna bağlı olarak deprem performansının değerlendirilmesinde aşağıdaki adımlar uygulanmaktadır.

- Yapısal kapasitenin belirlenmesinde, sabit düşey yükler, bu yükler için öngörülen sabit bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitilir. Daha sonra, monoton olarak artan yatay yükler için doğrusal olmayan teoriye göre hesap yapılarak kapasite eğrisi elde edilir. Belirli bir deprem etkisine karşı gelen yapısal kapasite düzeyindeki iç kuvvet, yerdeğiştirme ve plastik şekildeğiştirme istemlerinden yararlanarak, ayrıntıları bu bölümün ilerleyen kısımlarında açıklanacağı şekilde, beton ve donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemleri bulunur.
- Analiz sonucunda elde edilen bu değerler, bina için öngörülen performans düzeyi için tanımlanan sınır değerler ile karşılaştırılarak sistemin öngörülen deprem etkileri altındaki performansı belirlenir.

Sisteme etkiyen düşey yüklerin belirli olması halinde, büyük ölçüde denge denklemlerine bağlı olan normal kuvvetler kolaylıkla tahmin edilebilirler. Böylece, tahmin edilen bu normal kuvvetlere bağlı olarak hesaplanan ikinci mertebe rijitlik ve yükleme matrisleri sistem hesabında kullanılabilir. Artan yatay yükler altında çubuklardaki normal kuvvetlerin değişiminin terkedilmesi halinde süperpozisyon prensibi geçerli olmakta ve her plastik kesitin meydana geldiği yük parametresinin hesabı için ardışık yaklaşım yapılmasına gerek kalmamaktadır.

Özellikle çok katlı yapılarda, değişen yatay yükler ile birlikte kolonlardaki normal kuvvetler de tahmin edilen değerlere oranla önemli miktarda değişebilmekte; fakat düşey denge denklemleri nedeniyle bir kattaki kolon normal kuvvetlerinin toplamı ve dolayısıyla, ikinci mertebe etkilerini büyük ölçüde temsil eden fiktif kat kesme kuvvetleri sabit kalmaktadır. Uygulanan artımsal analiz yönteminde, hesap sonucunda bulunan normal kuvvetlerin tahmin edilen değerlerden çok farklı olması ve bu farkın sonucu etkileyecek mertebede bulunması halinde, bu normal kuvvetlerin başlangıçta tahmin edilen değerlerden çok farklı olması durumunda bile, bunların toplamı sabit kaldığı sürece, ikinci mertebe etkilerindeki değişim terkedilebilecek mertebelerde kalmaktadır, [18,24].

Bu çalışmada uygulanan yöntem, her adımında sistemdeki plastik kesitlerin oluşumu ile bu kesitlerdeki iç kuvvet değişimlerini izleyebilmekte ve plastik şekildeğiştirmelere bağlı olarak yapı sisteminde meydana gelen *rijitlik azalımını* ve

155

sönüm artışını dikkate almak suretiyle, belirli bir deprem düzeyi için, doğrusal olmayan yerdeğiştirme isteminin elde edilmesini ve bu yerdeğiştirme istemi altında bina için öngörülen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığının kontrolünü esas almaktadır.

Her yük artımı, herhangi bir kesitteki iç kuvvet durumunun akma koşulunun belirlediği sınır duruma erişmesi halinde, diğer bir deyişle, sistemde bir plastik kesitin oluşumu ile sona ermektedir. Artan dış yükler altında plastik kesitlerdeki iç kuvvetler akma yüzeyi üzerinde kalacak şekilde değişmekte, buna karşılık iç kuvvetler doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Bir veya iki eksenli bileşik eğilme etkisindeki bir plastik kesitte oluşan plastik şekildeğiştirmeler, akma vektörünün akma yüzeyine (eğrisine) dik olması özelliği nedeniyle, *plastik şekildeğiştirme parametresi* (ϕ) olarak tanımlanan tek bir plastik şekildeğiştirme bileşine bağlı olarak ifade edilebilirler.

Artımsal yük analizinde, her plastik kesitin oluşumundan sonra o kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri ifade eden plastik şekildeğiştirme parametresinin bilinmeyen olarak alınması ve iç kuvvet durumunun akma koşulunu sağladığını ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesi öngörülmektedir. Ayrıca, akma koşullarının doğrusal bölgelerden oluşacak şekilde idealleştirilmesi suretiyle, ilave edilen denklemin doğrusal olması da sağlanabilmektedir.

Artımsal analizin bir önceki adımına ait çözümün elde edilmesi aşamasında denklem takımı indirgenmiş olduğundan, sözkonusu yük artımına ait çözüm sadece yeni bilinmeyenin ve o bilinmeyene karşı gelen yeni denklemin indirgenmesi ile elde edilebilmektedir.

İtme analizinin, sistemde henüz plastik kesitlerin oluşmadığı 1. adımındaki sistem rijitliği, yatay yüklerin artan değerlerinde sistemde her plastik kesitin oluşumuyla sürekli olarak azalmaktadır.

Her yük artımı sonundaki sistem yatay rijitlik matrisi, ilgili yük artımında elde edilen yatay yerdeğiştirmelere karşı gelen başlangıç (effektif, etkin) yatay rijitlik matrisidir. Yatay rijitlik matrisi, Gauss eliminasyon yöntemi ile, titreşim hareketine katılmayan yerdeğiştirme bileşenlerine ait rijitlik terimlerinin titreşimin sözkonusu olduğu yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelen rijitlik terimleri üzerine indirgenmesiyle elde edilmektedir. Yöntemde rijitlik azalımının dikkate alınması, her bir yük artımında, indirgenmiş etkin yatay rijitlik matrisinin plastik kesitlerin etkisini de içerecek şekilde elde edilmesini gerekli kılmaktadır. k sayılı adıma ait indirgenmiş etkin yatay rijitlik matrisinin elde edilmesinde

a) (k-1) adımındaki indirgenmiş etkin yatay rijitlik matrisinden

b) denklem takımına ilave edilmesi öngörülen plastik kesitin etkisini içeren denklemdeki rijitlik terimlerinin, titreşimin sözkonusu olduğu yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelen rijitlik terimleri üzerine indirgenmesi ile elde edilecek olan, k. adımdaki indirgenmiş teğet rijitlik matrisinden

yararlanılmaktadır.

Artımsal yük analizinin ilerleyen adımlarında, plastik kesitlerin etkisini içerecek şekilde belirlenen, sözkonusu yük artımına ait indirgenmiş teğet rijitlik matrisi sadece yeni oluşan bilinmeyene ait yeni denklemin titreşim hareketi doğrultusundaki rijitlik terimleri üzerine indirgenmesi ile elde edilebilmektedir.

Yapının k. yük artımı sonunda sahip olduğu sönüm

- a) histeretik (çevrimsel) sönüm, $\xi_h^{(k)}$
- b) yapı içindeki viskoz sönümleyicilerden kaynaklanan ek sönüm, $(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$

den oluşmaktadır.

Yapının, tersinir yükler altında elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisine ait çevrimsel davranış eğrisinin altında kalan alan histeretik sönümü ifade etmektedir. Geliştirilen yöntemde, yükler tek yönlü olarak sisteme etkitilmekte ve yüklerin monotonik olarak artan değerlerinde, sistemde plastik kesitlerin oluşumuna karşı gelen her bir nokta, sistemin tersinir yükler altındaki çevrimsel davranışının zarf eğrisine ait bir noktayı temsil etmektedir. Yapının k. yük artımı sonunda sahip olduğu $\xi_h^{(k)}$ histeretik (çevrimsel) sönüm, kapasite eğrisinin altında kalan alana bağlı olarak ifade edilmektedir.

Viskoz sönümleyiciler ile güçlendirilen bir yapıda, k. yük artımı sonunda, 1. titreşim moduna ait $(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$ ek modal sönüm oranı, viskoz sönümleyicilerde sönümlenen $(E_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$ enerji miktarları toplamının sistemin k. itme adımındaki $(E_{S,1})^{(k)}$ şekildeğiştirme enerjisine oranıyla elde edilir. Artımsal analiz yöntemiyle yapının öngörülen belirli bir deprem etkisi altındaki performansının belirlenerek doğrusal olmayan yerdeğiştirme isteminin elde edilmesinde, diğer bir deyişle yapının performans noktasının belirlenmesinde, her yük artımı sonunda elde edilen yapısal kapasite değerleri ile depremin yapıdan isteminin aynı koordinat sisteminde karşılaştırılması öngörülmektedir. Yapısal kapasite ile deprem isteminin kesiştiği noktada dinamik denge sağlanmakta ve bu nokta yapının performans noktasına karşı gelmektedir.

Yapısal kapasite ile deprem isteminin karşılaştırılması iki farklı yaklaşımla gerçekleştirilebilir.

Deprem yönetmeliklerinde %5 lik sönüm oranı ile tanımlanan, elastik davranışa ait ivme spektrumu eğrileri, farklı periyotlardaki tek serbestlik dereceli doğrusal sistemlerin farklı zeminlerdeki birçok deprem yer hareketi altındaki çözümü sonucunda elde edilen ivme spektrumu eğrilerinin ortalamasına karşı gelmektedir. Herbir zemin grubu için elde edilmiş olan ortalama elastik davranış ivme spektrumu eğrileri toplam üç bölgesi ile tanımlanmaktadır. İvme spektrumu eğrilerinin 1. bölgesinde spektral ivmenin doğrusal olarak arttığı, 2. bölgesinde ivmenin sabit kaldığı ve 3. bölgesinde ise ivmenin doğrusal olmayan bir değişimle azaldığı gözönünde bulundurulmaktadır, Şekil 4.5. Ülkemizin ve diğer birçok ülkenin deprem yönetmeliklerinde tanımlanmış olan bu ivme spektrumu eğrileri, belirli bir zemin sınıfı ve deprem bölgesindeki binalara etkimesi olası yatay deprem kuvvetlerinin hesabında kullanılmaktadır.

Öngörülen belirli bir deprem etki düzeyine karşı gelecek şekilde seçilen ve ilgili deprem yönetmeliklerinde %5 lik sönüm oranı için verilen, $[T; S_a \rightarrow PS_a]_{\xi=0.05}$ koordinat eksen takımı ile tanımlı olan elastik davranış spektrum eğrisi, *k*. yük artımı (itme adımı) sonunda sistemde oluşan plastik şekildeğiştirmelerin etkisiyle meydana gelen $\xi_h^{(k)}$ histeretik (çevrimsel) sönüm ve/veya viskoz akışkanlı sönümleyicilerden kaynaklanan $(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$ ek sönüm ile hesaplanan $\xi_T^{(k)}$ toplam sönüm oranının kullanıldığı SRA, SRV yarı ampirik ivme spektrumu indirgeme katsayılarıyla indirgenerek, *k*. yük artımı için $\xi_T^{(k)}$ toplam sönümüne karşı gelen, doğrusal olmayan indirgenmiş talep spektrumu elde edilmektedir, Şekil 4.5, [43].



Şekil 4.5 : SRA, SRV Spektrum indirgeme katsayıları ile %5 lik talep (istem) spektrumunun indirgenmesi ve $[S_d; S_a \rightarrow PS_a]$ koordinat eksenlerine dönüşümü.

 $[T; S_a^{(ind)} \rightarrow PS_a^{(ind)}]_{\xi = \xi_T^{(k)}}$ koordinat eksenleriyle tanımlı indirgenmiş talep spektrumu

$$S_d^{(ind)}(\xi_T^{(k)}, T) \cong \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times PS_a^{(ind)}(\xi_T^{(k)}, T)$$
(4.1)

yaklaşık ifadesi uygulanarak $[S_a^{(ind)}; S_a^{(ind)} \rightarrow PS_a^{(ind)}]_{\xi = \xi_T^{(k)}, T}$ eksen takımına dönüştürülür. (4.1) bağıntısı ile ve Şekil 4.5 te verilmiş olan S_a spektral ivme değerleri pseudo (sözde) ivme (PS_a) değerleridir. Bu ifadelerdeki '*ind*' üst indisi ise indirgenmiş değerleri ifade etmek için kullanılmaktadır. İndirgenmiş talep spektrumunun her noktası, $\xi_T^{(k)}$ sönüm oranına sahip olan, farklı periyodlardaki tek serbestlik dereceli sistemler için depremin istemini ifade etmektedir. Bu noktalar '*talep(istem) noktaları*' olarak tanımlanacaktır.

k. yük artımı için elde edilen ve $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)} \rightarrow PS_a^{(ind)}]_{\xi = \xi_T^{(k)}}$ koordinat eksenleriyle tanımlı olan indirgenmiş talep spektrumunun, yapının *k*. yük artımı sonunda elde

edilen $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T = T_{eff,1}^{(k)})}$ modal kapasite değeri ile kesişip kesişmediği kontrol edilerek performans noktası (doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemi) araştırılmaktadır, Şekil 4.6. $T_{eff,1}^{(k)}$ sistem üzerindeki plastik kesitlerin etkisini içerecek şekilde elde edilen effektif rijitlik matrisi ve sistemin kütle matrisi kullanılarak yapılacak serbest titreşim analizi ile hesaplanan, yapının 1. titreşim moduna karşı gelen effektif (etkin) periyodunu ifade etmektedir.

Sistemin k. yük artımına karşı gelen $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T = T_{eff,1}^{(k)})}$ modal kapasite büyüklüğü, ilgili deprem doğrultusu için yapıda meydana gelen $V_{T,k}$ taban kesme kuvveti ve $\delta_{T,k}$ tepe yerdeğiştirmesi değerleri, bu yük artımı için yapılacak serbest titreşim analizi ile elde edilecek olan 1. titreşim moduna ait $\Gamma_1^{(k)}$ modal katılım ve $\alpha_1^{(k)}$ kütle katılım çarpanları yardımıyla elde edilmektedir.



Şekil 4.6 : İndirgenmiş talep spektrumu ile modal kapasite eğrilerinin $[S_a; S_d]$ koordinat eksenlerinde karşılaştırılmasıyla performans noktasının araştırılması (1. yaklaşım).

2) Tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemin deprem etkileri altındaki davranışı

$$u(t) + 2\xi\omega u(t) + \omega^2 u(t) = -a_g(t)$$
 (4.2)

hareket (dinamik denge) denklemi ile ifade edilir. (4.2) ifadesinde *t* anına ait toplam ivme değeri

$$\begin{pmatrix} \Box \\ u(t) + a_g(t) \end{pmatrix} = -2\xi\omega u(t) - \omega^2 u(t)$$
(4.3)

şeklindedir. (4.2) denkleminin çözümünden elde edilecek mutlak toplam ivme ve yerdeğiştirme değerlerinin maksimumları, sırasıyla $S_a(\xi,T)$ ve $S_d(\xi,T)$ ile tanımlanmaktadır. Teorik olarak, $\xi = \%0$ sönüm oranı için, (4.3) ifadesinde spektral yerdeğiştirmeler ile spektral ivmeler arasında

$$S_{a}(\xi = 0, T) = \omega^{2} \left| (u(t)) \right|_{maks} = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^{2} \times S_{d}(\xi = 0, T)$$
(4.4)

eşitliği mevcuttur.

 $\xi = \%5$ sönüm oranı için, $[S_a]_{\xi=0.05}$ ve $[S_d]_{\xi=0.05}$ büyüklükleri arasında, yaklaşık olarak

$$S_a(\xi = 0.05, T) \cong \left\| \left(2\xi \omega u(t) + \omega^2 u(t) \right) \right\|_{maks} \cong \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \times S_d(\xi = 0.05, T)$$
(4.5)

bağıntısı olduğu kabul edilmektedir. Bu durumda spektral ivme değeri S_a , PS_a pseudo (sözde) ivme olarak tanımlanır.

Yüksek sönüm oranlarında $[S_a]_{\xi>\%5}$ spektral ivme değerleri ile $[S_d]_{\xi>\%5}$ spektral yerdeğiştirmeler arasındaki eşitlik, (4.6) bağıntısından görüldüğü gibi,

$$S_a(\xi > 0.05, T) = \left\| \left(2\xi \omega u(t) + \omega^2 u(t) \right) \right\|_{maks} \neq \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \times S_d(\xi > 0.05, T)$$
(4.6)

sönüm oranlarının artan değerleri için geçerliliğini yitirmektedir. Buna göre, artımsal yük analizinin *k*. itme adımında sistemde oluşan plastik şekildeğiştirmelerin etkisiyle meydana gelen $\xi_h^{(k)}$ histeretik (çevrimsel) sönüm oranı ve/veya sistem içindeki doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerden kaynaklanan $(\xi_{D,l}^{l-vd})^{(k)}$ ek sönüm oranlarının toplamı $\xi_T^{(k)}$ toplam sönüm oranına karşı gelmektedir. $\xi_T^{(k)}$ toplam sönüm oranına sahip olan farklı *T* periyodlarındaki tek serbestlik dereceli sistemlerin belirli bir deprem etkisi altında (4.2) hareket denklemi yardımıyla zaman tanım alanındaki sayısal çözümlerinden $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T)}$ koordinat eksenlerinde ifade edilen talep spektrumu eğrisi, doğrudan doğruya ve daha gerçekçi olarak elde edilmektedir.

k. itme analizi sonunda $\xi_T^{(k)}$ toplam sönüm oranı için elde edilen talep spektrumu eğrisi üzerindeki noktalar *'talep noktaları'* olarak tanımlanır. *k*. itme adımı için $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{off}^{(k)})}$ talep noktası

a) sistemdeki toplam sönüm oranı, $\xi \rightarrow \xi_T^{(k)}$

b) sistem üzerindeki plastik kesitlerin etkisini içerecek şekilde elde edilen effektif rijitlik matrisi ve sistemin kütle matrisiyle yapılacak serbest titreşim analizi ile hesaplanan yapının 1. titreşim moduna karşı gelen effektif (etkin) periyot, $T \rightarrow T_{eff,1}^{(k)} \rightarrow \omega_{eff,1}^{(k)}$

davranış parametrelerine sahip olan ve hareketi

$$\overset{\bullet}{d(t)} + 2\left(\xi_T^{(k)}\right) \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right)^{\Box} d(t) + \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right)^2 d(t) = -a_g(t)$$
(4.7)

denklemiyle tanımlanan eşdeğer tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemin, öngörülen deprem etkisi altında zaman tanım alanındaki sayısal integrasyonu ile çözümünden elde edilmektedir.

k. yük artımı için elde edilen $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{eff,1}^{(k)})}$ talep noktasının yapının bu yük artımı sonunda elde edilen $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T = T_{eff,1}^{(k)})}$ modal kapasite değeriyle kesişip kesişmediği kontrol edilerek performans noktası (doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemi) araştırılır, Şekil 4.7. Sistemin k. yük artımına karşı gelen $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T = T_{eff,1}^{(k)})}$ modal kapasite büyüklükleri, ilgili deprem doğrultusu için yapıda meydana gelen $V_{T,k}$ taban kesme kuvveti ve $\delta_{T,k}$ tepe yerdeğiştirmesi değerleri, bu yük artımı için yapılacak serbest titreşim analizi ile elde edilecek olan 1. titreşim moduna ait $\Gamma_1^{(k)}$ modal katılım ve $\alpha_1^{(k)}$ kütle katılım çarpanları yardımıyla elde edilmektedir.

Öngörülen belirli bir deprem etkisi için

- yeni inşa edilecek betonarme binalarda, doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanılarak daha yüksek performans hedeflerinin elde edilmesi
- mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi ve deprem güvenliğinin yetersiz olduğu binalarda, yüksek sönümleme özelliği olan doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılarak yapı sisteminin güçlendirmesi

için uygulanmak üzere, bu çalışmada yukarıda (2) şıkkında verilmiş olan yaklaşım esas alınmıştır.



Şekil 4.7 : İndirgenmiş talep spektrumu ile modal kapasite eğrilerinin $[S_a; S_d]$ koordinat eksenlerinde karşılaştırılmasıyla performans noktasının araştırılması (2.yaklaşım).

(4.7) ifadesiyle verilmiş olan hareket denkleminin zaman tanım alanındaki integrasyonu için a_g deprem ivme kaydının tanımlanması gerekmektedir. Deprem yer hareketlerinin seçilmesinde, deprem yönetmeliklerinde binalara gelebilecek yatay deprem yüklerinin hesabında kullanılan ve farklı zemin sınıfi ve deprem bölgeleri için tanımlanmış olan, %5 lik sönüm oranına sahip elastik davranışa ait ivme spektrumlarına uyumlu kayıtların kullanılması esas alınmaktadır, Şekil 4.8.



Şekil 4.8 : %5 lik ivme spektrumu ile uyumlu deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesi.

Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında, zaman tanım alanında ölçekleme yöntemi kullanılarak, öngörülen belirli bir deprem etki seviyesini temsilen seçilmiş olan elastik davranış ivme spektrumuyla, belirli bir ölçekleme aralığı içinde en iyi uyumu sağlayacak şekilde eşleşebilen ve Türk Deprem Yönetmeliği'nde (DBYBHY, 2007) [2] tanımlanan uyum kriterlerini de en iyi sağlayan belirli sayıda deprem kaydının seçilmesi esas alınmıştır. Şekil 4.8'de ifade edildiği gibi ölçeklemede T_1 ölçeklemenin başlangıç periyodu, T_2 ise ölçeklemenin bitiş periyodu olarak

tanımlanmıştır. Bu amaca yönelik olmak üzere, toplam yedi adet yapay deprem kaydı üretilerek yöntemin sayısal uygulamasında kullanılmakta ve elde edilen istem büyüklüklerinin ortalaması çözümde esas alınmaktadır. Deprem kayıtlarının belirlenmesi ve ölçeklendirilmesi yöntemin adımları bölümünde ayrıntılı olarak bahsedilmektedir.

Homojen malzemeden yapılmış sistemlerden farklı olarak, betonarme yapı sistemlerinde enkesitlerin eğilme rijitlikleri enkesit geometrisine, enkesitteki donatı miktarına, donatı yerleşim düzenine, normal kuvvetin değerine, geometrisi ve donatı yerleşimi bakımından simetrik olmayan kesitlerde ise, ayrıca eğilme momentinin yönüne bağlı olarak değişmektedir. Bu çalışmada, betonarme kesitlerin eğilme ic kuvvet-sekildeğistirme bağıntılarından rijitlikleri gercek vararlanılarak hesaplanmakta ve böylece, yeterli bir yaklaşımla kesitin gerçek davranışı temsil edilebilmektedir. Eğilme rijitliklerini etkileyen bazı büyüklüklerin hesabın başlangıcında bilinmemesi nedeniyle bir ardışık yaklaşım yöntemi uygulanması gerekir. Ardışık yaklaşımın ilk adımında, düşey yüklerden oluşan normal kuvvetler ve eğilme momentleri esas alınarak, kesitlerin eğilme rijitlikleri tahmin edilir. Hesap sonucunda bulunan büyüklüklere bağlı olarak yeniden hesaplanan eğilme rjitliklerinin tahmin edilen değerlerden farklı olması ve bu farkın sonucu etkileyecek mertebede bulunması halinde yeni eğilme rijitlikleri için hesap tekrarlanır.

Betonarme yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki performansı plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirmelere veya bunlardan yararlanarak hesaplanan, beton ve donatı çeliğindeki birim boy değişmelerine bağlı olarak belirlenmektedir.

Gerek mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesinde, gerekse deprem güvenliği yetersiz olan bir yapıda, seçilen güçlendirme yönteminin yapısal performansa katkısı bakımından yeterliliğinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen artımsal analiz yönteminde, düğüm noktalarının doğrusal ve açısal yerdeğiştirmelerinin yanında, plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirmeler (plastik mafsal dönmeleri) bilinmeyen olarak alındıklarından, yapı sisteminin deprem performansının belirlenmesi için bu büyüklüklerin ayrıca hesabına gerek kalmamaktadır.

165

4.3 Yöntemin Adımları

Doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyiciler içeren betonarme yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesinde yapısal kapasite ve deprem istemi önemli iki parametreyi oluşturmaktadır. İstem (talep) yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir.

Deprem etkileri altında yapısal performansın belirlenmesinde, artımsal analiz yaklaşımına dayalı yöntemin uygulanmasına ilişkin adımlar ve bu adımlara ait matematik formülasyon, viskoz akışkanlı sönümleyicileri de içerecek şekilde aşağıda açıklanmıştır.

4.3.1 Yapısal kapasitenin (statik itme eğrisi) elde edilmesi

Yapısal kapasite, yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların dayanım ve şekildeğiştirme kapasitelerinin bir birleşimi olarak ifade edilir.

Koordinatları 'tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti' olarak ifade edilen statik itme eğrisi, yapı sisteminin sabit düşey yükler altındaki analizi sonrasında, orantılı olarak adım adım artırılan yatay deprem yüklerinin etkisi altında malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre yapılan analizle elde edilmektedir. Tepe yerdeğiştirmesi olarak, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, gözönüne alınan ilgili doğrultu için hesaplanmış olan yatay yerdeğiştirme değeri esas alınır. Taban kesme kuvveti ise ilgili doğrultuda ve her kat seviyesinde sisteme etkiyen yatay yüklerin toplamıdır. Yöntemin 1. modun etkin olduğu yapı sistemlerinde uygulanacak olması nedeniyle, sistemdeki yatay yükler 1. mod esas alınarak hesaplanmış olan eşdeğer statik deprem yüklerinden oluşmaktadır.

Artımsal yük analizi yönteminin her adımı taşıyıcı sistem elemanlarından herhangi birinde bir plastik kesitin oluşumuyla sona ermektedir. Plastik kesit oluşumu, kesitteki iç kuvvetlerin ilgili kesit için tanımlanan akma koşullarının belirlediği sınır duruma erişerek kesitin taşıma gücünün sona ermesiyle meydana gelmektedir. Artımsal analizin her adımı sonunda, sisteme ait düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri, plastik şekildeğiştirmeler ve taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetler elde edilmektedir. Dolayısıyla, kapasite eğrisi elde edilirken, yapının zayıf (yetersiz olan) elemanları, olası bölgesel veya toptan göçme mekanizmaları belirlenebilmekte, ayrıca belirli bir deprem etkisi altında yapıdan beklenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediğinin kontrol edilmesi mümkün olabilmektedir. Deprem etkisi ve yapısal performansın belirlenmesi ile ilgili ayrıntılar bu bölümün ilerleyen kısımlarında verilmektedir.

4.3.1.1 Akma koşulu ve akma vektörünün incelenmesi

Yeterli düzeyde sünekliğe sahip olan yapı sistemlerinde, bir kesitteki iç kuvvetler artarak akma koşulunun belirlediği sınır duruma erişince kesitin taşıma gücü sona erer ve iç kuvvetler doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelir. Betonarme uzay çubuk sistemlerde *akma koşulu* genel olarak altı tane iç kuvvet bileşeni cinsinden

$$K(M_{x}, M_{z}, M_{y}, N, T_{x}, T_{z}) = 0$$
 (4.8)

şeklinde ifade edilebilir. Bu bağıntıda M_x ve M_z sırasıyla çubuk elemanın x ve z eksenleri etrafındaki eğilme momentlerini, M_y burulma momentini, N normal kuvveti, T_x ve T_z kesme kuvvetlerini, $K(M_x, M_z, M_y, N, T_x, T_z)$ ise malzeme karakteristikleri ile enkesit ve donatı özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan bir fonksiyonu göstermektedir.

Bu çalışmada akma koşulunun eğilme momentlerine ve normal kuvvete bağlı olduğu gözönünde tutulmakta; kesme kuvvetlerinin ve burulma momentinin akma koşuluna etkisi terkedilmektedir. Bu varsayım altında (4.8) bağıntısı

$$K(M_x, M_z, N) = 0 \tag{4.9}$$

şeklini alır.

Bileşik eğik eğilme etkisindeki kesitlerde, (4.9) bağıntısı ile verilen akma koşulundaki iç kuvvetlerden birinin terkedilebilir mertebede veya sıfır olması halinde akma koşulu geriye kalan diğer iç kuvvetlere bağlı olarak ifade edilir. Örneğin, M_z eğilme momentinin sıfır olduğu veya terkedilebildiği plastik kesitlerdeki akma koşulu

$$K(M_x, N) = 0 \tag{4.9a}$$

şeklindedir. Benzer şekilde M_z eğilme momenti ile N normal kuvvetinin sıfır veya terkedilebilir düzeyde olduğu plastik kesitler (plastik mafsallar) için

$$K(M_x) = M_x - M_{L_2} = 0 (4.9b)$$

akma koşulu yazılabilir. Burada M_{L_2} , x ekseni etrafinda kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve plastik moment adını alır. Bilindiği gibi, geleneksel plastik mafsal hipotezinde, M_x eğilme momentinin $M_{L_2} = M_p$ plastik momentine eşit olduğu kesitler plastik mafsal olarak tanımlanmaktadır.

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesitlerde toplandığı ve bu kesitler dışında sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayıldığından, (4.9) akma koşulunun belirlediği akma yüzeyi içindeki bir iç kuvvet durumu için şekildeğiştirmeler doğrusal-elastiktir. İç kuvvet durumunun akma yüzeyi üzerinde bulunması halinde kesit plastikleşmekte ve iç kuvvet doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler oluşmaktadır.

Artan dış yüklere bağlı olarak, bir plastik kesitteki iç kuvvet durumu akma yüzeyi üzerinde hareket edebilir veya akma yüzeyinin içine doğru yönelebilir; ancak akma yüzeyinin dışına çıkamaz.

Değişen dış etkiler altında, iç kuvvet durumundaki sonlu değişim ΔK potansiyel fonksiyonuyla ifade edilir. İç kuvvet durumunun akma yüzeyi üzerinde kalma özelliği

$$\Delta K = \frac{\partial K}{\partial M_x} \Delta M_x + \frac{\partial K}{\partial M_z} \Delta M_z + \frac{\partial K}{\partial N} \Delta N = 0$$
(4.10)

bağıntısı ile ifade edilir. Burada, $\frac{\partial K}{\partial M_x}, \frac{\partial K}{\partial M_z}, \frac{\partial K}{\partial N}$ akma yüzeyinin doğrultu kosinüsleridir. $\Delta M_x, \Delta M_z, \Delta N$ terimleri ise, bir plastik kesitin oluşumundan sonra, sözkonusu kesitte meydana gelen sonlu iç kuvvet değisimlerini göstermektedir.

Bileşik eğik eğilme durumunda, plastik kesitlerde toplandığı varsayılan plastik şekildeğiştirmeler $\vec{d}(\phi_x, \phi_z, \Delta)$ akma vektörü ile tanımlanır. Akma vetörünün ϕ_x, ϕ_z ve Δ bileşenleri sırasıyla M_x, M_z eğilme momentleri ve N normal kuvveti doğrultularındaki sonlu plastik şekildeğiştirmeleri göstermektedir, Şekil 4.9.

İdeal-elastoplastik malzemeden yapılmış homojen kesitlerde \vec{d} akma vektörünün akma yüzeyine dik olduğu bilinmektedir, [16]. Buna karşılık, bir ve iki eksenli

bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, diklik özelliği bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak geçerli sayılabilir, [26].

Akma vektörünün akma yüzeyine dik olduğunun gözönünde tutulması halinde, iç kuvvetler doğrultularındaki plastik şekildeğiştirme bileşenleri

$$\phi_x = \phi \frac{\partial K}{\partial M_x}$$
, $\phi_z = \phi \frac{\partial K}{\partial M_z} \dots \Delta = \phi \frac{\partial K}{\partial N}$ (4.11)

şeklinde tek bir ϕ plastik şekildeğiştirme parametresine bağlı olarak ifade edilebilirler.



Şekil 4.9 : Akma koşuluna ait iç kuvvet durumları, akma yüzeyi ve akma vektörü bileşenleri.

Bu çalışmada, bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde (4.9) bağıntısı ile tanımlanan akma yüzeyinin düzlem parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmesi öngörülmektedir. Buna göre, akma koşulu için

$$K(M_{x}, M_{z}, N) \cong A_{1}M_{x} + A_{2}M_{z} + A_{3}N + B = 0$$
(4.12)

doğrusal bağıntısı yazılabilir. Burada A_1, A_2, A_3 ve B malzeme karakteristiklerine, enkesit özelliklerine, boyuna donatının miktarına ve yerleşim düzenine göre belirlenen katsayıları ve sabiti göstermektedir.

Doğrusallaştırılmış akma koşulu için, iç kuvvetler doğrultularında oluşan ϕ_x, ϕ_z, Δ plastik şekildeğiştirme bileşenleri

$$\phi_x = \phi \times \frac{\partial K}{\partial M_x} = \phi A_1$$
, $\phi_z = \phi \times \frac{\partial K}{\partial M_z} = \phi A_2$, $\Delta = \phi \times \frac{\partial K}{\partial N} = \phi A_3$ (4.11a)

şeklinde ifade edilir. Akma vektörünün $|\vec{d}| = 1$ olacak şekilde normalleştirilmesi halinde, bu vektörün bileşenlerini tanımlayan a_1, a_2, a_3 katsayıları için

$$a_{1} = \frac{A_{1}}{\sqrt{A_{1}^{2} + A_{2}^{2} + A_{3}^{2}}} , \ a_{2} = \frac{A_{2}}{\sqrt{A_{1}^{2} + A_{2}^{2} + A_{3}^{2}}} , \ a_{3} = \frac{A_{3}}{\sqrt{A_{1}^{2} + A_{2}^{2} + A_{3}^{2}}}$$
(4.13)

elde edilir. Bu durumda, (4.12) akma koşulu

$$b = \frac{B}{\sqrt{A_1^2 + A_2^2 + A_3^2}} \tag{4.14}$$

olmak üzere

$$K(M_x, M_z, N) \cong a_1 M_x + a_2 M_z + a_3 N + b = 0$$
 (4.12a)

şeklini alır, Şekil 4.10. (4.12a) bağıntısı ile verilen doğrusallaştırılmış akma koşulu için, bileşik eğik eğilme, bir eksenli bileşik eğilme ve basit eğilme durumlarına ait akma vektörü bileşenleri, sırasıyla

$$\phi_x = \phi a_1 \qquad , \qquad \phi_z = \phi a_2 \qquad , \qquad \Delta = \phi a_3 \qquad (4.15)$$

$$\phi_x = \phi a_1 \qquad , \qquad \phi_z = 0 \qquad , \qquad \Delta = \phi a_3 \qquad (4.15a)$$

$$\phi_x = \phi a_1$$
 , $\phi_z = 0$, $\Delta = 0$ (4.15b)

değerlerini almaktadır.



Şekil 4.10 : Düzlem parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmiş akma yüzeyi ve akma vektörü bileşenleri.

4.3.1.2 Denklem takımının oluşturulması

Mevcut binaların ve viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılmasıyla güçlendirilen yapıların yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı olarak performanslarının belirlenmesi için, yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışının gözönüne alınması gerekmektedir. Bölüm 4.1 de ifade edildiği gibi, yapı sistemindeki doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılmaktadır. Bu nedenle, yapısal kapasitenin elde edilmesi aşamasında yapı sisteminin doğrusal-elastik sınır ötesindeki gerçek davranışının belirlenmesi için, plastik kesitlerin etkisini içeren sistemin hesabı gerekmektedir.

Bu çalışmada, yapı sistemlerinin hesabı için Matris Yerdeğiştirme Yönteminden yararlanılmaktadır, [14,15,156]. Aşağıdaki bölümlerde, ilk olarak Matris Yerdeğiştirme Yönteminin bazı temel tanımları gözden geçirilecek, daha sonra geliştirilen algoritma kapsamında, önerilen yöntemin matematik formülasyonu açıklanacaktır.

Çubuk eksen takımı, uç kuvvetleri ve uç yerdeğiştirmeleri / hızları

Bir uzay çubuk sistemin *ij* nolu çubuğuna ve yapısal performansın arttırılması amacıyla sisteme ilave edilmesi öngörülen *isjs* nolu viskoz sönümleyici çubuk elemana ait *x,y,z çubuk eksen takımı*' ndaki uç kuvvetleri ve uç yerdeğiştirmeleri/uç noktası hız bileşenleri ile bu büyüklüklerin pozitif yönleri Şekil 4.11 de gösterilmiştir. Buna göre, *ij* nolu çubuk elemanlar için uç kuvvetleri $P_1,...,P_{12}$ ve uç yerdeğiştirmeleri $D_1,...,D_{12}$ ile ifade edilmiştir. *isjs* viskoz sönümleyici eleman iki ucu mafsallı olarak düşünüldüğünde, uç kuvvetleri P_1,P_2,P_3,P_7,P_8,P_9 , uç yerdeğiştirme ve hızları ise $D_1,..,D_3,D_7,..,D_9,D_1,..,D_3,D_7,..,D_9$ şeklinde tanımlanmıştır.

Düğüm noktalarındaki uç kuvvetleri ve uç yerdeğiştirmelerini ortak bir eksen takımına göre ifade ederek sisteme ait denklem takımını oluşturabilmek amacıyla *sistem eksen takımı*'ndan yararlanılır. Şekil 4.11 de, *(i)* düğüm noktasına ait **X**,**Y**,**Z** sistem eksen takımı ile bu eksen takımındaki uç kuvvetleri, yükler ve yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri verilmiştir.

Çubuk rijitlik matrislerinin sistem eksen takımına dönüştürülmesi

Uzay çubuk sistemlerde, çubuk eksen takımındaki [K] rijitlik matrisi

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ii} & \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ij} \\ \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ji} & \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jj} \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$
(4.16)

şeklinde, 6×6 boyutundaki $[K]_{ii}$, $[K]_{ij}$, $[K]_{ji}$, $[K]_{jj}$ dört alt matristen meydana gelir. Bu alt matrislerin birinci ve ikinci mertebe teorilerine ait elemanları **Ek A** da verilmiştir.

Çubuk eksen takımındaki rijitlik matrisleri

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ixix} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ii} \begin{bmatrix} T \end{bmatrix} \qquad \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ixjx} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ij} \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jxix} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ji} \begin{bmatrix} T \end{bmatrix} \dots \dots \dots \dots \dots \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jxjx} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jj} \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}$$
(4.17)



Şekil 4.11 : (a) Düğüm noktası yükleri ve yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri (b) Çubuk eksen takımı, uç kuvvetleri ve uç yerdeğiştirmelerinin pozitif yönleri (c) Viskoz akışkanlı sönümleyici diyagonal elemanın uç kuvvetleri, uç yerdeğiştirmeleri ve hızlarının pozitif yönleri.

bağıntıları yardımıyla sistem eksen takımına dönüştürülürler. Bu bağıntılarda, [T] dönüştürme matrisi adını almaktadır ve **Ek A** da tanımlanmıştır.

Sönümleyici çubuk eleman, diyagonal bir çubuk eleman ile viskoz sönümleyici elemandan oluşmaktadır. Bölüm 4.1 de ifade edildiği gibi, birinci doğal titreşim periyodunun 0.25 sn den daha büyük olduğu ve diyagonal çubuk elemanın yeterince rijit olarak boyutlandırıldığı durumda, birbirlerine seri olarak bağlı olan diyagonal çubuk eleman ve viskoz akışkanlı sönümleyici elemanın birbirleriyle olan etkileşiminin eşdeğer rijitliği sıfır olmaktadır. Buna göre *isjs* nolu viskoz akışkanlı sönümleyici çubuk elemanın çubuk eksen takımındaki rijitliği $[K_d]_{is,is} = [0]$ dır.

Sönümleyici çubuk elemandaki sönümleme etkisi tümüyle doğrusal viskoz sönümleyici elemanın ekseni doğrultusundaki rölatif hareketle oluşmaktadır. Sönümleyicinin sönüm etkisi, yapısal performansın belirlenmesi bölümü içerisinde deprem talebinin azaltılmasında dikkate alınmaktadır.

Artımsal analiz yönteminin matematik formülasyonu

Geliştirilen algoritma kapsamında kullanılan artımsal analiz yönteminde, üzerinde *m* sayıda plastik kesit bulunan bir yapı sisteminin $\Delta P = 1$ yük artımı için hesabında Matris Yerdeğiştirme Yönteminden yararlanılmaktadır. Bu yöntemde, plastik kesitleri gözönüne almak üzere gerekli değişiklikler yapıldığında, bilinmeyenler

a) düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri $\begin{bmatrix} d \end{bmatrix}_x^T = \begin{bmatrix} D_{1x}, \dots, D_{6nx} \end{bmatrix}$

b) plastik kesitlerdeki doğrusal olmayan eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerini temsil eden, *m* adet ϕ_k plastik şekildeğiştirme parametresi $[\phi]^T = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_m]$

olmak üzere iki grupta toplanmaktadır.

Bu bilinmeyenleri tayin etmek için kullanılan denklemler de

a) düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri doğrultularında yazılan moment ve izdüşüm denge denklemleri

b) plastik kesitlerdeki iç kuvvet durumlarının akma koşullarını sağladığını ifade eden, *m* sayıdaki akma koşulu denklemleri olmak üzere iki grupta toplanabilirler.

Denge denklemleri

Düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri doğrultularında yazılan moment ve izdüşüm denge denklemlerinin sistem eksen takımındaki matris gösterilimi

$$\left[S_{dd} + \Delta S_d\right] \left[d\right] + \left[S_{d\phi}\right] \left[\phi\right] + \left[P_0\right] = \left[q\right]$$
(4.18)

şeklindedir.

Bu denklemlerdeki matrislerin tanımları ve nasıl elde edilecekleri aşağıda açıklanmıştır.

 $[S_{dd}]$: üzerinde plastik kesitler bulunmayan sistemin rijitlik matrisidir. n adet düğüm noktası içeren bir uzay çubuk sistemde $[S_{dd}]$ matrisi $6n \times 6n$ boyutundadır. Doğrusal

elastik malzemeden yapılmış sistemlerde, Betti Karşıtlık Teoremi uyarınca $[S_{dd}]$ matrisi esas köşegenine göre simetriktir. Bu matrisin $(S_{dd})_{\alpha\beta}$ sayılı elemanı, dış yükler ve diğer yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, β sayılı yerdeğiştirme bileşeninin birim değerinden dolayı α sayılı yerdeğiştirme bileşeni doğrultusunda oluşan uç kuvvetleri toplamını göstermektedir.

 $[S_{dd}]$ matrisi, sistemi oluşturan çubukların sistem eksen takımındaki $[K]_{ixix}, [K]_{ixjx}, [K]_{jxix}, [K]_{jxjx}$ alt matrislerinin ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen alt matrislerin toplanması suretiyle elde edilir, Şekil 4.12.



Şekil 4.12 : (a) $[S_{dd}]$ Sistem rijitlik matrisinin elde edilmesi (b) $[P_0]$ Uç Kuvvetleri matrisinin elde edilmesi (c) [q] Düğüm noktası yükleri matrisinin elde edilmesi.

 $[\Delta S_d]$: sistem içindeki doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyici elemanların rijitlik özelliğinin sözkonusu olduğu durum için, sistemin ek rijitlik matrisini ifade etmektedir. Bu matris, sönümleyici çubuk elemanlara ait, sistem eksen takımındaki $[K_d]_{isx,isx}$, $[K_d]_{isx,jsx}$, $[K_d]_{jsx,isx}$, $[K_d]_{jsx,jsx}$ alt matrislerinin ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen alt matrislerin toplanması suretiyle elde edilir. Bu çalışma kapsamında, doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyici elemanların sistem rijitliğine olan katkılarının sıfır olması nedeniyle $[\Delta S_d] = 0$ olmaktadır. $[S_{d\phi}]$: plastik kesitlerdeki birim plastik şekildeğiştirmelerin denge denklemlerine etkisini ifade eden bir matristir. Üzerinde *m* sayıda plastik kesit bulunan *n* düğüm noktalı bir uzay çubuk sistemde, bu matrisin boyutu $6n \times m$ dir. $[S_{d\phi}]$ matrisinin *k* sayılı kolonu, *k* sayılı plastik kesitteki plastik şekildeğiştirme parametresinin $\phi_k = 1$ değeri için, diğer plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirme parametreleri ve düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, düğüm noktalarına etkiyen uç kuvvetlerinden oluşmaktadır.

 $[S_{d\phi}]$ matrisinin k sayılı kolonunun elde edilmesi için, önce, üzerinde k sayılı plastik kesit bulunan *ij* çubuğunun **Ek B** de verilen $[P_{\phi k}]_i$ ve $[P_{\phi k}]_j$ uç kuvvetleri matrisleri

$$\begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_{ix} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_i$$
$$\begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_{jx} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_j$$
(4.19)

bağıntıları ile sistem eksen takımına dönüştürülür. Daha sonra, bu alt matrisler $[S_{d\phi}]$ matrisindeki ilgili yerlere yazılır, Şekil 4.13 ve Şekil 4.15.



Şekil 4.13 : $\begin{bmatrix} S_{d\phi} \end{bmatrix}$ matrisinin elde edilmesi.

 $[P_0]$: Üzerinde plastik kesitler bulunmayan bir sistemde, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, yalnız çubuklara etkiyen dış yüklerden dolayı

sistem eksen takımında meydana gelen çubuk uç kuvvetlerini içeren 6n elemanlı bir kolon matristir. Bu matrisin elde edilmesi için, önce üzerinde yük bulunan çubukların çubuk eksen takımındaki $[P_0]_i$, $[P_0]_j$ uç kuvvetleri matrisleri

$$\begin{bmatrix} p_0 \end{bmatrix}_{ix} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} p_0 \end{bmatrix}_i$$
$$\begin{bmatrix} p_0 \end{bmatrix}_{jx} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} p_0 \end{bmatrix}_j$$
(4.20)

bağıntıları ile sistem eksen takımına dönüştürülür. Daha sonra, bu çubukların $[P_0]_{ix}$, $[P_0]_{jx}$ uç kuvvetleri matrisleri $[P_0]$ matrisinde kendilerine ait yerlere yazılır ve üst üste gelen matrisler toplanır, Şekil 4.12b.

[q] dış yük matrisi, düğüm noktalarına etkiyen dış yüklerin sistem eksen takımındaki bileşenlerinden meydana gelen 6n elemanlı bir kolon matristir, Şekil 4.12c.

[*d*] matrisi, düğüm noktalarındaki bilinmeyen yerdeğiştirme bileşenlerinden oluşan6*n* elemanlı bir kolon matristir, Şekil 4.14a.

 $[\phi]$ matrisi, plastik kesitlerdeki *m* adet bilinmeyen plastik şekildeğiştirme parametresinden oluşan bir kolon matristir, Şekil 4.14b.



Şekil 4.14 : Bilinmeyenler: (a) düğüm noktası yerdeğiştirme bileşenleri(b) Plastikşekildeğiştirme parametreleri.

Plastik kesitlerdeki akma koşulları

Plastik kesitlerdeki akma koşulları, $\Delta P = 1$ yük artımı sırasında plastik kesitlerdeki iç kuvvetlerin akma koşulunu sağladığını ifade eden denklemlerdir. Akma koşulları tüm sistem için matris formunda yazılırsa

$$\left[S_{\phi d}\right]\left[d\right] + \left[S_{\phi \phi}\right]\left[\phi\right] + \left[P_{\phi 0}\right] = \left[0\right]$$
(4.21)

şeklini alır. Burada

 $[S_{\phi d}]$: dış yüksüz sistemde plastik şekildeğiştirmeler sıfır iken, yalnız düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenlerinden dolayı, plastik kesitlerde oluşan iç kuvvetlerin akma koşuluna etkisini içeren bir matristir. Üzerinde *m* sayıda plastik kesit bulunan *n* düğüm noktalı bir uzay çubuk sistem için bu matris $m \times 6n$ boyutundadır. Bu matrisin β sayılı kolonu, sistemdeki β sayılı yerdeğiştirme bileşeni bir diğerleri sıfır iken, bileşik eğik eğilme etkisindeki plastik kesitlerde

$$a_1 \Delta M_x + a_2 \Delta M_z + a_3 \Delta N \tag{4.22}$$

iç kuvvet değişimlerinin alt alta yazılmasıyla elde edilmektedir. Akma vektörünün akma yüzeyine dik olması veya dik olduğunun varsayılması durumunda, Betti karşıtlık teoremi uyarınca

$$\begin{bmatrix} S_{\phi d} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{d\phi} \end{bmatrix}^T \tag{4.23}$$

olduğundan, $\left[S_{\rm \phi d} \right]$ matrisinin ayrıca hesaplanmasına gerek yoktur.

 $[S_{\phi\phi}]$: $m \times m$ boyutunda bir kare matristir. Bu matrisin k sayılı kolonu, dış yüksüz sistemde düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, k sayılı plastik kesitteki plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değeri için, tüm plastik kesitlerdeki

$$a_1 \Delta M_x + a_2 \Delta M_z + a_3 \Delta N \tag{4.24}$$

iç kuvvet değişimlerini göstermektedir. Betti karşıtlık teoremine göre $[S_{\phi\phi}]$ matrisi esas köşegenine göre simetriktir. Sistemi oluşturan çubukların herbirinde birden fazla plastik kesit bulunmadığı sürece, $[S_{\phi\phi}]$ matrisinin sadece esas köşegeni üzerindeki terimleri sıfırdan farklıdır. *i* ucundan x_k uzaklığındaki bir noktada *k* sayılı plastik kesit içeren bir *ij* çubuğunda, plastik şekildeğiştirme parametresinin birim değerinden dolayı, *i* ucundan *x* uzaklığındaki bir kesitte meydana gelen ΔM_x , ΔM_z , ΔN iç kuvvetlerinin birinci ve ikinci mertebe teorilerine ait ifadeleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 4.15 : *k* nolu plastik kesitin bulunduğu çubukta plastik şekildeğiştirme bileşenleri ve çubuk üzerindeki iç kuvvetler.

Birinci mertebe teorisi için $\Delta M_x, \Delta M_z, \Delta N$ iç kuvvetleri

$$\Delta M_x = \frac{x}{L} P_{10} - \left(1 - \frac{x}{L}\right) P_4$$

$$\Delta M_z = \frac{x}{L} P_{12} - \left(1 - \frac{x}{L}\right) P_6$$

$$\Delta N = P_2$$
(4.25)

şeklinde hesaplanırlar, Şekil 4.15. (4.25) bağıntısında L çubuk boyunu, $P_2, P_4, P_6, P_{10}, P_{12}$ terimleri ise **Ek B** de verilen $\left[P_{\phi k}\right]_i$ ve $\left[P_{\phi k}\right]_j$ matrislerinin ilgili elemanlarını göstermektedir.

İkinci mertebe teorisinde, N çubuktaki basınç kuvvetini, EI_x ve EI_z ise çubuk asal eksenlerindeki eğilme rijitliklerini göstermek üzere,

$$\psi_x = L \sqrt{\frac{|N|}{EI_x}} , \qquad \psi_z = L \sqrt{\frac{|N|}{EI_z}} \alpha = \frac{x_k}{L}$$
(4.26)

parametrelerine bağlı olarak, ΔM_x , ΔM_z , ΔN iç kuvvetleri

 $x \le \alpha L$ için

$$\Delta M_x(x) = \frac{P_{10} \sin\left(\psi_x \frac{x}{L}\right) - P_4 \sin\left(\psi_x \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right)}{\sin\psi_x} - |N|(1 - \alpha)x\phi_{xk}$$
$$\Delta M_z(x) = \frac{P_{12} \sin\left(\psi_z \frac{x}{L}\right) - P_6 \sin\left(\psi_z \left(1 - \frac{x}{L}\right)\right)}{\sin\psi_z} - |N|(1 - \alpha)x\phi_{zk}$$
n

 $x > \alpha L$ için

$$\Delta M_x(x) = \frac{P_{10}\sin\left(\psi_x\frac{x}{L}\right) - P_4\sin\left(\psi_x\left(1-\frac{x}{L}\right)\right)}{\sin\psi_x} - |N|(L-x)\alpha\phi_x$$

$$\Delta M_z(x) = \frac{P_{12}\sin\left(\psi_z \frac{x}{L}\right) - P_6\sin\left(\psi_z\left(1 - \frac{x}{L}\right)\right)}{\sin\psi_z} - |N|(L - x)\alpha\phi_{zk}|$$

 $0 \le x \le L$ için

$$\Delta N(x) = P_2 \tag{4.27}$$

bağıntıları yardımıyla hasaplanırlar. (4.27) bağıntılarındaki $P_2, P_4, P_6, P_{10}, P_{12}$ terimleri **Ek B** de verilen, ikinci mertebe teorisine ait $[P_{\phi k}]_i$ ve $[P_{\phi k}]_j$ uç kuvvetleri matrislerinin ilgili elemanlarından oluşmaktadır.

 $[P_{\phi 0}]$: *m* elemandan oluşan bir kolon matristir. Bu matrisin elemanları, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri ve plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirme parametreleri sıfır iken, yalnız çubuklara etkiyen dış yüklerden dolayı plastik kesitlerdeki

$$a_1 \Delta M_x + a_2 \Delta M_z + a_3 \Delta N \tag{4.28}$$

iç kuvvet değişimlerinden oluşmaktadır.
Yukarıda açıklanan denge denklemleri ve akma koşulları birarada yazıldığında, sisteme ait genişletilmiş denklem takımı

$$\begin{bmatrix} \begin{bmatrix} S_{dd} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} S_{d\phi} \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} S_{\phi d} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} S_{\phi \phi} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} d \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} \phi \end{bmatrix} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} P_0 \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} P_{\phi 0} \end{bmatrix} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} q \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} 0 \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$
(4.29)

şeklinde elde edilir. Bu denklem takımının katsayılar matrisi $(6n+m) \times (6n+m)$ boyutundadır ve esas köşegenine göre simetriktir.

4.3.1.3 Denklem takımının genişletilmesi, çözümü ve bilinmeyenlerin bulunması

Artımsal yük analizinin herhangi bir adımı sonunda sistemde k sayılı plastik kesitin oluşumundan sonra, $\Delta P_{k+1} = 1$ yük artımı için hesapta, yeni sisteme ait denklem takımının yeniden kurulup çözülmesine gerek yoktur. Bunun yerine, her plastik kesitin oluşumundan sonra, o kesitteki plastik şekildeğişirmeleri ifade eden bir ϕ_k bilinmeyeni ile bu bilinmeyene ait yeni kolon ve satır bir önceki adıma ait indirgenmiş denklem takımına eklenerek genişletilmiş denklem takımı elde edilir, Şekil 4.16.

Bunun için $\begin{bmatrix} S_{d\phi} \end{bmatrix}$ ve $\begin{bmatrix} S_{\phi\phi} \end{bmatrix}$ matrislerinin k sayılı kolon elemanları ile $\begin{bmatrix} P_{\phi0} \end{bmatrix}$ matrisinin k sayılı elemanının hesaplanarak denklem takımına ilave edilmesi gerekmektedir. Katsayılar matrisi esas köşegenine göre simetrik olduğundan, k sayılı satır elemanlarının ayrıca hesabına gerek kalmamaktadır.

Bir önceki yük artımına ait çözüm elde edilirken denklem takımının katsayılar ve sabitler matrisleri indirgenmiş olduğundan genişletilmiş denklem takımının çözümü için sadece ilave kolon ve satırın indirgenmesi yeterlidir. Burada, $\left[\overline{S}_{dd}\right]$, $\left[\overline{P}_{0}\right]$,

 $\left[\overline{q}\right], \left[\overline{S}_{d\phi}\right], \left[\overline{S}_{\phi\phi}\right]$ ve $\left[\overline{P}_{\phi0}\right]$ indirgenmiş matrisleri ifade etmektedir.

Böylece, $\Delta P_{k+1} = 1$ birim yüklemesinden meydana gelen, [d] düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri matrisi ve $[\phi]$ plastik şekildeğiştirme parametreleri matrisi elde edilir.



Şekil 4.16 : Denklem takımının genişletilmesi, bilinmeyenler, yük (sabitler) matrisleri ve indirgeme.

4.3.1.4 Çubuk uç kuvvetlerinin ve iç kuvvetlerin hesabı

 $\Delta P_{k+1} = 1$ yük artımı için bilinmeyen [d] ve $[\phi]$ matrisleri tayin edildikten sonra, üzerinde plastik kesitler de bulunan bir *ij* çubuğunun sistem eksen takımındaki çubuk uç kuvvetleri matrisleri

$$[P]_{ix} = [k]_{ixix} [d]_{ix} + [k]_{ixjx} [d]_{jx} + [P_0]_{ix} + [P_{\phi}]_{ix} [\phi]_{ij}$$
$$[P]_{jx} = [k]_{jxix} [d]_{ix} + [k]_{jxjx} [d]_{jx} + [P_0]_{jx} + [P_{\phi}]_{jx} [\phi]_{ij}$$
(4.30)

bağıntıları yardımıyla hesaplanırlar. Bu bağıntılarda

 $[P_{\phi}]_{ix}$: *ij* çubuğunda oluşan plastik kesitlere ait $[P_{\phi k}]_{ix}$ kolon matrislerinin yanyana yazılması ile elde edilen dikdörtgen matrisi,

 $[P_{\phi}]_{jx}$: *ij* çubuğunda oluşan plastik kesitlere ait $[P_{\phi k}]_{jx}$ kolon matrislerinin yanyana yazılması ile elde edilen dikdörtgen matrisi,

 $[\phi]_{ij}$: *ij* çubuğu üzerindeki plastik kesitlere ait bilinmeyen ϕ_k plastik şekildeğiştirme parametrelerinin alt alta yazılmasından oluşan bir kolon matrisini göstermektedir.

ij çubuğu üzerinde tek bir plastik kesit bulunması durumunda $[P_{\phi k}]_{ix}$ ve $[P_{\phi k}]_{jx}$ matrisleri birer kolon matrise dönüşmekte ve $[\phi]_{ij}$ matrisi tek bir ϕ_k elemanından meydana gelmektedir.

Üzerinde plastik kesit bulunmayan çubuklarda $[P_{\phi k}]_{ix}$, $[P_{\phi k}]_{jx}$ ve $[\phi]_{ij}$ matrisleri sözkonusu olmadığından (sıfır olduğundan), sistem eksen takımındaki çubuk uç kuvvetleri matrisleri

$$[P]_{ix} = [k]_{ixix} [d]_{ix} + [k]_{ixjx} [d]_{jx} + [P_0]_{ix}$$
$$[P]_{jx} = [k]_{jxix} [d]_{ix} + [k]_{jxjx} [d]_{jx} + [P_0]_{jx}$$
(4.30a)

bağıntıları ile hesaplanırlar.

Sistem eksen takımındaki çubuk uç kuvvetleri matrisleri bulunduktan sonra, çubuk eksen takımındaki uç kuvvetleri matrisleri

$$[P]_{i} = [T][P]_{ix}$$

$$[P]_{j} = [T][P]_{jx}$$
(4.31)

dönüştürme ifadeleri ile elde edilirler.

ij çubuğunun herhangi bir kesitindeki iç kuvvetler, çubuk eksen takımındaki uç kuvvetlerine ve çubuk üzerindeki yüklere bağlı olarak, denge denklemleri ile hesaplanabilir.

4.3.1.5 Plastik kesitin yerinin ve yük parametresinin belirlenmesi

Sistemdeki bütün çubukların uç kuvvetleri ve iç kuvvetler hesaplandıktan sonra (k+1) sayılı yük artımına karşı gelen plastik kesitin yeri ve bunu meydana getiren yük parametresi belirlenir. Bunun için, sistemde plastik kesit oluşabilecek *nkk* sayılı tüm kritik kesitlerde, bileşik eğik eğilme durumu için

$$a_{1}\left(M_{x,k}^{(j)} + \Delta M_{x,k+1}^{(j)} \times \Delta P_{k+1}^{(j)}\right) + a_{2}\left(M_{z,k}^{(j)} + \Delta M_{z,k+1}^{(j)} \times \Delta P_{k+1}^{(j)}\right) + \dots$$

$$\dots + a_{3}\left(N_{k}^{(j)} + \Delta N_{k+1}^{(j)} \times \Delta P_{k+1}^{(j)}\right) + b = 0$$
(4.32)

bağıntısı ile verilen akma koşulu yazılır. Bu akma koşulunun tüm kritik kesitler için yazılmasıyla elde edilen yük artımı değerlerinden en küçük olanı ile, oluşan plastik kesitin yeri ve bu plastik kesitin oluşumuna karşı gelen ΔP_{k+1}

$$\Delta P_{k+1} = [\min(\Delta P_{k+1}^{(1)}, \Delta P_{k+1}^{(2)}, \dots, \Delta P_{k+1}^{(j-1)}) \quad j = 2, nkk]$$
(4.33)

yük artımı hesaplanır, Şekil 4.17.

(4.32) ifadesinde

 $M_{x,k}^{(j)}, M_{z,k}^{(j)}, N_k^{(j)}$: *k* sayılı plastik kesitin meydana geldiği P_k yük parametresi altında *j* nolu kritik kesitlerinde oluşan toplam eğilme momentlerini ve normal kuvvetleri $\Delta M_{x,k+1}^{(j)}, \Delta M_{z,k+1}^{(j)}, \Delta N_{k+1}^{(j)}$: $\Delta P_{k+1} = 1$ yük artımından dolayı *j* nolu kritik kesitlerinde oluşan eğilme momentlerini ve normal kuvvetleri

 a_1, a_2, a_3, b : idealleştirilmiş akma yüzeyini oluşturan düzlemlere ait denklemlerin katsayı ve sabitlerini göstermektedir.



Şekil 4.17 : (k+1). adım plastik kesitin yeri ve kritik kesitlerde yük parametresinin belirlenmesi.

Bu adım sonundaki toplam yük parametresi

$$P_{k+1} = P_k + \Delta P_{k+1} \tag{4.34}$$

şeklinde elde edilir. (k+1). adım için tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti;

yatay yüklerin ilgili doğrultusu için

$$\delta_{T,k+1} = \delta_{T,k} + \Delta P_{k+1} \times \Delta \delta_{T,k+1} \tag{4.35}$$

$$V_{T,k+1} = F_t \times P_{k+1} \tag{4.36}$$

şeklinde hesaplanır. Burada F_t yatay yüklerin toplamıdır ve toplam kat sayısı *nkat* olmak üzere

$$F_t = \sum_{i=1}^{nkat} F_i \tag{4.37}$$

şeklinde elde edilir.

4.3.2 Performans noktasının elde edilmesi

Bu bölümde performans noktasının elde edilmesinde gerekli olan modal kapasite eğrisi ve talep spektrumuna ait ordinatların elde edilmesi daha ayrıntılı ele alınacaktır.

Sistemin k. yük artımına karşı gelen $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]$ modal kapasite büyüklükleri, ilgili deprem doğrultusu için yapıda meydana gelen $V_{T,k}$ taban kesme kuvveti ve $\delta_{T,k}$ tepe yerdeğiştirmesi değerleriyle, bu yük artımı noktasında sistemin indirgenmiş etkin yatay rijitlik matrisi ve sistemin kütle matrisinden yararlanılarak yapılacak serbest titreşim analizi ile elde edilecek olan 1. titreşim moduna ait $\Gamma_1^{(k)}$ modal katılım(iştirak) ve $\alpha_1^{(k)}$ kütle katılım çarpanları yardımıyla elde edilmektedir. Modal kapasite diyagramı ordinatlarını oluşturan modal yerdeğiştirme kapasitesi ve modal ivme kapasitesi ifadeleri

$$S_{d,1}^{(k)} = \frac{\delta_T^{(k)}}{\Phi_{tene,1}^{(k)} \times \Gamma_1^{(k)}}$$
(4.38)

$$S_{a,1}^{(k)} = \frac{V_T^{(k)}}{M_1^{*(k)}} = \frac{V_T^{(k)}}{\alpha_1^{(k)} \times M}$$
(4.39)

şeklindedir. Burada $\Gamma_1^{(k)}$ ve $\alpha_1^{(k)}$ ifadelerinin açılımları

$$\Gamma_{1}^{(k)} = \frac{L_{1}^{(k)}}{M_{1}^{(k)}} = \frac{\left\{\left\{\Phi\right\}^{T}\right\}_{1}^{(k)} \left[M\right]\left\{t\right\}}{\left\{\left\{\Phi\right\}^{T}\right\}_{1}^{(k)} \left[M\right]\left\{\Phi\right\}_{1}^{(k)}} = \frac{\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \Phi_{i,1}^{(k)}}{\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \left(\Phi_{i,1}^{(k)}\right)^{2}}$$

$$\alpha_{1}^{(k)} = \frac{\left(L_{1}^{(k)}\right)^{2}}{M_{1}^{(k)}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \Phi_{i,1}^{(k)}\right)^{2}}{\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \left(\Phi_{i,1}^{(k)}\right)^{2}}$$

$$(4.41)$$

dir. Bu ifadelerde

 $\{\Phi\}_{1}^{(k)}$: Artımsal yük analizinin *k*. adımına ait 1. titreşim modu vektörü [*M*] : Sistemin kütle matrisi

dir.

k. yük artımında sistemin 1. mod a ait olan etkin periyod- $T_{eff}^{(k)}$ ve karşı gelen mod şekli- $\{\Phi\}_{1}^{(k)}$ nin elde edilmesine yönelik yapılacak serbest titreşim analizinde etkin rijitlik matrisi ($\left[\overline{\overline{S}}_{dd}\right]_{eff}^{k=1,m}$) kullanılmaktadır.



Şekil 4.18 : Performans noktasının belirlenmesi.

Etkin rijitlik matrisinin elde edilmesinde öncelikli olarak denklem takımına ilave edilmesi öngörülen plastik kesitin etkisini içeren denklemdeki rijitlik terimlerinin, titreşimin sözkonusu olduğu yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelen rijitlik terimleri üzerine indirgenmesi ile elde edilecek olan, k. adım daki indirgenmiş teğet rijitlik matrisinden yararlanılmaktadır.

Plastik kesitlerin etkisini içeren indirgenmiş teğet rijitlik matrisinin elde edilişine ait matris operasyonları Şekil 4.19 da verilmiştir. Sistem üzerinde plastik kesitlerin oluşması durumunda, sistemin indirgenmiş yatay rijitlik matrisi iki aşamalı indirgeme işlemi uygulanarak elde edilmektedir. Buna göre;

• **1.** Aşama:

Her adımda meydana gelen, plastik kesitlerin etkisini ifade eden $\left[\overline{S}\right]$ ek matrislerinin bağlı deplasmanlar seviyesine (indirgeme seviyesi) kadar indirgenmesi. Bağlı deplasmanlar sistemde rijit diyafram hareketini tanımlayan yerdeğiştirme bileşenleridir.

• 2. Aşama:

İndirgeme seviyesi altında kalan ve 1. aşamadan elde edilen, plastik kesitlere ait indirgenmiş $\begin{bmatrix} \overline{S}_{d\phi} \\ \overline{S}_{\phi\phi} \end{bmatrix}$ kolon matrisinin, plastik kesitin olmadığı durumdaki $\begin{bmatrix} \overline{S}_{dd} \\ m=0 \end{bmatrix}$ indirgenmiş yatay rijitlik matrisi üzerine indirgenmesidir.

Effektif rijitlik matrisinin elde edilmesinde

ifadelerinden yararlanılmaktadır.



Şekil 4.19 : Plastik kesitlerin etkisini içeren indirgenmiş teğet rijitlik matrisinin elde edilmesi.

k. yük artımı sonunda elde edilen etkin yatay rijitlik matrisiyle serbest titreşim analizi yapılan sistemin plastik kesitlerin etkisini içeren dinamik karakteristikleri

tanımlanmış olmakla birlikte, yukarıda bağıntıları verilmiş olan modal yerdeğiştirme- $S_{d,1}^{(k)}$ ve modal ivme- $S_{a,1}^{(k)}$ büyüklükleri elde edilebilmektedir.

k. itme analizi sonunda $\xi_T^{(k)}$ toplam sönüm oranı için elde edilen talep spektrumu eğrisi üzerindeki noktalar *'talep noktaları'* olarak tanımlanır. *k*. itme adımı için $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{off}^{(k)})}$ talep noktası

a) sistemdeki toplam sönüm oranı $\xi \to \xi_T^{(k)}$, yapının içsel sönümü- $\xi_0 = \%5$, histeretik (çevrimsel) sönüm- $\xi_h^{(k)}$ ve yapı içindeki viskoz sönümleyicilerden kaynaklanan ek sönüm- $(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$ den oluşan

b) sistem üzerindeki plastik kesitlerin etkisini içerecek şekilde elde edilen effektif rijitlik matrisi ve sistemin kütle matrisiyle yapılacak serbest titreşim analizi ile hesaplanan yapının 1. titreşim moduna karşı gelen effektif (etkin) periyot, $T \rightarrow T_{eff,1}^{(k)} \rightarrow \omega_{eff,1}^{(k)}$ davranış parametrelerine sahip olan ve hareketi

$$\dot{d}(t) + 2\left(\xi_T^{(k)}\right) \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right) \dot{d}(t) + \left(\omega_{eff,1}^{(k)}\right)^2 d(t) = -a_g(t)$$
(4.43)

denklemiyle tanımlanan eşdeğer tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemin, öngörülen deprem etkisi altında zaman tanım alanında Newmark sayısal integrasyon yöntemiyle çözümünden elde edilmektedir. Sayısal integrasyon yöntemi hesap algoritması bu çalışmanın ekler bölümünde verilmektedir.

Yapının *k.* yük artımı sonunda sahip olduğu histeretik (çevrimsel) sönüm- $\xi_h^{(k)}$ kapasite eğrisinin altında kalan alan ile ifade edilmiştir. Şekil 4.20 de ifade edildiği gibi; modal kapasite eğrisi A_1 ve A_2 alanları eşit olacak şekilde iki doğru parçasıyla idealleştirilebilir. Modal kapasite histeresisin içerisindeki alanının eşdeğer viskoz sönüm cinsinden ifade edilmesiyle histeretik sönüm hesaplanabilir. Bu durumda $\xi_h^{(k)}$

$$\xi_h^{(k)} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{E_D}{E_{so}} \right)^{(k)} \tag{4.44a}$$

$$\xi_{h}^{(k)} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{4 \times [S_{a_{y}} \times S_{d}^{(pp)} - S_{d_{y}} \times S_{a}^{(pp)}]}{[S_{a}^{(pp)} \times S_{d}^{(pp)} / 2]} \right)^{(k)}$$
(4.44b)



Şekil 4.20 : k. itme adımı için histeretik sönümün elde edilmesi.

olup (4.44b) bağıntısı *k*. itme adımında modal kapasite eğrisinin iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealize edilmesine karşı gelmektedir, Şekil 4.20. Gerçek kapasite eğrisinin kullanılması durumunda $\xi_h^{(k)}$ ifadesi

$$\left(\frac{4 \times [S_{a_y} \times S_d^{(pp)} - S_{d_y} \times S_a^{(pp)}]}{[S_{a,pp} \times S_{d,pp} / 2]}\right)^{(k)} \times 100 \implies [\frac{2 \times A^{(k)}}{S_{a,pp}^{(k)} \times S_{d,pp}^{(k)}} - 1] \times 100 \quad (4.45a)$$

$$\xi_{h}^{(k)} = \frac{2}{\pi} \times \left[\frac{2 \times A^{(k)}}{S_{a,pp}^{(k)} \times S_{d,pp}^{(k)}} - 1\right] \times 100$$
(4.45b)

$$\xi_{h}^{(k)} = f[A^{(k)}, S_{a,pp}^{(k)}, S_{d,pp}^{(k)}]$$
(4.45c)

bağıntılarıyla ifade edilmektedir. Böylece histeretik sönümün ifadesi artımsal analizin her bir adımı için $S_{a,pp}^{(k)}, S_{d,pp}^{(k)}$ ve eğrinin altında kalan $A^{(k)}$ alanının bir fonksiyonu haline gelmektedir. Bu durum performans noktasının elde edilmesine yönelik algoritmanın ilerleyişi açısından bir kolaylık teşkil etmektedir.

Viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılması durumunda, *k*. itme adımı için 1.mod daki ek modal sönüm oranı- $(\xi_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$ kütle matrisi cinsinden

$$\left(\xi_{D,1}^{(l-vd)}\right)^{(k)} = \frac{1}{4\pi} \frac{\left(E_{D,1}^{l-vd}\right)^{(k)}}{\left(E_{S,1}\right)^{(k)}} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{\omega_{eff,1}^{(k)}} \times \left[\left(\frac{\left\{\phi\right\}_{1}^{T} \left[C_{dd}\right]\left\{\phi\right\}_{1}}{\left\{\phi\right\}_{1}^{T} \left[M\right]\left\{\phi\right\}_{1}}\right)^{(k)}\right]$$
(4.46a)

 $\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1$ modal kütle matrisinin diyagonal bir matris olduğu düşünülürse $\xi_{D,1}^{(l-vd)}$ sönüm oranı toplam ifadeleri cinsinden

$$(\xi_{D,1}^{(l-vd)})^{(k)} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{\omega_{eff,1}^{(k)}} \times \left[\frac{\sum_{i=1}^{NSS} c_{d_i} \times (D_i \times \phi_{r,1}^i)^2}{\sum_{i=1}^{m} m_i (\phi_{i,1})^2}\right]^{(k)}$$
(4.46b)

olarak elde edilir.

NSS : sistemdeki toplam sönüm oranı

 $(D_i \times \phi_{r,1}^i)$: *i* nolu sönümleyicinin eksenel rölatif modal yerdeğiştirmesi

 $(E_{D,1}^{l-vd})^{(k)}$: sistemin k. itme adımındaki viskoz sönümleyicilerde sönümlenen enerjilerin toplamı

 $(E_{S,1})^{(k)}$: sistemin k. itme adımındaki şekildeğiştirme enerjisidir

dir.

(4.46) bağıntıları, mevcut yapıların deprem performanslarının iyileştirilmesi veya yeni yapıların tasarımı için doğrusal viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılması

durumlarında yapı için hedeflenen herhangi bir performans düzeyinin elde edilmesine yönelik olarak, gerekli sönüm oranı ifadesi tanımlanmış olmaktadır. Bu ifade kullanılarak, belirli bir sönüm oranı için viskoz sönümleyicilerin tasarımına ilişkin c_{d_k} sönüm katsayıları elde edilebilmektedir. İlgili bağıntılar viskoz sönümleyicilere ait sönüm matrisiyle sönümleyicisiz sisteme ait modların arasında ortogonallik özelliğinin bulunduğu varsayımıyla kullanılabilmektedir. Bu durum modal sönüm matrisinde diyagonal dışı_terimlerin sıfır veya sıfıra çok yakın olması anlamına gelmektedir.

Yapıların deprem etkileri altındaki performans düzeylerinin doğrusal viskoz akışkanlı enerji sönümleyiciler kullanılarak arttırılması bir ardışık yaklaşım yönteminin uygulanmasını gerektirmektedir. Bu ardışık yaklaşımın en önemli parametresi, belirli bir deprem yer hareketi için, yapı için öngörülen performans düzeyine yönelik kabul kriterlerinin sağlanması için gerekli olan $\xi_{D,1}^{(l-vd)}$ sönüm oranıdır.

Sonuç olarak, k. yük artımı için elde edilen $[S_d^{(ind)}; S_a^{(ind)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T_{eff,1}^{(k)})}$ talep noktasının yapının bu yük artımı sonunda elde edilen $[S_d^{(k)}; S_a^{(k)}]_{(\xi = \xi_T^{(k)}, T = T_{eff,1}^{(k)})}$ modal kapasite değeriyle kesişip kesişmediği kontrol edilerek performans noktası (doğrusal olmayan yerdeğiştirme istemi) araştırılır. Performans noktasının elde edilmesi durumunda tepe noktası yerdeğiştirme istemi

$$\delta_T^{(pp)} = \Phi_{tepe,1}^{(pp)} \times \Gamma_1^{(pp)} \times S_{d,1}^{(pp)} \tag{4.47}$$

ifadesiyle elde edilir. Bu yerdeğiştirme düzeyinde tüm sistemdeki diğer istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, göreli kat öteleme oranları, plastik şekildeğiştirmeler, iç kuvvet, beton ve donatıdaki birim şekildeğiştirmeler) elde edilerek, farklı performans düzeyleri için tanımlanmış olan sınır değerler ile karşılaştırılarak yapının mevcut deprem performansı elde edilir. Sönümleyicili ve sönümeyicisiz sistemlerin performans noktasının irdelenmesine ait grafiksel anlatım Şekil 4.21 de özetlenmiştir.



Şekil 4.21 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz sistemlerde sönüm ve performansın irdelenmesi.

Bu çalışmada, yapının performans değerlendirilmesinde artımsal yük analizine bağlı olarak sistem üzerinde meydana gelen plastik mafsalların oluştuğu kritik kesitlerdeki beton birim kısalma ve donatı çeliğindeki birim uzama şekildeğiştirmelerinin büyüklükleri önemli bir parametreyi oluşturmaktadır. Bu yaklaşım ile yapısal elemanların plastik kesit oluşan kritik kesitlerinde kesit hasarının tariflenmesi mümkün olabilmektedir. ABYBHY-2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne bakıldığında kesit hasarının üç sınır durum ile tanımlandığı görülmektedir. Kesit hasarına ilişkin sınır durumları, bu çalışmada geliştirilen algoritmanın içeriğinde de yer aldığı haliyle Şekil 4.22 de verilmiştir.



Şekil 4.22 : Kesit hasar sınırı ve bölgeleri.

Buna göre; kesit hasarlarına ilişkin sınır değerler Minimum Hasar-(MN), Güvenlik-(GV) ve Göçme-(GÇ) olarak tariflenmektedir. Minimum hasar sınırı ilgili kesitin elastik ötesi davranışının başlamış olduğu, güvenlik sınırı kesitin dayanımın güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışının sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Ara bölgeler bakımından düşünüldüğünde ise kritik kesitlerdeki hasarın MN sınır değerinden küçük olduğu durum için ilgili kesitin *Minimum Hasar Bölgesinde* (MHB), MN ila GV arasında kalması durumu için *Belirgin Hasar Bölgesinde* (BHB), GV ve GC arasında olması durumu için İleri Hasar Bölgesinde (İHB), GÇ sınır değerinden büyük olması durumu için ise *Göçme Bölgesinde* (GÇB) yer alır, Çizelge 4.1.

IHASAR	Kesit Hasar Durumu	Kesit Hasar Bölgesi
0	Plastik Kesit Yok	-
1	Akma (Plastik Dönme henüz yok)	-
2	Akma-MN	MHB
3	MN- GV	BHB
4	GV- GC	IHB
5	> GC	GCB

Çizelge 4.1 : Kesit hasar bölgeleri

4.3.3 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Beton ve Donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemlerinin elde edilişinde, bu çalışma kapsamında geliştirilen STRAIN programından yararlanılmaktadır. STRAIN programıyla kesitin birim şekildeğiştirme istemlerinin elde edilişi ve kesit hasarının değerlendirilmesi Şekil 4.23 te verilmektedir. Buna göre öncelikli olarak, yapısal analiz sonucunda elde edilmiş olan plastik dönme- (θ_p) değerine bağlı olarak kesitteki plastik eğriliğin- (χ_p) hesabı yapılmaktadır. Plastik şekildeğiştirmelerin belirli bir bölgede ve plastik mafsal uzunluğu- l_p boyunca toplandığı düşünüldüğünde plastik eğrilik

$$\chi_{\rm p} = \frac{\theta_{\rm p}}{l_{\rm p}} \tag{4.48}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu çalışmanın sayısal uygulamalarında, plastik bölge uzunluğu için *h* eğilme düzlemi içerisinde kesit yüksekliği olmak üzere $l_p \approx 0.50h$ bağıntısı esas alınmıştır. İkinci aşamada, kesitin beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak, kesitin eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizinde beton veya donatı çeliğinde oluşan akma durumu için kesitin akma eğriliği-- (χ_{L_1}) elde edilmektedir. Kesitteki toplam eğrilik- (χ_T)

$$\chi_{\rm T} = \chi_{\rm L_1} + \chi_{\rm p} \tag{4.49}$$

olarak elde edilir. Son aşamada ise, toplam eğrilik durumuna karşı gelen kesitteki şekildeğiştirme dağılımından beton lifi ve donatı çeliği için birim şekildeğiştirme istemleri elde edilerek kesit hasar sınırı belirlenir.

Kesit hasar durumunun belirlenmesi amacıyla geliştirilen STRAIN programında yukarıda açıklanan yaklaşıma ek olarak farklı iki yol izlenebilmektedir. Bunlar,

kesitin MN, GV ve GC hasar sınır durumlarında beton ve donatı çeliği için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasitesi (sınır) değerleri için

a)-kesitin normal kuvvet-eğrilik ilişkisi diyagramlarından

b)-kesitin plastik dönme kapasitelerinden- $(\theta_{p_{(maks)}}^{(MN)}, \theta_{p_{(maks)}}^{(GV)}, \theta_{p_{(maks)}}^{(GC)})$ yararlanmak mümkün olabilmektedir.

4.3.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri, [2].

Kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansının belirlenmesinde esas alınan birim şekildeğiştirme kapasiteleri aşağıda tanımlanmıştır. Buna göre;

a)-Kesit Minimum Hasar Sınırı-(MN) için kesitin en dış lifindeki beton basnç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.0035$$
, $(\epsilon_{su})_{MN} = 0.010$

b)-Kesit Güvenlik Sınırı-(GV) için üst sınırlar

$$(\epsilon_{cu})_{GV} = 0.0035 + 0.01 (\rho_s / \rho_m) \le 0.0135$$
 , $(\epsilon_{su})_{GV} = 0.040$

c)-Kesit Göçme Sınırı-(GÇ) için üst sınırlar

$$(\epsilon_{cu})_{GC} = 0.004 + 0.014 (\rho_{S} / \rho_{m}) \le 0.018 \dots, (\epsilon_{su})_{GV} = 0.060$$

dir. Burada ρ_s / ρ_m terimi, kesitte mevcut enine donatı hacimsel oranının, kesitte olması gereken enine donatı hacimsel oranı arasındaki ilişkiyi ifade etmektedir.



Şekil 4.23 : Kesit hasar durumlarının belirlenmesi.

4.4. Deprem İvme Kayıtlarının Seçimi ve ölçeklendirilmesi

Yukarıda adımları verilmiş olan yöntemde performans noktasının belirlenmesi için, eşdeğer tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemin öngörülen bir deprem etkisi altında zaman tanım alanındaki çözümünün yapılması gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında geliştirilen yöntemin sayısal uygulamalarında kullanılmak üzere iki farklı deprem etkisi(düzeyi) esas alınmıştır. Bunlar;

- a)- 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve dönüş periyodu 475 yıl olan tasarım depremi
- b)- 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve dönüş periyodu 2475 yıl olan en büyük deprem

dir. En büyük depreme ait ivme spektrumunun ordinatları ise tasarım depremine ait ivme spektrumunun ordinatlarının 1.50 katı olarak değerlendirilmiştir.

Diğer bazı deprem yönetmeliklerinde olduğu gibi DBYBHY(2007) yönetmeliğinde de, yapıların tasarımında kullanılacak yatay deprem yüklerinin hesabında tasarım ivme spektrumu kullanılmaktadır. Bu durum, sözkonusu yapının, zaman tanım alanında, doğrusal veya doğrusal olmayan analizlerinde, tasarım ivme spektrumu ile uyumlu olacak şekilde seçilerek ölçeklendirilen deprem kayıtlarının kullanılmasını gerektirmektedir. Bu seçimde, depremin büyüklüğü, süresi, en büyük yer ivmesi, faylanma tipi, inşaat alanının faya olan uzaklığı, fayın kırılma doğrultusu, yerel zemin koşulları ve kaydın spektral içeriği önemli belli başlı parametreleri oluşturmaktadır.

Bu çalışmada, belirli bir deprem bölgesi ve yerel zemin sınıfı için esas alınan tasarım ivme spektrumuna uygun kayıtların üretilmesi amacıyla kullanılacak gerçek deprem kayıtlarının seçiminde, depremin büyüklüğü, faylanma mekanizması ve zemin koşulları esas alınmıştır.

Gerçek deprem kayıtlarının seçiminde, Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (*Pacific Earthquake Engineering Research center-PEER*) [157] veri bankasındaki kayıtlardan yararlanılmıştır.

Gerçek deprem kayıtlarının, gözönüne alınan tasarım spektrumuna uyumlu olacak şekilde ölçeklenmesinde, zaman tanım alanında ölçeklendirme yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde, deprem yer hareketi ordinatları 1 den büyük veya 1 den küçük sabit bir katsayı ile çarpılarak ölçeklendirilmektedir. Ölçeklendirme

199

katsayısının elde edilmesi, gerçek deprem kaydına ait %5 sönüm oranı için elde edilmiş olan tepki spektrumunun, istenilen belirli bir periyot aralığında, hedef tasarım ivme spektrumuna eşleştirilmesi esasına dayanmaktadır. Bu işlemde kaydın süresi ve frekans içeriği değişmemektedir. Eşleştirmede en küçük kareler tekniği yaklaşımı kullanılmakta olup, ölçeklenmiş deprem ivme kaydına ait tepki spektrumu ile hedef olarak alınan tasarım ivme spektrumu genlikleri arasındaki farkın belirli bir periyot aralığı ([T1:T2]) için minimize edilmesi amaçlanmaktadır, Şekil 4.24. Buna göre 'Fark' in integrasyon ifadesi,

$$\left|Fark\right| = \int_{T_1}^{T_2} \left[\alpha S_a^{gerçek}(T) - S_a^{hedef}(T)\right]^2 dT$$
(4.50)

şeklinde ifade edilebilir, [158]. Burada,

- $S_a^{gerçek}$: gerçek deprem kaydının %5 sönüm oranındaki ivme spektrumu
- S_a^{hedef} : %5 sönüm oranındaki tasarım ivme spektrumu
- α : doğrusal ölçekleme katsayısı
- *T* : titreşim periyodu

 T_1, T_2 : ölçeklemenin yapılacağı periyod aralığının başlangıç ve bitiş değerleridir.



Şekil 4.24 : Gerçek deprem kaydına ait ivme spektrumunun, hedef tasarım ivme spektrumuna eşleştirilmesi.

Ölçeklenmiş deprem ivme kaydına ait tepki spektrumu ile hedef olarak alınan tasarım ivme spektrumu genlikleri arasındaki farkların toplamının en küçük olması

için, (4.50) de verilen fark fonksiyonu ifadesinin doğrusal ölçekleme katsayısı α ya göre türevi sıfır olmalıdır. Buna göre (4.50) ifadesinin

$$\left|Fark\right|_{\min} = \frac{d\left|Fark\right|}{d\alpha} = 0 \tag{4.51}$$

bağıntısında yerine konulmasıyla α doğrusal ölçekleme katsayısı, ölçekleme aralığı boyunca toplam fonksiyonu cinsinden

$$\alpha = \frac{\sum_{T=T_1}^{T=T_2} [S_a^{gerçek}(T) \times S_a^{hedef}(T)]}{\sum_{T=T_1}^{T=T_2} [S_a^{gerçek}(T)]^2}$$
(4.52)

olarak elde edilir, [158,159].

DBYBHY(2007) de, bina ve bina türü yapıların zaman tanım alanında doğrusal veya doğrusal olmayan deprem hesabı için, yapay yöntemlerle üretilen, daha önce kaydedilmiş veya benzeştirilmiş deprem yer hareketlerinin kullanılmasına izin verilmektedir. Buna göre zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde kullanılacak ölçeklenmiş deprem kayıtları için DBYBHY(2007) yönetmeliğince sağlanması gerekli koşullar Şekil 4.25'de tanımlanmıştır. Buna göre;

a)- Deprem kaydının kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır.

b)- Kullanılacak deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A₀g'den daha küçük olmayacaktır.

c)- Kullanılacak ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci(hakim) periyod T_1 'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyodlar için, yönetmelikte tanımlanan elastik spektral ivme değerlerinin %90'ından daha az olmayacaktır.



Şekil 4.25 : Ölçeklendirilmiş deprem kayıtlarında dbybhy(2007) yönetmeliğince sağlanması gerekli koşullar.

Bu çalışmada, zaman tanım alanındaki doğrusal olmayan analizlerde, Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007) nde belirtilmiş olan koşullar çerçevesinde ve birinci derece deprem bölgesi (A_0 =0.40g), Z2 yerel zemin sınıfı için tanımlanan %5 sönümlü ve 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım ivme spektrumuna uyumlu olacak şekilde ölçeklendirilmiş toplam 7 adet deprem yer hareketi kullanılmıştır. Ölçeklendirilmiş deprem kayıtlarının elde edilmesinde izlenen yol aşağıda maddeler halinde verilmiştir:

- Deprem büyüklüğü, faylanma mekanizması, mesafe ve zemin koşulları parametrelerine bağlı olarak PEER kuvvetli yer hareketi veri bankasından gerçek deprem kayıtlarının seçilmesi.
- 2. Seçilmiş gerçek deprem kayıtlarının, %5 sönüm oranı için tepki spektrumlarının ($S_a^{gerçek}(T, \xi = 0.05)$) elde edilmesi.
- 3. Her bir deprem kaydı için elde edilmiş olan $S_a^{gerçek}(T, \xi = 0.05)$ tepki spektrumunu, $S_a^{hedef}(T, \xi = 0.05)$ hedef spektrumuna eşleştirmede kullanılacak ölçekleme katsayısının (4.52) bağıntısıyla hesaplanması.
- 4. Deprem kayıtlarının ölçek katsayısı ile çarpılarak %5 sönüm oranına sahip tepki spektrumlarının ($\alpha S_a^{gerçek}(T, \xi = 0.05)$) elde edilmesi.

- 5. Ölçeklenmiş deprem kayıtlarından kuvvetli yer hareketi süresi bakımından deprem yönetmeliğinin öngördüğü koşulları sağlamayan kayıtların elenmesi. Yer hareketi süresi olarak zarf süre (Bracketed Duration) esas alınmıştır. Zarf süre, deprem kaydında belirli bir eşik ivme değerinin ilk ve son olarak aşıldığı anlar arasındaki süre olarak tanımlanmaktadır. Eşik ivme değeri olarak 0.05g lik ivme değeri kullanılmıştır.
- 6. Ölçeklemede gözönüne alınan T1=0.01sn ve T2=5.00sn periyotları ile tanımlı ölçekleme aralığı boyunca hedef spektrum ve ölçeklendirilmiş kayda ait tepki spektrumu genlikleri arasındaki oransal göreceli yüzdelik hata (OGH) miktarının

$$\left|OGH(\%)\right| = \left(\frac{\Delta T}{(T_2 - T_1)}\right) \sum_{T_1}^{T_2} \left| \left[\alpha S_a^{gerçek}(T) - S_a^{hedef}(T)\right] / S_a^{hedef}(T) \right| \times 100$$
(4.53)

bağıntısıyla elde edilmesi.

Burada,

 ΔT : tepki spektrumlarının hesaplanmasında esas alınan periyot adımıdır.

- 7. Ölçeklendirilmiş bütün kayıtlar içinde, ölçekleme katsayısı ve oransal göreceli hatası en küçük olan ilk 7 depremin seçilmesi
- Seçilmiş deprem kayıtlarının deprem yönetmeliğinin öngördüğü koşulları sağlayıp sağlamadığının araştırılması.

Ölçeklendirilmiş deprem kayıtlarının elde edilmesine yönelik olarak yukarıda verilmiş olan (1-8) arasındaki hesap adımlarının gerçekleştirilmesine olanak sağlamak üzere, Fortran programlama dilinde geliştirilmiş OLCEK.FOR adlı bir bilgisayar programından yararlanılmıştır.



5. BİLGİSAYAR PROGRAMLARI

Yeni binaların viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanarak performansa dayalı tasarımı veya mevcut binaların deprem performanslarının belirlenerek yeterli güvenliğe sahip olmayan binaların viskoz akışkanlı sönümleyiciler eklenerek güçlendirilmesi amacıyla, bu çalışma kapsamı içinde geliştirilen doğrusal olmayan artımsal analiz yönteminin sayısal uygulamalarına olanak sağlamak üzere

- 1. PERF_CAP
- 2. PEERC_VD
- 3. STRAIN

isimli üç bilgisayar programı hazırlanarak FORTRAN programlama dilinde kodlanmıştır.

Yukarıda verilen sıralama düzeninde, birbirinden bağımsız olarak çalışan programlar aynı zamanda bir sonraki programa data üretmektedirler.

Bu bölümde, yukarıda belirtilen bilgisayar programlarının amaçları, kapsamları ve çalışma düzenleri ile giriş ve çıkış bilgileri açıklanacaktır.

5.1 PERF_CAP Bilgisayar Program

5.1.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni

PERF_CAP bilgisayar programı, Bölüm 2 de esasları ve hesap düzeni açıklanan MCCAP bilgisayar programını kullanarak

- en az bir simetri ekseni bulunan ve bileşik eğik eğilme etkisinde olan betonarme kesitlerde gerçek iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının ve akma koşullarının elde edilmesi
- 2) bu bilgilerden yararlanarak
 - 2.1) elemanların enkesit eğilme rijitliklerinin tayini
 - 2.2) eğilme düzlemi içinde olmak üzere, en az bir simetri ekseni bulunan ve basit eğilme etkisinde olan betonarme kesitlerin taşıma kapasitelerinin hesabı

 iki simetri ekseni bulunan ve bileşik eğik eğilme etkisinde olan betonarme kesitlerde gerçek ve idealleştirilmiş akma yüzeyinin belirlenmesi amacıyla hazırlanmıştır

Betonarme kesitlerin enkesit eğilme rijitliği

- a) normal kuvvetin değerine
- b) enkesit geometrisine ve donatı yerleşim düzeni bakımından simetrik olmayan betonarme kesitlerde, ayrıca eğilme momentinin yönüne bağlı olarak değişmektedir.

PERF_CAP programı ile enkesit eğilme rijitliklerinin belirlenmesinde, yalnız düşey yüklerden oluşan iç kuvvetler gözönünde tutulmakta ve bu yükler altındaki statik hesapta ise, brüt enkesit eğilme rijitlikleri esas alınmaktadır.

5.1.2 Programın giriş bilgileri

PERF_CAP programının giriş bilgileri aşağıda sıralanmıştır.

1) Program kontrol bilgileri

Kontrol bilgileri kapsamındaki bir değişkenin değerine bağlı olarak, istenildiğinde kolon öz ağırlıkları doğrudan doğruya program tarafından hesaplanarak düğüm noktası düşey yüklerine eklenmektedir. Bu durumda kolon öz ağırlıklarının ayrıca giriş bilgisi olarak verilmesine gerek kalmamaktadır.

2) Malzeme karakteristikleri

Bölüm 2 de beton ve donatı için tanımlanmış olan davranış modellerine ait karakteristik değerlerden oluşmaktadır.

3) Sistem özellikleri

Sistemin düğüm noktalarının sayısı, sistemdeki çubuk sayısı ve düğüm noktalarının koordinatlarından oluşmaktadır. Ayrıca, yüklü düğüm noktalarının ve çubukların sayısı da giriş bilgisi olarak verilmektedir.

4) Çubuk enkesit özellikleri

Çubukların enkesit boyutlarını ve enkesitteki donatı yerleşim durumlarını kapsamaktadır.

5) Yük bilgileri

Çubukların üzerindeki ve düğüm noktalarındaki düşey tekil yüklerden oluşmaktadır.

5.1.3 Programın çıkış bilgileri

PERF_CAP programının çıkış bilgileri şu şekilde düzenlenmiştir:

- 1) enkesit eğilme rijitlikleri
- tek eksenli basit eğilme etkisindeki kirişlerde pozitif ve negatif eğilme momenti taşıma kapasiteleri
- bileşik eğik eğilme etkisindeki kolonlarda idealleştirilmiş akma yüzeyini tanımlayan köşe noktalarının koordinatları
- 4) ikinci mertebe teorisine göre hesap yapılması halinde çubuklardaki normal kuvvetler.

Ayrıca, PERF_CAP programıyla elde edilen çıkış bilgileri uygun bir şekilde düzenlenerek, PEERC_VD programı tarafından kullanılmaları sağlanmaktadır.

5.2 PEERC_VD Bilgisayar Program

5.2.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni

PEERC_VD bilgisayar programı, mevcut olan veya yeni tasarımı yapılan betonarme binalara ait yapı sistemleri ile deprem güvenliği yetersiz olan ve bu nedenle viskoz sönümleyiciler eklenerek güçlendirilen binaların deprem performansının belirlenmesi için geliştirilen yöntemin sayısal uygulamalarına olanak sağlamak amacıyla hazırlanmıştır, Şekil 5.1.

Bu program yardımıyla, Bölüm 4.1 de verilen varsayımların gerçekleştiği betonarme düzlem çubuk sistemlerin ve döşemeleri kendi düzlemi içinde sonsuz rijit varsayılan uzay çubuk sistemlerin belirli bir deprem hareketi için performans düzeyleri belirlenebilmektedir. Betonarme yapıda, öngörülen bir deprem hareketi altında istenen performans düzeyinin sağlanamadığı durumda, deprem güvenliğinin arttırılması amacıyla enerji sönümleyici aygıtlar kullanılması mümkün olabilmektedir.



Şekil 5.1a : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı

PEERC_VD bilgisayar programı, Şekil 5.1a-g de verilen genel akış diyagramında belirtilen işlemleri yerine getiren bir ana program ile işlevleri aşağıda açıklanan alt programlardan oluşmaktadır.

- a) KOD: Düğüm noktalarının bağımlı ve bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerini ayırt etmek amacıyla hazırlanan bir alt programdır. Kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit olduğu varsayıldığından, düğüm noktalarının düzlem içi yerdeğiştirme bileşenlerine aynı, düzlem dışı yerdeğiştirme bileşenlerine ise farklı numaralar verilmektedir.
- b) TRANS, [T]: Çubukların doğrultman kosinüslerinden oluşan dönüştürme matrislerini elde etmektedir.
- c) CUBUK: Çubuk eksen takımındaki çubuk rijitlik matrisi elemanlarını birinci veya ikinci mertebe teorilerine göre hesaplamaktadır. Çubuk boyunca eğilme rijitliği değişken olan kirişlerde, çubuk rijitlik matrisi elemanlarının hesabı için GUSE alt programını çağırmaktadır.
- d) GUSE: Eğilme rijitliği açısından birbirinden farklı üç bölgesi bulunan kirişlerin rijitlik ve yükleme matrisi elemanlarını hesaplamaktadır.
- e) TRCUBUK: [T] dönüştürme matrisini kullanarak, çubuk eksen takımındaki çubuk rijitlik matrislerini sistem eksen takımına dönüştürmektedir.
- f) TRANSII, [TT]: Kat döşemeleri düzlemi içinde sonsuz rijit varsayılan yapılarda, döşeme düzlemi içindeki düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenlerini seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak ifade etmekte kullanılan bir dönüştürme matrisini hesaplamaktadır.
- g) MATCAP: Bu alt program ile, rijit kat döşemesi içerisinde bulunmayan çubuk elemanlara ait sistem rijitlik matrisi terimleri, rijit diyafram davranışının tanımlandığı referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelecek şekilde dönüştürülmektedir.
- h) AKDUZ: Bileşik eğik eğilme etkisindeki kesitlerde, idealleştirilmiş akma yüzeyini oluşturan düzlemlerin denklemleri, yüzeyi tanımlayan noktaların koordinatlarına bağlı olarak elde edilmektedir.



Şekil 5.1b : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı (Devam)



Şekil 5.1c : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı (Devam)

- i) PPFI: Doğrusal olmayan eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin birim değerlerinden dolayı, çubuk eksen takımında oluşan $[P_{\phi}]_i$ ve $[P_{\phi}]_j$ plastik uç kuvvetleri matrislerini hesaplamaktadır.
- j) TTRPPF: Çubuk eksen takımındaki $[P_{\phi}]_i$ ve $[P_{\phi}]_j$ plastik uç kuvvetleri matrisleri $[T]^T$ matrisi ile sistem eksen takımına dönüştürmektedir.
- k) TRANTTRPF: Rijit diyafram davranışı nedeniyle, rijit kat döşemesi içinde bulunmayan çubuklarda oluşan plastik kesitler için elde edilen, sistem eksen takımındaki $[P_{\phi}]_{ix}, [P_{\phi}]_{jx}$ plastik uç kuvvetleri matrislerine $[TT]^{T}$ dönüştürme matrisi ile ikinci bir dönüşüm uygulanmaktadır.
- SMIN ve SYR0: Öncelikle, bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerini numaralandırarak ve bağımlı yerdeğiştirme bileşenlerine aynı numaralar vererek sistem rijitlik matrisinin kurulmasını sağlamaktadır. Daha sonra, bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelen rijitlik terimleri bağımlı yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelen rijitlik terimleri üzerine indirgenerek, plastik kesit içermeyen sistemin indirgenmiş yatay rijitlik matrisi elde edilmektedir.
- m) EKKIN, SYRFI ve INDIRGE: Artımsal analizin her adımında, yapıda oluşan plastik kesitlerin etkisini içeren ek kolon matris indirgenmektedir. İndirgenmiş ek kolon matrisin, plastik kesit içermeyen k=0 durumuna ait yatay rijitlik matrisi üzerine indirgenmesiyle, hesabın bu adımında plastik kesitlerin etkisini içeren indirgenmiş yatay rijitlik matrisinin elde edilmesi sağlanmaktadır.
- n) KUTLE: Yapının kütle matrisini oluşturan alt programdır. Kütle matrisi, her katın kütle merkezinde tanımlı kütlelerden oluşmaktadır.
- o) EFFEKTIF: Artımsal yük analizinin her adımında, yapı için elde edilen yerdeğiştirme düzeyine karşı gelen indirgenmiş yatay rijitlik matrisini elde eden alt programdır.
- p) OZDEGER: Yapının etkin rijitliği esas alınarak modal analiz yapılmaktadır.
- q) ALFAPF: Artımsal analizin her adımında, elde edilen kesme kuvveti ve yerdeğiştirme değerlerinin modal ivme ve yerdeğiştirme değerlerine dönüşümü için gerekli olan kütle katılım ve modal katılım çarpanlarını hesaplayan alt programdır.



Şekil 5.1d : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı (Devam)



Şekil 5.1e : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı (Devam)

- r) TRMOD: Viskoz akışkanlı lineer sönümleyicilerin yapı içerisindeki konumunu tanımlayan doğrultman kosinüslerinin oluşturduğu bir transformasyon matrisidir.
- s) ENERJIWD: Bu programda viskoz sönümleyicilerde sönümlenen enerji hesaplanmaktadır.
- t) EMERJIWE: Artımsal analizin her adımında, yapının şekildeğiştirme enerjisi elde edilmektedir.
- u) HISTERETIK, KAPPA: Yapının doğrusal olmayan davranışı sonucunda sönümlenen enerji eşdeğer viskoz sönüme dönüştürülmektedir.
- v) AZALMA, SPECIN: Yapı içindeki toplam sönüm oranına karşı gelen elastik istem spektrumu elde edilmektedir.
- y) TIME: Artımsal analizin her adımında, doğrusal olmayan sistem eşdeğer doğrusal tek serbestlik dereceli bir sisteme dönüştürülmekte ve doğrusal olmayan sistemin dinamik karakteristiklerine sahip olan tek serbestlik dereceli sistemin verilmiş bir deprem kaydı için zaman tanım alanındaki çözümünden yararlanarak modal yerdeğiştirme ve ivme istemi elde edilmektedir.



Şekil 5.1f : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı (Devam)


Şekil 5.1g : PEERC_VD bilgisayar programının genel akış diyagramı (Devam)

5.2.2 Giriş bilgileri

PEERC_VD programının giriş bilgileri

- 1) kontrol bilgileri
- 2) malzeme karakteristikleri
- 3) enkesit özellikleri
- 4) sistem özellikleri
- 5) çubuk özellikleri
- 6) yük bilgileri
- 7) kütle bilgileri
- 8) depremin tanımlanması

şeklinde düzenlenmiştir.

Yukarıda verilen giriş bilgilerinin bir bölümü PERF_CAP programı tarafından hazırlanmaktadır. PEERC_VD bilgisayar programına ait diğer giriş bilgileri aşağıda açıklanmıştır.

1) Kontrol Bilgileri

Kontrol bilgileri program içinde mevcut olan bazı değişkenleri (IOPT, ITH, NKEY, ICON) içermekte ve bu değişkenler yardımıyla

- 1.1) yapının mevcut durumuna veya güçlendirilmiş durumuna ait deprem güvenliğinin belirlenmesine yönelik analizin yapılması
- 1.2) yapının deprem performansının belirlenmesinde belirli bir tasarım spektrumunun veya gerçek bir deprem kaydının gözönüne alınması
- 1.3) yapının analizinde birinci veya ikinci mertebe teorilerinin uygulanması
- 1.4) kirişlerin eğilme rijitlikleri ve eğilme momenti taşıma kapasiteleri bakımından farklı olan bölgelerinin sınırlarının belirlenmesi sağlanabilmektedir.
- 2) Malzeme Karakteristikleri

Bu bilgiler beton çeliği ve betonarme betonu için Bölüm 2 de verilen idealleştirilmiş $\sigma - \varepsilon$ bağıntılarını tanımlayan büyüklüklerden oluşmaktadır.

3) Enkesit Özellikleri

Enkesit geometrisini tanımlayan büyüklükler giriş bilgisi olarak verilir.

4) Sistem Özellikleri

Giriş bilgilerinin bu bölümünde, en üst kattan başlamak üzere, her kattaki düğüm noktası sayısı, tam ankastre olan mesnetlerin sayısı, çubuk sayısı, yüklü düğüm noktası ve çubuk sayısı ile düğüm noktalarının koordinatları ve rijit döşemeli yapılarda referans noktasını tanımlayan X ve Y koordinatları verilmektedir. Bu bölümde ayrıca, viskoz akışkanlı sönümleyiciler kullanılarak yapının güçlendirilmesi (IOPT=2) durumunda, sönümleyici sayısıda (NSS) giriş bilgisi olarak verilir.

5) Çubuk Özellikleri

Bu bölümde, çubuk sayısı (NCS) kadar tekrarlanmak üzere, çubukların i ve j uçlarının düğüm noktası numaraları ile KT çubuk tipi katsayısı giriş bilgisi olarak verilmektedir. Diğer çubuk özellikleri KT değişkenine bağlı olarak PERF_CAP programı tarafından hazırlanır. Bunlar, KT değerinin 1 olması durumunda, kirişler için burulma rijitliği ile farklı üç bölgeye ait bölge sınırları, eğilme rijitlikleri, pozitif ve negatif eğilme momenti taşıma kapasiteleri, KT değerinin 2 veya 3 olması durumunda ise, kolonların eğilme rijitlikleri, burulma rijitlikleri ve idealleştirilmiş akma yüzeyini tanımlayan noktaların koordinatlarıdır. KT değişkeninin 2 olması kolonlarda birinci mertebe teorisinin esas alınacağını, 3 olması ise kolonlarda ikinci mertebe etkilerinin hesaba katılacağını ifade etmekte ve bu durumda kolonlardaki normal kuvvetlerin tahmin edilen değerleri de giriş bilgisi olarak verilmektedir. IOPT=2 durumunda, sönümleyici sayısı (NSS) kadar tekrarlanmak üzere, sönümleyicilerin *i* ve *j* uçlarının düğüm noktası numaraları ile her sönümleyicinin sönüm katsayısı (CS) giriş bilgisi olarak verilir.

6) Yük Bilgileri

Yük bilgileri düğüm noktası yükleri ve çubuk yükleri olmak üzere iki gruptan oluşmaktadır. Düşey yüklerden oluşan yayılı çubuk yükleri yeter sayıda statikçe eşdeğer tekil kuvvet ile ifade edildiğinden, bu kuvvetlerin değerleri ve çubuk sol ucundan olan uzaklıkları giriş bilgisi olarak verilir. Düğüm noktası yükleri ise, her düğüm noktasında, düşey ve yatay yük grupları için ayrı ayrı verilmelidir. Döşemeleri kendi düzlemi içinde rijit olan yapılarda, ayrıca her kattaki toplam yatay yükler ve bu yüklerin bileşkesi ile yapı kütle merkezi arasındaki dışmerkezlik de verilmelidir.

7) Kütle Bilgileri

Yapının kütle merkezinde, titreşim hareketini tanımlayan ilgili serbestlikler doğrultusunda ve katların ağırlıklarına bağlı olarak hesaplanan kütlelerden oluşmaktadır.

8) Depremin Tanımlanması

Giriş bilgilerinin bu bölümü, mevcut veya yeni tasarlanan betonarme yapıların deprem performansının belirlenmesinde gözönüne alınan deprem hareketinin tanımlanmasına yönelik giriş bilgilerinden oluşmaktadır.

5.2.3. Çıkış bilgileri

PEERC_VD programının çıkış bilgileri

- yük artımının her adımına ait yük parametreleri, toplam yük parametresi, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri ve iç kuvvetler
- plastik kesitlerin türleri, yerleri ve oluştukları yük parametreleri ile, plastik kesitlerdeki iç kuvvet durumları ve plastik şekildeğiştirmeler (plastik dönmeler) dir.

IOPT kontrol değişkeninin **1** olması durumu mevcut bir betonarme binanın, **2** olması durumu ise, deprem güvenliğinin yetersiz olması nedeniyle, viskoz sönümleyicilerle güçlendirilen betonarme bir binanın belirli bir deprem için deprem performansının belirlenmesine yönelik hesaba karşı gelmektedir. (1) ve (2) ile ifade edilmiş olan çıkış bilgileri, gözönüne alınan deprem seviyesi için, yapıdaki istem büyüklüklerini ifade etmektedir. Ayrıca, elde edilen bu çıkış bilgileri STRAIN programının giriş bilgilerinin bir bölümünü oluşturmaktadır.

5.3 STRAIN Bilgisayar Programı

5.3.1 Programın amacı, kapsamı ve çalışma düzeni

Genel akış diyagramı Şekil 5.1f de verilen STRAIN programının amacı, artımsal yük analizi kullanılarak performansı belirlenen bir yapıda, plastikleşen kesitlerdeki plastik dönme istemlerinden yararlanarak plastik eğrilik ve toplam eğrilik istemlerini elde edilmesidir. Daha sonra, toplam eğrilik istemine bağlı olarak, betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri hesaplanır. Bu şekildeğiştirme istemleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanmış olan ilgili birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit düzeyinde performans değerlendirmesi yapılabilmektedir.

5.3.2 Giriş bilgileri

STRAIN Programinda

- 1) beton çeliği ve betonarme betonunun idealleştirilmiş $\sigma \varepsilon$ bağıntısını tanımlayan büyüklükler
 - 1.1) enkesit geometrisini tanımlayan büyüklükler
 - 1.2) enkesitteki donatı alanları ve koordinatları
 - 1.3) plastik bölge uzunlukları
- 2) yapı için belirlenen yerdeğiştirme istemine *(performans noktası)* kadar, artımsal yük analizinin her adımında plastik kesitlerde oluşan plastik dönmelerin değerleri
- 3) yapının performans noktasındaki göreli kat ötelemeleri

giriş bilgilerini oluşturmaktadır.

5.3.3 Çıkış bilgileri

STRAIN programının çıkış bilgileri

- 1) kesit düzeyindeki performans değerlendirmesi sonuçları
- 2) binaya ait deprem performans seviyesi

olarak düzenlenmiştir.



6. SAYISAL ÖRNEKLER

6.1. Genel Bilgiler

Ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere göre deprem güvenliği açısından yetersiz boyutlandırılan mevcut betonarme yapı sistemlerinin öngörülen performans kriterlerine bağlı olarak deprem güvenliğinin tespiti ve rehabilitasyonu kapsamında;

- Yapıların her iki bakımdan doğrusal olmayan teorinin (malzeme ve geometrik değişimleri bakımından) esasları kullanılarak yük artımı yöntemi ile doğrusal olmayan statik analizinin yapılması,
- 2. Yapıların belirli bir deprem seviyesi için, performansının belirlenmesine yönelik hesap algoritmasının oluşturulması,
- Öngörülen performans kriterlerini sağlamayan yapıların deprem güvenliğinin iyileştirilmesinde viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılmasına yönelik olarak sayısal incelemelerin yapılması amaçlanmaktadır.

Sayısal incelemeler, altı katlı düzlem tek açıklıklı bir çerçeve üzerinde iki aşamadan oluşacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Birinci aşama, bu çalışmada geliştirilen yöntemin bir uygulaması, ikinci aşama ise belirli varsayımlar ve bazı basitleştirilmiş yaklaşımları içeren birinci aşamadaki hesap yönteminden elde edilen sonuçlarının doğrullanmasına yönelik sayısal uygulamayı içermektedir. Birinci aşamanın sayısal incelemesinde, altı katlı tek açıklı düzlem çerçeve yapı sistemi malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teori esasları çerçevesinde sabit düşey yükler ve orantılı artan yatay kuvvetler altında hesabı yapılarak, öncelikli olarak 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan 475 yıllık dönüş periyoduna sahip tasarım depremi için yapının mevcut deprem performans değerlendirmesi yapılmıştır.

Mevcut deprem performansının belirlenmesinde ise yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı bir değerlendirme yaklaşımı izlenmiştir. Tasarım depremine göre mevcut performansı belirlenen yapının daha ileri düzeyde hasar görebileceği 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan 2475 yıllık dönüş periyodu olan en büyük deprem etkileri altında performansı yeniden değerlendirilmiştir. Kesit hasarının göçme düzeyinde olduğu bu

deprem etkisi için yapının güçlendirilmesi noktasında geliştirilen ve bu çalışmada önerilen algoritmanın içerisinde de yer alan viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılması esas alınmıştır. Geliştirilen yöntemde artımsal analize bağlı olarak elde edilen yapısal kapasite büyüklüklerinin modal ivme ve yerdeğiştirme cinsinden karşılıklarının, depremin yapıdan talebi olan spektral ivme ve yerdeğiştirme büyükleriyle karşılaştırılmasıyla bir performans belirleme yaklaşımı esas alınmaktadır. Bu yaklaşımdaki deprem etkisinin tanımlanmasında Bölüm 4 te ayrıntılı olarak açıklanmış olan ölçeklendirme yöntemi ile tasarım ivme spektrumuna uyumlu olacak şekilde ölçeklendirilmiş 7 adet deprem kaydı kullanılmaktadır. Dolayısıyla geliştirilen yöntem her bir deprem için ayrı ayrı uygulanarak elde edilen sonuçlar ile performans değerlendirmesi yapılmaktadır.

İkinci asama ise mevcut deprem performansının belirlenmesi ve olası bir güçlendirmede ileri teknolojik aygıtların kullanılması noktasında hız bağımlı özelliğe sahip viskoz sönümleyicilerin kullanımını içeren birinci aşamadaki hesap algoritmasının içerdiği varsayımlar ve yaklaşımların tutarlılığı bakımından değerlendirilmesini amaçlamaktadır. Bu amaçla açık kaynak kodlu olan ve uluslararası düzeyde saygın bircok üniversitede kullanılan ve özellikle deprem mühendisliği'ne yönelik problemlerin çözümlenmesinde güçlü bir akademik altyapısı olan OpenSEES [160] yapısal analiz programı kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın bu aşamasında doğrusal olmayan dinamik analizlerden elde edilen sonuçlar içerisinde yapısal performansın değerlendirilmesine yönelik parametrelerin ayıklanması, işlenmesi ve ilgili sınır değerlerle karşılaştırılabilir hale getirilmesi için yine bu tez çalışması kapsamında MATLAB [161] programlama dilinde geliştirilmiş Disp.m, Drift.m, Kesme.m. Strain Beams Perf.m ve Strain Col Perf.m programlarından yararlanılmıştır. Bu programlar, özellikle birden fazla deprem ivme kaydının kullanılmasının gerekli olduğu kapsamlı zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler için sonuçların değerlendirilmesinde önemli bir kolaylık teşkil etmektedir. Programların kullanılmasıyla, her bir deprem ivme kaydı etkisi için yapılan yapısal analizler sonucunda elde edilmis olan yapının yerdeğiştirme, göreli kat öteleme oranı, kat kesme kuvveti, kiriş ve kolonlarda plastikleşmenin oluşma olasılığı olan kritik kesitlerindeki beton ve donatı çeliği birim kısalma ve uzama şekildeğiştirme

değerleriyle, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı performans değerlendirmesine yönelik ilgili esas büyüklüklerin hesaplanması mümkün olabilmektedir.

6.2 Sayısal Ornek 1. Aşama : Altı Katlı Tek Açıklıklı Düzlem Çerçeve (Geliştirilen Yöntem)

Geometrisi ve düşey, yatay işletme yükleri Şekil 6.1 de verilen altı katlı betonarme düzlem çerçeve malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teorinin esasları kapsamında analizleri yapılarak tasarım depremi için mevcut performansı belirlenecektir. Ayrıca en büyük deprem için yapının genel hasar dağılımı elde edilerek, hasarların belirli bir performans düzeyini sağlayacak büyüklüklerde kalması için viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılmasına yönelik elde edilen sonuçlar irdelenecektir. Sistem, sabit düşey yükler altında aralarındaki oran sabit kalacak şekilde değişen yatay yüklere göre hesaplanmaktadır.



a) düşey işletme yükleri($\wp_d = 1.00$) b) yatay işletme yükleri($\wp_y = 1.00$)



Kiriş ve kolon enkesitlerinin boyutları Çizelge 6.1 de verilmiştir. Çizelgeden görüldüğü gibi, kolon enkesit boyutları her iki katta bir değişmektedir. Çerçeveyi oluşturan kiriş ve kolonların boyuna donatı yerleşim düzeni Şekil 6.2 de verilmiştir.



Çizelge 6.1 : Kiriş ve kolon enkesit boyutları.

Şekil 6.2 : Kiriş ve kolonlarda donatı yerleşimi.

Betonarme çerçeve sistemin yapımında kullanılan C25 betonarme betonunun ve S420 donatı çeliğinin idealleştirilmiş gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları Şekil 6.3 te görülmektedir. Elastisite modülleri betonarme betonunda $E_c=3.025 \times 10^4$ N/mm², beton çeliğinde $E_s=2 \times 10^5$ N/mm² değerlerini almaktadır.



Şekil 6.3 : Betonarme betonu ve beton çeliği σ - ε bağıntıları.

Çerçeveyi oluşturan kiriş ve kolonların boyuna donatı çap ve sayıları ise Çizelge 6.2 ve Çizelge 6.3 te verilmiştir.

Kiriş No →		1	
6.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge
A _{S-üst}	$2\Phi 12 + 3\Phi 18$	2Φ12	$2\Phi 12 + 3\Phi 18$
A _{S-alt}	7Φ16	5Ф16	7Φ16
Kiriş No →		2	
5.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge
A _{S-üst}	$2\Phi 14 + 3\Phi 18$	2Φ14	$2\Phi 14 + 3\Phi 18$
A _{S-alt}	6Ф18	6Ф18	6Ф18
Kiriş No →		3	
4.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge
A _{S-üst}	$3\Phi 14 + 4\Phi 20$	3Φ14	$3\Phi 14 + 4\Phi 20$
A _{S-alt}	7Φ16	7Φ16	7Φ16
Viria No -		4	
KIIIŞ INO 🔿			
3.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge
3.Kat A _{S-üst}	1.Bölge 3Ф14+6Ф20	2.Bölge 3Ф14	3.Bölge 3Φ14+6Φ20
3.Kat A _{S-üst} A _{S-alt}	1.Bölge 3Φ14+6Φ20 6Φ16	2.Bölge 3Ф14 6Ф16	3.Bölge 3Ф14+6Ф20 6Ф16
$\frac{A_{S-ust}}{A_{S-alt}}$ Kiriş No \rightarrow	1.Bölge 3Φ14+6Φ20 6Φ16	2.Bölge 3Φ14 6Φ16 5	3.Bölge 3Φ14+6Φ20 6Φ16
$\frac{3.Kat}{A_{S-ust}}$ $\frac{A_{S-ust}}{A_{S-alt}}$ Kiriş No \rightarrow 2.Kat	1.Bölge 3Φ14+6Φ20 6Φ16 1.Bölge	2.Bölge 3Ф14 6Ф16 5 2.Bölge	3.Bölge 3Ф14+6Ф20 6Ф16 3.Bölge
$\frac{3.Kat}{A_{S-ust}}$ $\frac{A_{S-ust}}{A_{S-alt}}$ $\frac{Kiriş No \rightarrow}{2.Kat}$ A_{S-ust}	$ \begin{array}{r} 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi20\\ 6\Phi16\\ \hline 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi22 \end{array} $	2.Bölge 3Φ14 6Φ16 5 2.Bölge 3Φ14	$3.B\ddot{o}lge$ $3\Phi 14 + 6\Phi 20$ $6\Phi 16$ $3.B\ddot{o}lge$ $3\Phi 14 + 6\Phi 22$
$\begin{array}{r} \text{King No} \rightarrow \\ \hline \textbf{3.Kat} \\ A_{\text{S-üst}} \\ \hline A_{\text{S-alt}} \\ \hline \textbf{Kiriş No} \rightarrow \\ \hline \textbf{2.Kat} \\ A_{\text{S-üst}} \\ \hline A_{\text{S-alt}} \\ \hline \end{array}$	$ \begin{array}{r} 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi20\\ 6\Phi16\\ \hline 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi22\\ 5\Phi16\\ \end{array} $	2.Bölge 3Ф14 6Ф16 5 2.Bölge 3Ф14 5Ф16	3.Bölge 3Ф14+6Ф20 6Ф16 3.Bölge 3Ф14+6Ф22 5Ф16
Kiniş No 3.Kat $A_{S-üst}$ A_{S-alt} Kiriş No 2.Kat $A_{S-üst}$ A_{S-alt} Kiriş No	$ \begin{array}{r} 1.B\"{o}lge\\3\Phi14+6\Phi20\\6\Phi16\\\\\hline 1.B\"{o}lge\\3\Phi14+6\Phi22\\5\Phi16\\\end{array} $	2.Bölge 3Φ14 6Φ16 5 2.Bölge 3Φ14 5Φ16 6	3.Bölge 3Ф14+6Ф20 6Ф16 3.Bölge 3Ф14+6Ф22 5Ф16
Kiniş No 3.Kat $A_{S-üst}$ A_{S-alt} Kiriş No 2.Kat A_{S-alt} Kiriş NoKiriş No 1.Kat	$ \begin{array}{r} 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi20\\ 6\Phi16 \end{array} $ $ \begin{array}{r} 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi22\\ 5\Phi16 \end{array} $ $ \begin{array}{r} 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi22\\ 5\Phi16 \end{array} $	2.Bölge 3Φ14 6Φ16 5 2.Bölge 3Φ14 5Φ16 6 2.Bölge	3.Bölge 3Ф14+6Ф20 6Ф16 3.Bölge 3Ф14+6Ф22 5Ф16 3.Bölge
Sint No3.Kat $A_{S-üst}$ A_{S-alt} Kiriş No2.Kat $A_{S-üst}$ A_{S-alt} Kiriş NoI.Kat $A_{S-üst}$	$ \begin{array}{r} 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi20\\ 6\Phi16\\ \hline 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi22\\ 5\Phi16\\ \hline 1.B\"{o}lge\\ 3\Phi14 + 6\Phi22\\ 5\Phi14 \end{array} $	2.Bölge 3Φ14 6Φ16 5 2.Bölge 3Φ14 5Φ16 6 2.Bölge 3Φ14	3.Bölge $3\Phi 14 + 6\Phi 20$ $6\Phi 16$ 3.Bölge $3\Phi 14 + 6\Phi 22$ $5\Phi 16$ 3.Bölge $3\Phi 14 + 6\Phi 22$

Çizelge 6.2 : Kiriş Boyuna Donatılar.

Çizelge 6.3 : Kolon boyuna donatılar.

Kat No	Kolon Elemanı	Toplam
6.	7,8	$4\Phi 16 + 4\Phi 14$
5.	9,10	8Ф18
4.	11,12	8Ф18
3.	13,14	8Ф18
2.	15,16	8Φ20
1.	17,18	8Φ20

Bu çalışmada kullanılan yöntemin algoritması içerisinde, her itme adımı için yapının serbest titreşim analizinin yapılarak titreşim periyodu ve mod şeklinin belirlenmesi gerekmektedir. Yapının katlarındaki kütle dağılımı Şekil 6.4 te verilmektedir.

Kütleler her katta düğüm noktalarında eşit olarak paylaştırılmış olup hesaba esas kütle matrisi diyagonal bir matristir.

Çizelge 6.4	: Kat kütleleri
Kat No	m _i [kNs ² /m]
6.	37.23
5.	56.31
4.	56.92
3.	57.53
2.	58.14
1.	58.76



Şekil 6.4 : Kat kütlelerinin sistem üzerinde dağılımı

Sistemin kütle matrisi;



şeklindedir.

Bu çalışmanın sayısal incelemelerinde kullanılan sistemin tasarımı için gerekli yatay deprem yüklerinin hesabında ABYBHY-2007 yönetmeliği'nde yer alan elastik tasarım ivme spektrumu esas alınmıştır. Zemin sınıfı Z2 ve 1. Derece deprem bölgesi kabulü yapılmıştır.

Buna göre, uygulanan yöntemin performansın belirlenmesi yaklaşımında, artımsal itme analizinin her adımında sistemin değişen dinamik karakteristiklerinin belirlenerek, ilgili adımda yapının eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemle temsil edilmesi ve bu duruma karşı gelen hareket denkleminin(dinamik denge denklemi) ilgili deprem için çözülerek spektral ivme ve yerdeğiştirme taleplerinin belirlenmesi yer almaktadır. Bu durum öncelikli olarak ilgili tasarım spektrumuna en iyi uyumu sağlayacak 7 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydının seçilmesini gerektirmektedir. Seçilen 7 adet deprem kaydına ait ölçeklendirilmiş ivme spektrumları ve ortalama spektrum Şekil 6.5 te verilmektedir. Deprem kayıtlarına ait bilgiler ve ölçekleme katsayıları Çizelge 6.5 te, deprem kayıtlarının zamana bağlı olarak değişimleri ise Şekil 6.6 da gösterilmiştir.



Şekil 6.5 : Ölçeklendirilmiş depremlere ait spektrumlar, ortalama spektrum ve tasarım spektrumu.

	Yerel Zemin Sınıfı : Z2								
Kayıt No	Deprem	Tarih	İstasyon	Kayıt	Fay Kırığına en yakın mesafe [km]	Kayıt Süresi [sn]	Anlamlı Süre [sn]	Faylanma Mekanizması	Ölçekleme Katsayısı (α)
P0162	Imperial Valley	15.10.1979	5060 Brawley Airport	H-BRA315	8.5	37.815	20.03	SS	1.831
P0177	Imperial Valley	15.10.1979	952 El Centro Array #5	H-E05140	4.2	39.28	10.66	SS	0.963
P0727	Superstitn Hills(B)	24.11.1987	Poe Road	B-POE360	12.4	22.29	19.54	SS	1.384
P0802	Erzincan	13.03.1992	95 Erzincan	ERZ-EW	2	20.775	13.295	SS	0.849
P1043	Kobe	16.01.1995	0 KJMA	KJM000	0.6	47.98	14.26	SS	0.433
P1103	Kocaeli	17.08.1999	İzmit	IZT090	4.8	29.995	25.14	SS	1.598
P1540	Düzce	12.11.1999	Bolu	DZC270	8.2	25.88	13.73	SS	0.717

Çizelge 6.5 : Deprem kayıtları ve ölçekleme katsayıları





Yukarıda açıklanan sistem ve yükleme özellikleri esas alınarak, öncelikli olarak yapı sisteminin mevcut durumunun, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremi için deprem performansı belirlenmiştir. Performansın belirlenmesi için, bu çalışma kapsamında geliştirilmiş olan Bölüm 4 te esasları verilen ve Bölüm 5 te akış diyagramları yer alan PEERC-VD ve STRAIN bilgisayar programından yararlanılmıştır.

Mevcut çerçeve sistemin deprem performansının belirlenmesinde öncelikli olarak yukarıda açıklanan sistem ve yükleme özellikleri esas alınarak, yapı sisteminin her iki bakımdan doğrusal olmayan teorinin (malzeme ve geometrik değişimleri bakımından) esasları kullanılarak yük artımı yöntemi ile doğrusal olmayan statik analizi yapılacaktır. Elde edilecek eğri yapı sisteminin yatay yük taşıma kapasitesine karşı gelmektedir. Yapı sisteminin davranışının daha yakından izlenebilmesi amacıyla, kolon ve kiriş enkesit rijitlikleri olarak Bölüm 2. de

$$\left(EI\right)_{c} = \frac{M_{L_{1}}}{\chi_{L_{1}}}$$

şeklinde tanımlanan (çatlamış kesit) eğilme rijitlikleri kullanılmıştır. Buna göre mevcut çerçeve sistemin yapılan artımsal itme analiziyle elde edilen taban kesme kuvveti- (V_T) -Tepe Yatay Yerdeğiştirmesi- (Δ_{tepe}) ilişkisi Şekil 6.7 de verilmiştir.



Şekil 6.7 : Mevcut çerçeve sisteme ait kapasite eğrisi

Sistemde meydana gelen plastik kesitler ve bunların oluşum sırası Şekil 6.8 de verilmiştir.



Şekil 6.8 : Sistemde meydana gelen plastik kesitler ve oluşum sırası

Şekil 6.8 de çerçeve sistem üzerindeki plastik kesit oluşumuna bakıldığında toplam 7 adet plastik kesitin kolon elemanlarında, diğer 7 adet ise kiriş elemanlarında oluştuğu görülmektedir.

Sözkonusu sistemin yatay yük taşıma kapasitesi $\Delta_{tepe} = 28$ cm lik bir yerdeğiştirme ile $V_T = 340$ kN olarak elde edilmiştir. Sistemin Şekil 6.7 deki kapasite eğrisinden de görülebileceği gibi, bu yatay yerdeğiştirme düzeyinden sonra sistemin yük taşıma kapasitesinin azaldığı, fakat yerdeğiştirmelerdeki artımın devam ettiği bir davranış sözkonusu olmaktadır. Bu kol üzerindeki davranışın tanımlanması için analizin yerdeğiştirme artımlı olarak sürdürülmesi gerekmektedir. Buna yönelik analiz yöntemi bu çalışmadaki algoritma içerisinde yer almamaktadır. Yatay yük parametresi, taban kesme kuvveti ve tepe yerdeğiştirmeleri Çizelge 6.6 de, plastik kesitlerdeki plastik dönme değerleri ise Çizelge 6.7 de artımsal itme analizin her bir adımı için verilmiştir.

<i>k</i> .	$\Delta_{ ext{tepe}}$	YatayYük	VT
adım	[m]	Parametresi	[kN]
1.	0.096	0.772	198.8
2.	0.115	0.911	234.5
3.	0.131	1.013	260.7
4.	0.136	1.046	269.3
5.	0.139	1.058	272.4
6.	0.159	1.157	297.8
7.	0.159	1.160	298.5
8.	0.167	1.186	305.2
9.	0.175	1.212	311.9
10.	0.181	1.225	315.4
11.	0.208	1.268	326.4
12.	0.262	1.310	337.3
13.	0.275	1.318	339.3
14.	0.279	1.320	339.9

Çizelge 6.6 : Tepe yerdeğiştirmesi, yatay yük parametresi ve taban kesme kuvveti.

Artımsal itme analizi ile sistemin mevcut durumuyla yatay yük taşıma kapasitesi sınırı ve sistemde meydana gelen plastikleşmelerin sayısal büyüklükleri elde edilmiştir. Fakat sistemde artımsal itme analizinin ilerleyen adımlarında oluşan plastik kesitler nedeniyle sistemin yumuşama özelliği ve plastik kesitlerdeki doğrusal olmayan davranış nedeniyle yapıda bir sönümlemenin olacağı ve bu durumun yapıdaki plastik şekildeğiştirmelerin azalmasına neden olacaktır. Sönümlemenin gözönünde bulundurulduğu ve yapının öngörülen deprem etkisi için yapısal davranışının belirlendiği yaklaşım performansa dayalı değerlendirme olarak tanımlanmaktadır. Yukarıda tümüyle dayanım özellikleri elde edilmiş olan mevcut sistemin tasarım depremi için deprem performansı aşağıda değerlendirilmiştir.

Deprem performansının elde edilmesinde yapısal kapasite ile depremin yapıdan talebinin aynı koordinat ortamında karşılaştırılması ve performans noktasının belirlenmesi yaklaşımı izlenmektedir. Buna göre deprem etkisinin tek serbestlik dereceli bir sistemin farklı periyod ve sönüm seviyeleri için oluşan spektral ivme ve

			Plastik Kesit No												
Adım		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1.		0	/		-		-		-	-	-	-	-	-	-
2.		0.142	0	-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3.		0.264	0.175	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4.		0.305	0.245	0.045	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.	[ad]	0.322	0.270	0.064	0.018	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6.	e [r	0.452	0.475	0.215	0.166	-0.125	0	-	-	-	-	-	-	-	-
7.	mu (%)	0.456	0.481	0.219	0.167	-0.128	-0.004	0	-	-	-	-	-	-	-
8.	Dö Op (0.492	0.543	0.260	0.181	0.047	-0.053	-0.175	0	-	-	-	-	-	-
9.	stik	0.527	0.604	0.301	0.195	0.255	-0.102	-0.380	-0.047	0	-	-	-	-	-
10.	Pla	0.546	0.641	0.323	0.197	0.396	-0.141	-0.522	-0.076	-0.047	0	-	-	-	-
11.		0.606	0.764	0.395	0.199	1.119	-0.278	-1.252	0.435	-0.238	-0.510	0	-	-	-
12.		0.673	0.941	0.476	0.042	2.523	-0.666	-2.649	1.275	-0.621	-1.351	-0.423	0	-	-
13.		0.686	0.978	0.492	0.005	2.864	-0.752	-2.993	1.530	-0.710	-1.597	-0.520	0.032	0	-
14.		0.689	0.987	0.496	-0.007	2.966	-0.777	-3.096	1.607	-0.730	-1.671	-0.548	0.042	0.011	0

Çizelge 6.7 : Plastik kesit dönmeleri [%]

spektral yerdeğiştirme değerleriyle temsil edileceği düşünülürse, karşılaştırmanın yapılabilmesi için kapasite eğrisinin ordinatlarının spektral formata dönüştürülmesi gerekmektedir. Spektral formata dönüştürülmüş kapasite eğrisi modal kapasite eğrisi olarak tanımlanmaktadır. Dolayısıyla (k). itme adımı için modal kapasite eğrisi ordinatları

$$S_{d,1}^{(k)} = \frac{\Delta_{tepe}^{(k)}}{\Phi_{tepe,1}^{(k)} \times \Gamma_1^{(k)}} \text{ , } S_{a,1}^{(k)} = \frac{V_T^{(k)}}{\alpha_1^{(k)} \times M}$$

bağıntılarıyla elde edilmektedir. $\Gamma_1^{(k)}$ ve $\alpha_1^{(k)}$ modal katılım ve kütle katılım çarpanları

$$\Gamma_{1}^{(k)} = \frac{L_{1}^{(k)}}{M_{1}^{(k)}} = \frac{\left\{\left\{\Phi\right\}^{T}\right\}_{1}^{(k)} \left[M\right]\left\{l\right\}}{\left\{\left\{\Phi\right\}^{T}\right\}_{1}^{(k)} \left[M\right]\left\{\Phi\right\}_{1}^{(k)}} = \frac{\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \Phi_{i,1}^{(k)}}{\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \left(\Phi_{i,1}^{(k)}\right)^{2}}$$
$$\alpha_{1}^{(k)} = \frac{\left(L_{1}^{(k)}\right)^{2}}{M_{1}^{(k)}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \Phi_{i,1}^{(k)}\right)^{2}}{\sum_{i=1}^{nkat} m_{j} \left(\Phi_{i,1}^{(k)}\right)^{2}}$$

bağıntılarıyla elde edilmektedir. Bu ifadelerdeki $\{\Phi\}_{1}^{(k)}$ mod şekli ilgili yük artımında plastik kesitlerin etkisini içeren sistemin indirgenmiş etkin yatay rijitlik ve kütle matrisinden yararlanılarak yapılan serbest titreşim analizi ile elde edilmektedir. Artımsal itme analizinin her bir adımı için $\{\Phi\}_{1}^{(k)}$, $\Gamma_{1}^{(k)}$, $\alpha_{1}^{(k)}$ ifadeleri Çizelge 6.8 de verilmektedir. Modal Kapasite eğrisi Şekil 6.9 da verilmektedir. Modal kapasite değerleri ise Çizelge 6.9 da yer almaktadır. Deprem talebinin elde edilmesinde sitem, artımsal itme analizinin *k*. adımı için hesaplanmış olan effektif periyod $(T_{\text{eff},1}^{(k)} \rightarrow \omega_{\text{eff},1}^{(k)})$ ve sönüm oranına $(\xi_{T}^{(k)} = \xi_{0} + \xi_{h}^{(k)})$ sahip eşdeğer tek serbestlik dereceli bir sistem deprem etkisi altındaki hareket denklemi sayısal integrasyon yöntemleri ile çözülmekte ve spektral ivme ila spektral yerdeğiştirme istemleri elde edilmektedir. Artımsal analizin her adımı için hesaplanan büyüklükler deprem talep noktalarını oluşturmaktadır. Artımsal itme analizinin her adımı için Bölüm 4 te tanımlandığı şekilde modal kapasite diyagramının altındaki alana bağlı olarak hesaplanan histeretik sönüm değerleri Çizelge 6.10 da gösterilmiştir.

<i>k</i> .	$\mathbf{T}(\mathbf{k})$	- (k)	- (k)	$-(\mathbf{k})$	$-(\mathbf{k})$	$-(\mathbf{k})$	$-(\mathbf{k})$	(1)	(k)
adım	$T_{eff,1}^{(k)}$	$\Phi_{61}^{(k)}$	$\Phi_{61}^{(\kappa)}$	$\Phi_{61}^{(\kappa)}$	$\Phi_{61}^{(\kappa)}$	$\Phi_{61}^{(\kappa)}$	$\Phi_{61}^{(\kappa)}$	$\alpha_1^{(\kappa)}$	$\Gamma_1^{(\kappa)}$
1.	1.825	1.0000	0.8524	0.5982	0.4206	0.2255	0.0829	0.7161	1.4409
2.	1.829	1.0000	0.8406	0.5890	0.4140	0.2219	0.0816	0.7135	1.4525
3.	1.843	1.0000	0.8359	0.5743	0.4027	0.2157	0.0793	0.7073	1.4603
4.	1.848	1.0000	0.8314	0.5674	0.3976	0.2128	0.0782	0.7046	1.4656
5.	1.851	1.0000	0.8298	0.5638	0.3949	0.2114	0.0777	0.7031	1.4678
6.	1.884	1.0000	0.8203	0.5430	0.3817	0.2042	0.0740	0.6949	1.4803
7.	1.885	1.0000	0.8201	0.5426	0.3813	0.2040	0.0739	0.6946	1.4804
8.	1.908	1.0000	0.8206	0.5429	0.3820	0.2043	0.0728	0.6944	1.4794
9.	1.936	1.0000	0.8221	0.5455	0.3854	0.2070	0.0726	0.6961	1.4778
10.	1.960	1.0000	0.8245	0.5501	0.3887	0.2080	0.0722	0.6972	1.4740
11.	2.082	1.0000	0.8389	0.5809	0.4179	0.2274	0.0768	0.7136	1.4553
12.	2.335	1.0000	0.8663	0.6396	0.4582	0.2442	0.0790	0.7286	1.4123
13.	2.394	1.0000	0.8717	0.6517	0.4678	0.2498	0.0811	0.7330	1.4041
14.	2.412	1.0000	0.8732	0.6553	0.4709	0.2516	0.0817	0.7344	1.4017

Çizelge 6.8 : *k*.itme adımları için 1. titreşim mod şekilleri, periyodlar, kütle katılım ve modal katılım çarpanları.



Şekil 6.9 : Modal kapasite diyagramı.

<i>k</i> .	o(k) r l	$\mathbf{c}(\mathbf{k})$
adım	$S_{d,1}^{(k)}[m]$	$S_{a,1}^{(k)}/g$
1.	0.067	0.087
2.	0.079	0.103
3.	0.090	0.116
4.	0.093	0.120
5.	0.095	0.122
6.	0.107	0.134
7.	0.108	0.135
8.	0.113	0.138
9.	0.119	0.141
10.	0.123	0.142
11.	0.143	0.144
12.	0.185	0.145
13.	0.196	0.145
14.	0.199	0.145

Çizelge 6.9 : Modal kapasite değerleri.

Çizelge 6.10 : Yapısal sönüm, histeretik sönüm ve toplam sönüm.

<i>k</i> .	$T_{eff,1}^{\left(k\right)}$	ξ0	$\boldsymbol{\xi}_h^{(k)}$	$\xi_{T}^{\left(k\right)}$
adım	[sn]	[%]	[%]	[%]
1.	1.825	5.00	0	5.00
2.	1.829	5.00	0.03	5.03
3.	1.843	5.00	0.16	5.16
4.	1.848	5.00	0.21	5.21
5.	1.851	5.00	0.23	5.23
6.	1.884	5.00	0.65	5.65
7.	1.885	5.00	0.67	5.67
8.	1.908	5.00	1.12	6.12
9.	1.936	5.00	1.67	6.67
10.	1.960	5.00	2.14	7.14
11.	2.082	5.00	4.53	9.53
12.	2.335	5.00	8.01	13.01
13.	2.394	5.00	8.71	13.71
14.	2.412	5.00	8.91	13.91

Mevcut çerçeve sistemin tasarım depremi için performansının belirlenmesinde, tasarım depremine uyumlu olacak şekilde ölçeklendirilmiş 7 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Her bir deprem için belirlenen performans düzeyleri düşünüldüğünde 12 nolu plastik kesitin oluştuğu artımsal itme analizinin 12. adımında mevcut

sistemin kapasitesinin deprem talebi ile yeteri derecede yakın değerlerde kesiştikleri sonucuna varılmıştır. Performans noktası

$$S_{d,pp}^{(12)} = 0.185m \ ve \ S_{a,pp}^{(12)} = 0.145g$$

olarak gerçekleşmektedir. Yerdeğiştirme istemi ise 26.2 cm değerini almaktadır.



Şekil 6.10 : Modal kapasite diyagramı ile deprem talebinin karşılaştırılmasıyla performans noktasının belirlenmesi (DEP-1)

Performans değerlendirmesi için ilgili yerdeğiştirme düzeyinde yapının plastik kesit oluşan kritik kesitlerindeki beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerlerinin elde edilmesi ve bu değerlerin bazı sınır değerlerle karşılaştırılarak kesitler için bir hasar tanımlaması yapılacaktır. Bu amaca yönelik olarak bu çalışma kapsamında geliştirilen Fortran programlama dilinde kodlanmış STRAIN isimli bilgisayar programından yararlanılmıştır.

Eleman	Kat	Cubuk	Ver	$\Theta_{\rm p}$	L_p	χ_{el}	χ_p	$\chi_{\rm T}$	Ec,perf (-) / Es,perf (+)	Kesit Hasar
Liemun	Itut	Çubuk	1 61	[rad]	[m]	[1/m]	[1/m]	[1/m]	%0 / %	Bölgesi
	6	1-2	sol			Pla	stikleşme Y	/ok		< Akma
	0.	1-2	sağ			Pla	stikleşme Y	Yok		< Akma
	5	3-4	sol			Pla	stikleşme Y	70k		< Akma
	5.	3-4	sağ			Pla	stikleşme Y	/ok		< Akma
5	1	5-6	sol			Pla	stikleşme Y	/ok		< Akma
işle	4.	5-6	sağ	-0.006657	0.4	0.00389	0.01664	0.02053	-1.88 / +1.38	BHB
Xiri,	2	7-8	sol	-0.004231	0.4	0.00318	0.01058	0.01375	-0.66 / +0.98	MHB
ž	5.	7-8	sağ	-0.006209	0.4	0.00421	0.01552	0.01974	-2.40 / +1.26	BHB
	r	9-10	sol	-0.026492	0.4	0.00313	0.06623	0.06936	-1.96 / +5.09	IHB
	۷.	9-10	x=2.00m	0.025226	0.8	0.00313	0.03153	0.03466	-1.10 / +2.53	BHB
	1	11-12	sol	-0.013514	0.4	0.00313	0.03379	0.03691	-1.15 / +2.70	BHB
	1.	11-12	x=2.00m	0.012751	0.8	0.00313	0.01594	0.01907	-0.73 / +1.38	BHB

Çizelge 6.11 : Mevcut çerçeve sistemin kirişlerinde tasarım depremi için artımsal itme analizi performans noktasına ait eğrilik (χ_{perf}), beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemleri [$\epsilon_{c,perf}(-) / \epsilon_{s,perf}(+)$] ve kesit hasarları.

Fleman	Kat	Cubuk	Ver	Θ_{p}	L _p	χ_{el}	$\chi_{ m p}$	χ_{T}	Ec,perf (-) / Es,perf (+)	Kesit Hasar
Lieman	Kut	Çubuk	101	[rad]	[m]	[1/m]	[1/m]	[1/m]	%0 / %	Bölgesi
		1-3	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	6	1-3	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	0.	2-4	sol	0.006732	0.2	0.00916	0.03366	0.04282	-3.27 / +1.20	BHB
		2-4	sağ	0.004762	0.2	0.00917	0.02381	0.03298	-2.76 / +0.90	MHB
		3-5	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	5	3-5	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	5.	4-6	sol	0.009413	0.2	0.01109	0.04706	0.05815	-7.7 / +1.31	GÇB
		4-6	sağ	0.000422	0.2	0.01113	0.00211	0.01323	-2.11 / +0.26	MHB
		5-7	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	1	5-7	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
ar	4.	6-8	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
lu		6-8	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
olo		7-9	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
\mathbf{X}	3	7-9	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	5.	8-10	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
		8-10	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
		9-11	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	r	9-11	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	2.	10-12	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
		10-12	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
		11-13	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
	1	11-13	sağ	0	0.4	0.00502	-	0.00502	-1.69 / +0.21	Akma
	1.	12-14	sol			Pla	astikleşme	Yok		< Akma
		12-14	sağ			Pla	astikleşme	Yok		< Akma

Çizelge 6.12 : Mevcut çerçeve sistemin kolonlarında tasarım depremi için performans noktasına ait eğrilik (χ_{perf}), beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme istemleri [$\epsilon_{c,perf}$ (-) / $\epsilon_{s,perf}$ (+)] ve kesit hasarları.



Şekil 6.11 : Mevcut çerçeve sistemin tasarım depremi için hasar dağılımı

Performans noktasına ait kat yerdeğiştirmeleri ve göreli kat öteleme oranları Şekil 6.12 de verilmiştir.

	Yatay Yerdeğiştirme	Göreli Kat Ötelemesi		
Kat	[m]	Oranı [%]		
1.	0.023	0.53		
2.	0.050	1.11		
3.	0.093	1.41		
4.	0.122	1.19		
5.	0.192	1.44		
6.	0.225	0.86		

Çizelge 6.13 : Tasarım depremi için artımsal itme analizi performans değerlendirmesine ait yatay yerdeğiştirmeler [m] ve göreli kat ötelemesi oranları [%]



Şekil 6.12 : Tasarım depremi için artımsal itme analizi performans değerlendirmesi (a)-Kat yatay yerdeğiştirmeleri [m] (b)- Göreli kat öteleme oranları[%]

Yukarıdaki sayısal incelemede, artımsal itme analizine dayalı geliştirilen algoritmanın uygulandığı şekildeğiştirme esaslı bir performans değerlendirmesi yapılmıştır.

En büyük deprem etkisi altında mevcut sistemin deprem performansının geliştirilen algoritma ile viskoz sönümleyicileri de içerecek şekilde belirlenmesine yönelik sayısal inceleme aşağıda verilmektedir. Bu örnekle viskoz sönümleyicilerin mevcut bir yapının performansının arttırılmasındaki etkinliğinin incelenmesi amaçlanmaktadır. Buna göre sözkonusu sönümleyicilerin tasarımında öncelikli olarak yapısal sisteme ilave edilmesi öngörülen sönüm oranının tayin edilmesi gerekmektedir. Bu örnek için modal sönüm oranı başlangıçta %20 olarak şeçilerek sönümleyicilere ait C_d sönüm katsayıları elde edilmiştir. Sözkonusu sönüm oranı ile performansın yeterli olmadığı durum için daha yüksek bir sönüm oranı öngörülmesi gerekmektedir. Ayrıca tüm viskoz sönümleyicilerin kat yüksekliği boyunca tüm katlarda olacak şekilde yerleştirildiği ve C_d sönüm katsayılarının özdeş olduğu düşünülmüştür.

Viskoz akışkanlı sönümleyicileri içeren çerçeve sistemin PEERC-VD için kullanılan matematik modeli Şekil 6.13 de verilmektedir. Sözkonusu sönümleyici iki ucu mafsalı bir çapraz eleman yardımıyla yapısal sisteme ilave edilmektedir.



Şekil 6.13 : Çapraz eleman ve viskoz sönümleyici PEERC-VD modeli

Modellemede çapraz eleman ve viskoz sönümleyici arasındaki etkileşim çapraz elemanın uzama rijitliğinin yeterince büyük verilmesiyle terk edilmektedir. Bu durumda sönüm kuvvetleri tümüyle viskoz sönümleyici tarafından üretilmektedir.

Çapraz eleman ve viskoz sönümleyici seri bağlı olup aynı eksenel kuvvet etkisinde farklı deformasyon yapmaktadırlar. Bu etkileşim modeli bir yay elemanı ve saf sönümleyiciden oluşan '*Maxwell Modelini*' temsil etmektedir. Maxwell modeli,

$$F_{d}(t) + \lambda F(t) = C_{d} u_{d}(t)$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir. Burada λ katsayısı yay ile sönümleyici arasındaki kuvvet akışına bağlı oransal bir değeri temsil etmekte olup

$$\lambda = \frac{C_d}{k_b}$$

olarak ifade edilmektedir. Bu çalışmada $k_b \rightarrow \infty$ yeterince büyük tasarlanması durumu için $\lambda \cong 0$ olabilmekte ve yukarıdaki ifade tümüyle hız ile orantılı bir kuvvet üretebilen bir viskoz sönümleyici davranışına ait bağıntıya dönüşmektedir. Birinci titreşim modu için sönümleyicilerden kaynaklı ilave modal sönüm bağıntısı

$$(\xi_{D,1}^{(l-vd)})^{(k)} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{\omega_{eff,1}^{(k)}} \times \left[\frac{\sum_{i=1}^{NSS} c_{d_i} \times (D_i \times \Phi_{r,1}^i)^2}{\sum_{i=1}^{m} m_i \times (\Phi_{i,1})^2}\right]^{(k)}$$

şeklindedir. Sönümleyicilerin yapının mod şekli üzerinde herhangi bir etkisinin olmadığı düşünülürse, sistemin henüz plastik kesitlerin oluşmadığı artımsal itme analizinin başlangıcındaki $T_{eff,l}^{(k=0)} = 1.825 sn$ olup mod şekli

 $\{\Phi\}_{1}^{(k=0)} = \{1.00 \ 0.8524 \ 0.5982 \ 0.4206 \ 0.2255 \ 0.0829\}^{T}$ olarak elde edilir.

Sönümleyicilerdeki eksenel rölatif modal yerdeğiştirme bileşenler ise

$${D_i \times \Phi_r}_1^{(\kappa=0)} = {0.1320 \ 0.2274 \ 0.1589 \ 0.1745 \ 0.1275 \ 0.0741}^T$$
 olmaktadır.

%20 lik bir sönümleme oranı ile özdeş tüm sönümleyicilere ait sönüm katsayısı $\sum_{i=1}^{6} m_i \times (\Phi_{i,1})^2 = (58.76 \times 0.0829^2) + (58.14 \times 0.2255^2) + (57.53 \times 0.4206^2) + \dots$+ (56.92×0.5982²) + (56.31×0.8524²) + (37.23×1.000²) = 112.050

$$\sum_{i=1}^{6} (D_i \times \Phi_{r,1}^i)^2 = \left[0.0741^2 + 0.1275^2 + 0.1745^2 + 0.1589^2 + 0.2274^2 + 0.1320^2 \right] = 0.1466$$

olmak üzere

$$c_{d_{i}} = 2 \times \omega_{eff,1}^{(k=0)} \times (\xi_{D,1}^{(l-vd)})^{(k=0)} \left(\frac{\sum_{i=1}^{6} m_{i} \times (\Phi_{i,1})^{2}}{\sum_{i=1}^{6} (D_{i} \times \Phi_{r,1}^{i})^{2}} \right) = 2 \times \left(\frac{2 \times \pi}{1.825} \right) \times (0.20) \times \left(\frac{112.05}{0.1466} \right) = 1053 \ kN \frac{s}{m}$$

olarak elde edilmektedir. Buna göre artımsal itme analizinin her bir adımında sönümleyiciler tarafından sistemde üretilecek modal sönüm oranı Çizelge 6.14 de verilmektedir. Bu sayısal büyüklüklerin hesabı, sistemin plastik kesit oluşumuna bağlı olarak değişen dinamik karakteristiklerini içermektedir.

k.	$T_{\rm eff,1}^{(k)}$	ξ0	$\xi_h^{(k)}$	$\xi_{D,l}^{(k)}$	$\xi_{\rm T}^{(k)}$
adım	[sn]	[%]	[%]	[%]	[%]
1.	1.825	5.00	0	20.00	25.00
2.	1.829	5.00	0.03	20.38	25.40
3.	1.843	5.00	0.16	21.17	26.33
4.	1.848	5.00	0.21	21.55	26.75
5.	1.851	5.00	0.23	21.76	26.99
6.	1.884	5.00	0.65	23.18	28.83
7.	1.885	5.00	0.67	23.22	28.89
8.	1.908	5.00	1.12	23.51	29.63
9.	1.936	5.00	1.67	23.67	30.34
10.	1.960	5.00	2.14	23.75	30.89
11.	2.082	5.00	4.53	23.46	32.98
12.	2.335	5.00	8.01	23.93	36.94
13.	2.394	5.00	8.71	24.08	37.79
14.	2.412	5.00	8.91	24.12	38.03

Çizelge 6.14 : Artımsal İtme Analizinin *k*. adımında Sönümleyicili Sistemdeki Toplam Sönüm

Yapının performans değerlendirmesine yönelik olarak geliştirilen algoritmada mevcut sönümleyicilerin yapısal sisteme ilave bir rijitlik katkısının olmadığını varsayılmaktadır. Dolayısıyla sözkonusu sönümleyicilerin mevcut yapının kapasitesinden bağımsız oldukları ve sadece üretikleri sönümün deprem talebinin azaltılmasında katkı sağladıkları düşünülmüştür. Algoritma içerisinde performans değerlendirmesi için performans noktasının belirleneceği aşamada, deprem etkisinin yapısal sistemden olan ivme ve yerdeğiştirme talepleri, Çizelge 6.14 de $T_{eff,1}^{(k)}$ ve $\xi_T^{(k)}$ değerlerine sahip eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin sayısal yöntemler ile verilmiş olan deprem ivme kaydı için çözülmesiyle elde edilecektir. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan en büyük deprem durumu için kapasitesi yetersiz olan mevcut çerçeve sistemin viskoz sönümleyicilerle sisteme ilave edilecek olan %20 lik ek bir sönüm oranında performans düzeyinin kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalması amaçlanmıştır. Analiz sonuçlarına yönelik olarak 7 deprem için elde edilen modal kapasite ile deprem talep noktalarına ait grafikler aşağıda verilmektedir.



Şekil 6.14 : Sönümleyicili sistemde modal kapasite-deprem talebi karşılaştırılması



Şekil 6.15 : Sönümleyicili sistemde modal kapasite-deprem talebi karşılaştırılması (Devam)



Şekil 6.16 : Sönümleyicili sistemde modal kapasite-deprem talebi karşılaştırılması (Devam)

Yapılan analizlerde elde edilen sonuçlara bakıldığında, ortalamada yerdeğiştirme istemlerinde önemli oranda azalmanın olduğu görülmektedir. Fakat buna karşılık kesişmenin sağlanabilmesi açısından ivme talebinin kapasitenin üzerinde kalmaktadır. Mevcut yapının kapasitesinin arttırılması için yapılacak ek bazı güçlendirmeye yönelik müdahaleler ile kapasite büyüklüklerinin ilgili deprem talebini karşılayabileceği görülmektedir.

6.3 Sayısal Ornek 2. Aşama : Altı Katlı Tek Açıklıklı Düzlem Çerçeve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analizi

Bu bölüm, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla geliştirilen algoritmanın bir uygulamasını oluşturan birinci aşama sonuçlarının bu aşamada yapılacak zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz çözümleriyle karşılaştırılmasını kapsamaktadır. Mevcut deprem performansı yetersiz olan yapı sistemlerinin güçlendirilmesi amacıyla hız bağımlı viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılması durumu, ilgili yapı sistemlerinin çözümünde zaman tanım alanında doğrusal ve doğrusal olmayan dinamik analizler ile değerlendirilmesini gerektirmektedir. Bu bölümdeki sayısal çözümlemelerde OpenSEES yapısal analiz programından yararlanılmıştır. Altı katlı tek açıklıklı düzlem çerçevenin OpenSEES çubuk modeli Şekil 6.17 de verilmiştir. Sözkonusu modelde kiriş elemanlarında uzunluk boyunca donatı miktarının farklılık gösterdiği bölgeler ayrı çubuk elemanlar olarak değerlendirilmiştir.



Şekil 6.17 : Altı katlı betonarme düzlem çerçeve sistem düşey işletme yükleri, düğüm noktası ve çubuk elemanların numaralandırması (OpenSEES modeli).
Çerçeveyi oluşturan kiriş ve kolon enkesitlerinin boyutları, donatı yerleşimi ile boyuna donatılar Çizelge 6.15, Şekil 6.18, Çizelge 6.16, Çizelge 6.17, Şekil 6.19, Çizelge 6.18 de verilmiştir.

Çizelge 6.15: Kiriş enkesit boyutları (OpenSEES modeli).

ij	h	b	b_w	h_f
Kiriş Elemanı	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
34, 56, 78, 910				
1112, 1314	800	1260	300	150
boyunca				



Şekil 6.18: Kirişlerde donatı yerleşimi (OpenSEES Modeli).

Çubuk No →	143 144	145 146	147 148	
6.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge	
A _{S-üst}	$2\Phi 12 + 3\Phi 18$	3 2012	$2\Phi 12 + 3\Phi 18$	
A _{S-alt}	7Φ16	5016	7Φ16	
Çubuk No →	113 114	115 116	117 118	
5.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge	
A _{S-üst}	$2\Phi 14 + 3\Phi 18$	2Φ14	$2\Phi 14 + 3\Phi 18$	
A _{S-alt}	6Ф18	6Ф18	6Ф18	
Çubuk No →	113 114	115 116	117 118	
4.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge	
A _{S-üst}	$3\Phi 14 + 4\Phi 20$	э аф14	$3\Phi 14 + 4\Phi 20$	
A _{S-alt}	7Φ16	7Φ16	7Φ16	
Çubuk No →	125 126	127 128	129 130	
3.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge	
A _{S-üst}	$3\Phi 14 + 6\Phi 20$	3Ф14	$3\Phi 14 + 6\Phi 20$	
A _{S-alt}	6Ф16	6Ф16	6Ф16	
Çubuk No →	119 120	121 122	123 124	
2.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge	
A _{S-üst}	$3\Phi 14 + 6\Phi 22$	3Ф14	$3\Phi 14 + 6\Phi 22$	
A _{S-alt}	5Φ16	5Ф16	5Φ16	
Çubuk No →	113 114	115 116	117 118	
4 17 4		A D 1	4 F 1	
I.Kat	1.Bölge	2.Bölge	3.Bölge	
I.Kat A _{S-üst}	1.Bölge 3Ф14+6Ф22	2.Bölge 3Ф14	$3.B{\ddot{o}}lge$ $3\Phi14 + 6\Phi22$	

Çizelge 6.16: Kiriş boyuna donatılar (OpenSEES Modeli).

Kat	i-j	В	Н
	Kolon	[cm]	[cm]
6.	11-13 , 12-14	30	40
5.	9-11, 10-12	30	40
4.	7-9,8-10	30	60
3.	5-7,6-8	30	60
2.	3-5, 4-6	30	80
1.	1-3 , 2-4	30	80

Çizelge 6.17: Kolon enkesit boyutları (OpenSEES modeli).



Şekil 6.19 : Kolonlarda donatı yerleşimi (OpenSEES modeli).

Çizelge 6	5.18 :	Kolon	donatıları	(OpenSEES	modeli).
------------------	--------	-------	------------	-----------	----------

Vat	Kolon				Dona	atı No				Toplam
Kat	Elemanı	1	2	3	4	5	6	7	8	
6.	106,112	Φ16	Φ14	Φ16	Φ14	Φ16	Φ14	Ф16	Ф14	$4\Phi 16 + 4\Phi 14$
5.	105,111	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Ф18	Φ18	8Φ18
4.	104,110	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Ф18	Φ18	8Ф18
3.	103,109	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Φ18	Ф18	Φ18	8Φ18
2.	102,108	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	8Φ20
1.	101,107	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Φ20	Ф20	Φ20	8Ф20

Betonarme betonu (C25- f_c =25 N/mm²) ve donati çeliği (BÇIII- f_v =420 N/mm²) gerilme-sekildeğiştirme bağıntıları olarak OpenSEES-Concrete01 ve Steel01 modelleri kullanılmıştır, Şekil 6.20. OpenSEES programının, fiber(lif) eleman tanımlayabilme özelliğinden yararlanmak suretiyle kiriş ve kolon eleman enkesitleri uygun sayıda fiber (lif) elemanlarla modellenmiştir. Özellikle bu çalışmanın kapsamında da yer alan şekildeğiştirme esaslı yapısal performansın belirlenmesine yönelik sayısal büyüklüklerin elde edilmesinde kesitte dilimleme özelliğinin kullanılması önemli bir kolaylık sağlamaktadır, Şekil 6.22. Kesitin doğrusal olmayan davranışı, her bir beton dilimi ve kesitteki donatılar için tanımlanmış olan gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile kontrol edilmektedir. Çubuk boyunca tanımlanan integrasyon noktaları ise yayılı şekildeğiştirme profilinin oluşturulmasına yöneliktir,[160].


Şekil 6.20 : (a) betonarme betonu σ - ε bağıntısı - (OpenSEES Concrete 01 malzeme modeli) (b) Donatı çeliği σ - ε bağıntısı - (OpenSEES Steel 01 malzeme modeli)

Betonarme çerçevenin kiriş ve kolon boyuna donatı alanları Şekil 6.21 de gösterilmiştir.



Şekil 6.21 : Kiriş ve kolon boyuna donatı alanları.



Şekil 6.22 : Kolon ve kiriş eleman enkesitlerinde lokal eksen takımı ve fiber(lif) tanımına yönelik değişkenler Δ , nf_z , nf_y .

Kolon ve kiriş enkesitlerindeki dilimlemeye ait özellikler Çizelge 6.19 de verilmiştir. Çerçevenin iki boyutlu düzlem davranışı düşünülerek, kiriş ve kolon elemanlarında eğilme düzlemi içerisinde y-doğrultusu boyunca dilim sayısı nf_y , dilim kalınlığı 1 cm olacak şekilde H/ Δ ve h/ Δ olup, diğer z-doğrultusu boyunca ise dilim sayısı nf_z 2 ile sınırlandırılmıştır. Çubukta yayılı şekildeğiştirmeye yönelik çözüm algoritmasının oluşturulması için OpenSEES tarafından tanımlanması gerekli olan nümerik integrasyon nokta sayısı ise 5 olarak seçilmiştir.

Kat No	Kolon elemanı	Kiriş elemanı	nip	Δ [cm]	nfy, _{kolon} (H/ Δ)	$nfy_{,kiris}\ (h/\Delta)$	nfz _{,kolon} nfz _{,kiriş}
6.	106,112	143,144,145,146,147,148	5	1	40	80	2
5.	105,111	137,138,139,140,141,142	5	1	40	80	2
4.	104,110	131,132,133,134,135,136	5	1	60	80	2
3.	103,109	125,126,127,128,129,130	5	1	60	80	2
2.	102,108	119,120,121,122,123,124	5	1	80	80	2
1.	101,107	113,114,115,116,117,118	5	1	80	80	2

Çizelge 6.19 : Kolon ve Kiriş Eleman Enkesitlerinde Fiber(lif) Sayıları

 Δ : Dilim kalınlığı , *nip* : İntegrasyon nokta sayısı, *nfy, nfz* : y ve z doğrultusu boyunca dilim sayısı

Zaman tanım alanında mevcut yapı sisteminin doğrusal olmayan dinamik analizi içerisinde kullanılacak yapısal sönümü temsil eden [C] sönüm matrisi için Rayleigh sönüm modeli kullanılmıştır. Bu modelde [C] matrisi, kütle ve/veya rijitlik matrisi ile orantılı olarak tanımlanabilme esasına dayanmaktadır. Rayleigh sönüm modelinde yapının titreşim modları içerisinde sadece iki moda ait sönüm oranı tariflenmekte ve

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{cases} \alpha \\ \beta \end{cases} = \begin{cases} \xi_i \\ \xi_j \end{cases}$$
(6.1)

şeklinde iki bilinmeyenli denklem takımı çözülüp α ve β kütle ve rijitlik katsayıları elde edilerek yapısal sönüm matrisi [C]

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{6.2}$$

olarak elde edilmektedir. Bu çalışmada 1.ve 3. titreşim modları için %5 sönüm oranı öngörülmüştür. Çerçeve sistem içerisindeki kütlelerin dağılımı ve kütle matrisi Bölüm 6.1 de verilmektedir.

OpenSEES programı içerisinde yer alan dinamik çözüm algoritması kullanılarak yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kullanılan yöntem, sayısal integrasyona dayalı ve Newmark tarafından geliştirilen ortalama ivme yöntemidir. Yöntemin esası belirli bir *t* anındaki bilinen büyüklüklere *(yerdeğiştirme, hız, ivme, iç kuvvetler, şekildeğiştirmeler)* bağlı olarak Δt zaman dilimi (artımı) sonundaki büyüklüklerin tayin edilmesidir. Bu çalışma kapsamında, zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesaplar için seçilmiş 7 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydı kullanılmıştır. Deprem kayıtlarına ait bilgiler ise Bölüm 6.1 Çizelge 6.5 de yer almaktadır.

Çalışmanın bundan sonraki bölümleri mevcut altı katlı tek açıklıklı düzlem çerçeve sistemin yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarıyla mevcut deprem performansının belirlenmesi ve viskoz sönümleyiciler ile güçlendirilmesini içermektedir.

Her bir deprem için yapılan analizler sonucunda yapının mevcut performansının değerlendirilmesinde sistemin yerdeğiştirme ve kiriş, kolon elemanlarının kritik kesitlerindeki beton ve donatı çeliği birim kısalma ve uzama şekildeğiştirme büyüklükleri esas alınmıştır. Kesit düzeyinde her bir deprem etkisinde zamana bağlı olarak hesaplanabilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme büyüklükleri ile kesitin hasar durumu tanımlanmaktadır.

Kesit hasarının şekildeğiştirme parametresine bağlı olarak tanımlanabilmesi amacıyla, OpenSEES ile yapılan analizlerde, depremin tersinir özelliği düşünüldüğünde kiriş ve kolonların enkesitlerinde 4 ayrı birim şekildeğiştirme büyüklüğü tanımlanmıştır, Şekil 6.23, Şekil 6.24.

Burada 1 ve 2, tersinir yükler nedeniyle kesitin +y ve –y bölgelerinin en dış kenara yakın olan beton lifi birim kısalma şekildeğiştirmelerini, 3 ve 4 ile tanımlanan ise kesitin +y ve –y bölgelerinin en dış kenara yakın olan tarafındaki donatı çeliğinin birim uzama şekildeğişitirmelerine karşı gelmektedir.



Şekil 6.23 : Kolon enkesiti beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme büyüklükleri $(\varepsilon_{c_1}^-, \varepsilon_{c_2}^-, \varepsilon_{s_3}^+, \varepsilon_{s_4}^+)$.



Şekil 6.24 : Kiriş enkesiti beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme büyüklükleri $(\varepsilon_{c_1}^-, \varepsilon_{c_2}^-, \varepsilon_{s_3}^+, \varepsilon_{s_4}^+).$

Kolon ve kiriş eleman enkesitlerindeki 1,2,3 ve 4 nolu liflere ait koordinat bilgisi Çizelge 6.20 ve Çizelge 6.21 de verilmiştir.

		Kc	olon	-	. /	c ⁻		c.	+	c	+
Vat	Kolon	Boy	utları	e c	1	e _c	2	e ^s	⁸ 3	C,	84
Nat	No	Η	В	y_1	z_1	y ₂	\mathbf{Z}_2	y ₃	Z_3	y 4	Z_4
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]] [cm]	[cm]][cm]	[cm]	[cm]	[cm]
6.	106,112	40	30	19.5	0	-19.5	0	16	0	-16	0
5.	105,111	40	30	19.5	0	-19.5	0	16	0	-16	0
4.	104,110	60	30	29.5	0	-29.5	0	26	0	-26	0
3.	103,109	60	30	29.5	0	-29.5	0	26	0	-26	0
2.	102,108	80	30	39.5	0	-39.5	0	36	0	-36	0
1.	101,107	80	30	39.5	0	-39.5	0	36	0	-36	0
(-)·B	asınc (+): cek	me P	as navi	d'=4ci	m						

Çizelge 6.20 : Kolon enkesiti 1,2,3 ve 4 nolu beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme büyüklüklerine ait koordinatlar

Çizelge 6.21 : Kiriş enkesiti 1,2,3 ve 4 nolu beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme büyüklüklerine ait koordinatlar

Vat	Kiriş	Kiriş Boyutları		$\epsilon_{c_1}^-$		ϵ_{c}^{-}	$\epsilon_{c_2}^-$		$\epsilon^+_{s_3}$		$\epsilon^+_{s_4}$	
Nat	No	h/h _f	$b_{\rm w}$	y ₁	z_1	y ₂	\mathbf{Z}_2	y ₃	Z3	y 4	\mathbf{Z}_4	
		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
1.,26.	Tamamı	80/15	30	14.5	0	-64.5	0	11	0	-61	0	
$(-) \cdot \mathbf{Basing} (+)$	· celme Da	s navi d'a	=4cm									

(-):Basinç (+): çekme , Pas payı d'=4cm

Mevcut çerçeve sistemin 7 deprem için yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri sonucunda kat yerdeğiştirmeleri, kat kesme kuvvetleri, kiriş ve kolon kritik kesitlerindeki birim kısalma ve uzama şekildeğiştirme büyüklüklerinin zamana bağlı değişimleri hesaplanmıştır. Elde edilen sayısal büyüklükler kullanılarak, bu çalışma kapsamında geliştirilen *Disp.m, Drift.m, Kesme.m, Strain_Beams_Perf.m ve Strain_Col_Perf.m* programları yardımıyla aşağıda verilmiş olan ifadelerinde uygulanmasıyla performans değerlendirmesine ilişkin istem büyüklükleri elde edilmiştir. Bu ifadeler öncelikli olarak ilgili büyüklüklerin her bir deprem kaydı için elde edilen zamana bağlı değişimlerinin maksimum(+) ve minimum(-) olarak en büyük değerlerini elde etmek ve son olarak ta bu değerlerin ortalamasının alınmasına karşı gelmektedir.

Kat yatay yerdeğiştirmelerine yönelik performans değerlendirmesine ilişkin büyüklükler

$$\Delta_{k,eq} = \max\{\left(\left|\max \Delta_{k,t}^{eq}\right|, \left|\min \Delta_{k,t}^{eq}\right|\right) \text{ veya } \Delta_{k,eq} = \max\{\left|\Delta_{k,t}^{eq}\right|\right\}$$

$$\Delta_{perf,k} = \frac{\left(\sum_{eq=1}^{neq} \Delta_{k,eq}\right)}{neq}$$
(6.4)

şeklinde elde edilmektedir.

Burada;

k : kat no

neq : toplam deprem sayısı

- $\Delta_{k,t}^{eq}$: *eq* nolu deprem için *k*. katın yatay yerdeğiştirmesinin zamana bağlı değişimi
- $\Delta_{k,eq}$: *eq* nolu deprem için *k*. katın mutlak değerce en büyük yatay yerdeğiştirmesi

 $\Delta_{\text{perf},k}$: *k*. kat için en büyük yatay yerdeğiştirmelerin ortalamasıdır.

Göreli kat ötelemesi oranları için performans değerlendirmesine ilişkin büyüklükler

$$\Delta_{r,k,eq} / h_{k} = maks \left(\left| maks \Delta_{r,k,t}^{eq} / h_{k} \right|, \left| min \Delta_{r,k,t}^{eq} / h_{k} \right| \right)$$
veya
$$\Delta_{r,k,eq} / h_{k} = maks \left| \Delta_{r,k,t}^{eq} / h_{k} \right|$$

$$\Delta_{r,perf,k} = \frac{\left(\sum_{eq=1}^{neq} \Delta_{r,k,eq} / h_{k} \right)}{neq}$$
(6.6)

bağıntılarıyla elde edilir. Burada;

k	: kat no
neq	: toplam deprem sayısı
h_k	: k. katın yüksekliği
$\Delta_{r,k,t}^{eq}/h_k$: <i>eq</i> nolu deprem için <i>k</i> . katın göreli kat öteleme oranının zamana bağlı değişimi
$\Delta_{r,k,eq} / h_k$: <i>eq</i> nolu deprem için <i>k</i> . katın mutlak değerce en büyük göreli kat öteleme oranı
$\Delta_{r,perf,k}$: <i>k</i> . katın en büyük göreli kat öteleme oranlarının ortalamasıdır.
Kat kesme ku	vvetleri için performans değerlendirmesine ilişkin büyüklükler

$$V_{k,eq} = maks(\left|maks V_{k,t}^{eq}\right|, \left|min V_{k,t}^{eq}\right|)$$
veya

$$\mathbf{V}_{k,eq} = \mathrm{maks} \left| \mathbf{V}_{k,t}^{eq} \right| \tag{6.7}$$

$$V_{\text{perf},k} = \frac{\left(\sum_{eq=1}^{neq} V_{k,eq}\right)}{neq}$$
(6.8)

bağıntılarıyla elde edilir. Burada;

k: kat noneq: toplam deprem sayısı h_k : k. katın yüksekliği $V_{k,t}^{eq}$: eq nolu deprem için k. kat kesme kuvvetinin zamana bağlı değişimi $V_{k,eq}$: eq nolu deprem için k. katın mutlak değerce en büyük kesme kuvveti

 $V_{perf,k}$: *k*. katın en büyük kesme kuvvetlerinin ortalamasıdırdir.

Kiriş ve kolon elemanları kritik kesitlerindeki beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri için performans değerlendirmesine ilişkin büyüklükler

$$\varepsilon_{c_{1,eq}}^{-} = \min\left(\varepsilon_{c_{1,t}}^{eq}\right) \quad , \quad \varepsilon_{c_{2,eq}}^{-} = \min\left(\varepsilon_{c_{2,t}}^{eq}\right) \tag{6.9a}$$

$$\varepsilon_{s_{3,eq}}^{+} = \max\left(\varepsilon_{s_{3,t}}^{eq}\right) \quad , \quad \varepsilon_{s_{4,eq}}^{+} = \max\left(\varepsilon_{c_{4,t}}^{eq}\right) \tag{6.9b}$$

$$\varepsilon_{c_{1,ort}}^{-} = \frac{\sum_{eq=1}^{heq} \varepsilon_{c_{1,eq}}^{-}}{neq} , \ \varepsilon_{c_{2,ort}}^{-} = \frac{\sum_{eq=1}^{heq} \varepsilon_{c_{2,eq}}^{-}}{neq} , \ \varepsilon_{s_{3,ort}}^{+} = \frac{\sum_{eq=1}^{heq} \varepsilon_{s_{3,eq}}^{+}}{neq} , \ \varepsilon_{s_{4,ort}}^{+} = \frac{\sum_{eq=1}^{heq} \varepsilon_{s_{4,eq}}^{+}}{neq}$$
(6.10)

$$\varepsilon_{c,perf}^{-} = \min\left(\varepsilon_{c_{1},ort}^{-},\varepsilon_{c_{2},ort}^{-}\right) \quad , \quad \varepsilon_{s,perf}^{+} = \max\left(\varepsilon_{s_{3},ort}^{+},\varepsilon_{s_{4},ort}^{+}\right) \tag{6.11}$$

bağıntılarıyla elde edilir. Burada;

$$\epsilon_{c_{1,t}}^{eq}, \epsilon_{c_{2,t}}^{eq}, \epsilon_{s_{3,t}}^{eq}, \epsilon_{s_{4,t}}^{eq} : eq \text{ nolu deprem için sırasıyla 1,2,3,ve 4 nolu liflerdeki şekildeğiştirmelerin zamana bağlı değişimi } \\ \epsilon_{c_{1,eq}}^{-}, \epsilon_{c_{2,eq}}^{-}, \epsilon_{s_{3,eq}}^{+}, \epsilon_{s_{4,eq}}^{+} : eq \text{ nolu deprem için sırasıyla 1,2,3,ve 4 nolu liflerdeki şekildeğiştirmelerin min(-) ve maks(+) olarak en büyük değerleri } \\ \epsilon_{c_{1,ort}}^{-}, \epsilon_{c_{2,ort}}^{-}, \epsilon_{s_{3,ort}}^{+}, \epsilon_{s_{4,ort}}^{+} : eq \text{ nolu deprem için sırasıyla 1,2,3,ve 4 nolu liflerdeki şekildeğiştirmelerin min(-) ve maks(+) olarak en büyük değerleri } \\ \epsilon_{c_{1,ort}}^{-}, \epsilon_{c_{2,ort}}^{-}, \epsilon_{s_{3,ort}}^{+}, \epsilon_{s_{4,ort}}^{+} : eq \text{ nolu deprem için sırasıyla 1,2,3,ve 4 nolu liflerdeki şekildeğiştirmelerin min(-) ve maks(+) olarak en büyük değerleri } \\ \epsilon_{eq}^{-}, \epsilon_{eq}^{-}, \epsilon_{eq}^{-}, \epsilon_{eq}^{+}, \epsilon_{eq}^{+}, \epsilon_{eq}^{+} : eq \text{ nolu deprem için sırasıyla 1,2,3,ve 4 nolu liflerdeki şekildeğiştirmelerin min(-) ve maks(+) olarak en büyük değerleri } \\ \epsilon_{eq}^{-}, \epsilon_{eq}^{-}, \epsilon_{eq}^{-}, \epsilon_{eq}^{-}, \epsilon_{eq}^{+}, \epsilon_{eq}^{+}, \epsilon_{eq}^{+}, \epsilon_{eq}^{+} : eq \text{ nolu deprem için sırasıyla 1,2,3,ve 4 nolu liflerdeki şekildeğiştirmelerin min(-) ve maks(+) olarak en büyük değerleri } \\ \epsilon_{eq}^{-},$$

Yukarıda verilmiş olan ayrıntılı bilgiler kapsamında çerçeve sistemin OpenSEES ile yapılmış zaman tanım alanındaki analiz sonuçları aşağıda verilmektedir. Öncelikli olarak tasarım depremi esas alınarak boyutlandırılmış çerçeve sistemin mevcut durumu sistemin yerdeğiştirme ve taşıyıcı sistem elemanlarının kesitlerindeki birim şekildeğiştirme parametreleri bakımından ele alınmıştır. Sistemi oluşturan kiriş ve kolon elemanlarının kritik kesitlerindeki birim kısalma ve uzama şekildeğiştirmeleri elde edilerek sınır değerlerle karşılaştırılmış olup ilgili kesitler için bir hasar tanımlaması yapılmıştır. Benzer analizler, olası en büyük deprem seviyesi için tekrarlanmış ve muhtemel bir güçlendirme durumu için viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılması amaçlanmıştır.

Bu çalışmada kesit hasarının belirlenmesinde kullanılan kesit hasar sınırı değerleri veya başka bir deyişle kesit şekildeğiştirme kapasiteleri beton ve donatı çeliği için

• Kesit minimum hasar sınırı	$(\epsilon_{cu})_{MN} = -0.0035$,	$(\varepsilon_{su})_{MN} = 0.01$
------------------------------	----------------------------------	---	----------------------------------

- Kesit güvenlik sınırı : $(\epsilon_{cu})_{GV} = -0.0060$, $(\epsilon_{su})_{GV} = 0.04$ Kesit göçme sınırı : $(\epsilon_{cu})_{GC} = -0.0075$, $(\epsilon_{su})_{GC} = 0.06$

şeklindedir.

6.3.1 Mevcut çerçeve sistemin ABYBHY-2007 tasarım depremi için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi (ZTADOA) ve performans değerlendirmesi

ABYBHY-2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış olan mevcut cerceve yapı sistemi, tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiş 7 adet deprem etkisi altında gerçekleştirilen ZTADOA'e ait sonuçlar Çizelge 6.22, Çizelge 6.23, Çizelge 6.24 de, grafiksel değişimleri ise Şekil 6.25 de verilmektedir.

Çerçeve sistemin kiriş ve kolonlarında oluşan hasar durumu Şekil 6.26 ve Şekil 6.27 de gösterilmiştir. Sözkonusu hasar tanımlaması Bölüm 4 Şekil 4.22 de ifade edildiği şekliyle yapılmıştır. Örnek olması bakımından, 101 nolu kolon elemanı alt ucu(x=0) için 1,2,3 ve 4 nolu beton lif ve donatı çeliğindeki şekildeğiştirmelerin zamana bağlı değişimleri ve her bir deprem için maksimumlarının gösterimi aşağıda Şekil 6.28 de verilmektedir.

Çizelge 6.22 : Tasarım depremi için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve sistemin katlarındaki en büyük ve ortalama yatay yerdeğiştirmeler [m]

Kat	DEP-1	DEP-2	DEP-3	DEP-4	DEP-5	DEP-6	DEP-7	ORT.
1.	0.033	0.018	0.019	0.021	0.012	0.038	0.022	0.023
2.	0.067	0.038	0.044	0.047	0.032	0.077	0.047	0.050
3.	0.113	0.065	0.083	0.084	0.063	0.161	0.083	0.093
4.	0.142	0.088	0.109	0.118	0.085	0.194	0.116	0.122
5.	0.184	0.146	0.153	0.231	0.131	0.296	0.204	0.192
6.	0.238	0.189	0.174	0.276	0.155	0.315	0.227	0.225

Çizelge 6.23 : Tasarım depremi için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve sistemdeki en büyük ve ortalama göreli kat ötelemesi oranları [%]

Kat	DEP-1	DEP-2	DEP-3	DEP-4	DEP-5	DEP-6	DEP-7	ORT.
1.	0.0083	0.0044	0.0046	0.0052	0.0031	0.0095	0.0055	0.58
2.	0.0086	0.0053	0.0063	0.0067	0.0050	0.0102	0.0063	0.69
3.	0.0154	0.0086	0.0106	0.0117	0.0089	0.0289	0.0130	1.39
4.	0.0080	0.0078	0.0076	0.0099	0.0065	0.0095	0.0086	0.83
5.	0.0292	0.0304	0.0243	0.0501	0.0337	0.0312	0.0502	3.56
6.	0.0143	0.0121	0.0183	0.0163	0.0130	0.0080	0.0079	1.28

Çizelge 6.24 : Tasarım depremi için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve sistemdeki en büyük ve ortalama kat kesme kuvvetleri [kN]

Kat	DEP-1	DEP-2	DEP-3	DEP-4	DEP-5	DEP-6	DEP-7	ORT.
1.	637.46	564.57	568.91	551.88	475.58	642.41	595.65	576.64
2.	545.14	418.90	472.23	486.04	414.83	570.69	472.05	482.84
3.	414.05	390.13	401.93	404.39	392.83	418.88	413.52	405.10
4.	330.79	324.73	323.12	346.29	293.43	334.32	320.72	324.77
5.	206.29	206.17	206.02	206.43	206.10	206.38	206.41	206.26
6.	131.81	127.50	132.92	132.53	130.31	109.95	106.79	124.54



Şekil 6.25 : Tasarım depremi için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve sistemdeki ortalama (a)-Kat yatay yerdeğiştirmeleri [m] (b)- Göreli kat öteleme oranları[%] (c)-Kat kesme kuvvetleri [kn].



Şekil 6.26 : Tasarım depremi için ZTADOA'e ait mevcut çerçeve sistemin kolon elemanlarındaki hasar dağılımı.



Şekil 6.27 : Tasarım depremi için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemin kiriş elemanlarındaki hasar dağılımı.



Şekil 6.28 : Tasarım depremi için 1 nolu kolon elemanı alt ucundaki kesitte 7 ayrı depremde 1,2,3 ve 4 nolu liflerde oluşan şekildeğiştirmelerin zamana bağlı değişimi ve maksimum ila minimum en büyük değerleri.

6.3.2 Mevcut çerçeve sistemin ABYBHY-2007 en büyük deprem için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi (ZTADOA) ve performans değerlendirmesi

En büyük deprem 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve dönüş periyodu 2475 yıl olan deprem olup, tasarım depreminin 1.5 katı olarak değerlendirilmiştir. Yapısal sistemin doğrusal olmayan dinamik analizinden elde edilen *kat yatay yerdeğiştirmeleri, göreli kat ötelemeleri, kat kesme kuvvetleri* ve beton ila donatı çeliği birim şekildeğiştirmelerine bağlı olarak belirlenen yapısal elemanlardaki *hasar dağılımı* Çizelge 6.25, 6.26, 6.27 ve Şekil 6.30, Şekil 6.31 de gösterilmektedir.

Çizelge 6.25 : En büyük deprem için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemin katlarındaki en büyük ve ortalama yatay yerdeğiştirmeler [m]

							/ ///	
Kat	DEP-1	DEP-2	DEP-3	DEP-4	DEP-5	DEP-6	DEP-7	ORT.
1.	0.065	0.032	0.027	0.048	0.025	0.061	0.031	0.041
2.	0.128	0.066	0.059	0.099	0.057	0.123	0.065	0.085
3.	0.203	0.184	0.139	0.177	0.131	0.259	0.147	0.177
4.	0.239	0.220	0.170	0.202	0.152	0.286	0.184	0.207
5.	0.292	0.364	0.271	0.460	0.226	0.596	0.320	0.361
6.	0.381	0.386	0.300	0.512	0.258	0.614	0.333	0.398

Çizelge 6.26 : En büyük deprem için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemdeki en büyük ve ortalama göreli kat ötelemesi oranları [%]

Kat	DEP-1	DEP-2	DEP-3	DEP-4	DEP-5	DEP-6	DEP-7	ORT.
1.	0.0162	0.0079	0.0067	0.0120	0.0061	0.0152	0.0077	1.03
2.	0.0161	0.0086	0.0080	0.0131	0.0082	0.0160	0.0086	1.12
3.	0.0279	0.0384	0.0237	0.0279	0.0264	0.0406	0.0294	3.06
4.	0.0091	0.0114	0.0105	0.0084	0.0082	0.0089	0.0096	0.95
5.	0.0307	0.0459	0.0341	0.0832	0.0371	0.1036	0.0648	5.70
6.	0.0237	0.0111	0.0253	0.0156	0.0174	0.0086	0.0111	1.61

Çizelge 6.27 : En büyük deprem için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemdeki en büyük ve ortalama kat kesme kuvvetleri [kN]

Kat	DEP-1	DEP-2	DEP-3	DEP-4	DEP-5	DEP-6	DEP-7	ORT.
1.	679.96	659.71	627.51	678.38	606.54	699.96	614.88	652.42
2.	623.30	561.40	542.64	612.38	546.64	640.12	538.42	580.70
3.	416.46	420.52	420.87	425.23	428.35	418.83	417.65	421.13
4.	320.33	361.45	357.96	328.18	331.88	333.64	338.48	338.84
5.	206.41	206.41	206.50	206.61	206.54	206.55	206.49	206.50
6.	133.04	123.41	133.08	132.31	132.85	106.04	126.85	126.80



Şekil 6.29 : En büyük depremi için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemdeki ortalama (a)-Kat yatay yerdeğiştirmeleri [m] (b)- Göreli kat öteleme oranları[%] (c)-Kat kesme kuvvetleri [kn].







Şekil 6.31 : En büyük deprem için ztadoa'e ait mevcut çerçeve sistemin kiriş elemanlarındaki hasar dağılımı.

Çerçeve sistemin mevcut deprem güvenliğinin yerdeğiştrme ve şekildeğiştirme esaslı parametrelerle belirlenmesinde, yapılmış olan ZTADOA sonuçlarına göre, sözkonusu çerçevenin özellikle tasarım depreminde (50 yıl %10 olasılıklı) göreli kat öteleme oranının beşinci katta % 3.6, üçüncü katta ise %1.4 değerlerini aldığı görülmüştür. Kolon ve kirişlerin kritik kesitlerinde elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerlerine bağlı olarak tanımlanan kesit hasarlarına bakıldığında, kiriş elemanlarında büyük oranda malzemenin akma sınırına ulaşmadığı, buna karşılık özellikle beşinci ve üçüncü kat kolonlarının alt ve üst kesitlerinin, göçme bölgesinde olduğu görülmektedir. Bu göçme hasarının karşı geldiği ve yedi deprem etkisi altında elde edilen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmelerinin minimum(-) ve maksimum(+) en büyük değerlerinin ortalamaları Şekil 6.26 de verilmiştir.

Mevcut çerçevede hasarın oluştuğu katlar, yükseklik boyunca kolon kesitlerinde değişimin olduğu bölgelere karşı gelmektedir.

Mevcut çerçeve sistemin 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan 2475 yıl dönüş periyoduna sahip en büyük deprem için yapılan ZTADOA'lerden elde edilen performans belirlenmesine yönelik göreli kat ötelemesi oranları ve şekildeğiştirme esaslı kesit hasarının dağılımı Şekil 6.29 ve Şekil 6.30-31 de yer almaktadır. Tasarım depremine göre karşılaştırıldığında, en büyük depremde oluşan göreli kat ötelemesi oranları beşinci ve üçüncü katlarda sırasıyla % 5 ve % 3.10 düzeylerine çıktığı görülmektedir. Buna ilave olarak kolon ve kirişlerin tüm kritik kesitlerindeki hasar seviyesinin artış gösterdiği görülmüştür. Bazı kirişlerin uç noktalarında ise hasarın göçme ile sonuçlandığı görülmektedir.

6.3.3 Viskoz akışkan sönümleyicili çerçeve sistemin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi (ZTADOA) ve performans değerlendirmesi

Mevcut çerçeve sistemde ortaya çıkan göreli kat ötelemelerindeki değerlerin ve buna bağlı olarak hasar durumunun kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalmasını sağlayacak bir güçlendirmenin yapılması durumu için viskoz sönümleyiciler kullanılmıştır. Viskoz akışkanlı sönümleyicileri içeren çerçeve sistemin ZTADOA için kullanılan matematik modeli şekil 6.32 de verilmektedir. Sözkonusu sönümleyici iki ucu mafsalı bir çapraz eleman yardımıyla yapısal sisteme ilave edilmektedir.



Şekil 6.32 : Çapraz eleman ve viskoz sönümleyici-OpenSEES modeli

Modellemede çapraz eleman ve viskoz sönümleyici arasındaki etkileşim çapraz elemanın uzama rijitliğinin yeterince büyük verilmesiyle terk edilmektedir. Bu durumda sönüm kuvvetleri tümüyle viskoz sönümleyici tarafından üretilmektedir. OpenSEES modelinde sönümleyici aynı koordinatlara sahip iki noktada sıfır uzunluklu bir eleman (*ZeroLength Element*) ile tanımlanmıştır. Sıfır uzunluklu

eleman davranış özelliklerine hız ile orantılı bir sönüm kuvveti için gerekli olan viskoz sönümleyicinin sönümleme düzeyini ifade eden C_d sönüm katsayısı atanmaktadır.

Mevcut çerçevenin deprem performansının arttırılması için kullanılan viskoz sönümleyicilerin C_d sönüm katsayılarının belirlenmesinde sisteme ilave edilecek sönüm için öncelikli olarak %15 ve %20 lik ek modal sönüm oranları esas alınmıştır. Ayrıca tüm viskoz sönümleyicilerin kat yüksekliği boyunca tüm katlarda olacak şekilde yerleştirildiği ve C_d sönüm katsayılarının özdeş olduğu düsünülmüstür. Her iki sönüm oranı için viskoz sönümleyicilerin sönüm katsayıları sırasıyla 1500 kNs/m ve 2000 kNs/m dir. En büyük deprem durumu için mevcut çerçeve sistemin sönümleyicisiz haline ait hasarın azaltılması için öngörülen ilave %15 ila %20 lik ek sönüm oranlarında gerçekleştirilen ZTADOA sonuçları aşağıda verilmektedir. Sonuçlar kat kesme kuvveti, yerdeğiştirme, şekildeğiştirmeler bakımından hasar durumunu içerecek şekilde ve karşılaştırmalı olarak sunulmaktadır. Ayrıca sönümlemenin göreli kat ötelemesinin ve buna bağlı olarak hasarın azaltılması üzerindeki etkinliği Şekil 6.33 ile gösterilmektedir. Burada, 1 nolu deprem durumu için gösterilmiş olan grafikten hasara bağlı ortaya çıkan çevrimsel davranışın, sönümleyicilerin sisteme ilavesiyle büyük oranda azaldığı görülmektedir. Sözkonusu kat kolonlarındaki hasar düzeyi göçme bölgesinden (GÇB), minimum hasar bölgesine (MHB) doğru azaldığı görülmektedir.



Şekil 6.33 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz çerçeve sistemin 1 nolu deprem için 5. katındaki kesme kuvveti ve göreli kat ötelemesi oranı ilişkisi.

		Sönümleyicili	Sönümleyicili
Kat	Sönümlevicisiz	C=1500 kNs/m	C=2000 kNs/m
Kat	Solidinicyleisiz	% 15-Ek Sönüm	% 20-Ek Sönüm
6.	0.398	0.211	0.190
5.	0.361	0.196	0.177
4.	0.207	0.163	0.150
3.	0.177	0.128	0.119
2.	0.085	0.079	0.075
1.	0.041	0.038	0.036

Çizelge 6.28 : En Büyük Deprem Durumu için Sönümleyicili ve Sönümleyicisiz Çerçeve Sistemdeki Ortalama Kat Yatay Yerdeğiştirmeleri [m].

(Çizelge 6.29 : En Büyük Deprem Durumu için Sönümleyicili ve Sönümleyicisiz
	Çerçeve Sistemdeki Ortalama Göreli Kat Ötelemesi Oranları [%].

		Sönümleyicili	Sönümleyicili		
Kat	Sönümlevicisiz	C=1500 kNs/m	C=2000 kNs/m		
 Kat	Somunicyteisiz	% 15-Ek Sönüm	% 20-Ek Sönüm		
6.	1.61	0.54	0.46		
5.	5.70	0.97	0.80		
4.	0.95	0.91	0.76		
3.	3.06	1.35	1.16		
2.	1.12	1.02	0.86		
1.	1.03	0.96	0.76		

Çizelge 6.30 : En Büyük Deprem Durumu için Sönümleyicili ve Sönümleyicisiz Çerçeve Sistemdeki Ortalama Kat Kesme Kuvvetleri [kN].

		Sönümleyicili	Sönümleyicili		
Kat	Sönümlevicisiz	C=1500 kNs/m	C=2000 kNs/m		
IXut	Solidinie y leisiz	% 15-Ek Sönüm	% 20-Ek Sönüm		
6.	126.8	74.4	72.6		
5.	206.5	173.6	157.3		
4.	338.8	332.7	318.2		
3.	421.1	400.8	390.1		
2.	580.7	558.4	548.1		
1.	652.4	617.3	607.5		



Şekil 6.34 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz mevcut çerçeve sistemin, en büyük deprem durumu için ztadoa'e ait ortalama (a)-Kat yatay yerdeğiştirmeleri[m] (b)-Göreli kat öteleme oranları [%] (c)-Kat kesme kuvvetleri [kN].

			Sönümleyicisiz Sistem		Sönümleyicili Sistem				
Eleman	Kat	t Çubuk			c=1500 (%15 ek sö	kN s/m nüm oranı)	c=2000 kN s/m (%20 ek sönüm oranı)		
			Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	
			%0/%	%0/%	%0/%	%0/%	%0/%	%0/%	
	6	106	-3.50/+1.44	-3.55 / +1.48	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	0.	112	-3.24 / +1.30	-3.31 / +1.36	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	5.	105	-23.40 / +4.88	-46.56 / +2.37	-2.26 / +0.30	-2.88 / +0.42	< Akma	-2.11 / +0.27	
		111	-28.18 / +4.97	-28.53 / +5.03	-2.33 / +0.30	-2.50 / +0.33	-1.99 / +0.23	-1.99 / +0.23	
Ļ	4.	104	-4.88 / +0.76	-6.07 / +0.97	-3.53 / +0.51	-4.54 / +0.67	-2.66 / +0.35	-3.52/+0.51	
nla		110	-5.00 / +0.78	-6.20 / +1.06	-3.01 / +0.39	-3.34 / +0.46	-2.58 / +0.31	-2.73 / +0.35	
Colc	3.	103	-22.14 / +2.79	-22.15 / +2.58	-7.28 / +0.71	-9.61 / +0.96	-5.23 / +0.49	-7.45 / +0.73	
×		109	-25.45 / +2.55	-26.11 / +2.77	-5.74 / +0.54	-7.46 / +0.74	-4.31 / +0.38	-5.89 / +0.55	
	r	102	-2.19 / +0.16	-4.65 / +0.44	-2.32 / +0.15	-4.01 / +0.33	-2.21 / +0.14	-3.60 / +0.28	
	۷.	108	-2.23 / +0.10	-6.27 / +0.65	-2.13 / +0.14	-4.11 / +0.33	-2.10 / +0.13	-3.59/+0.28	
	1	101	-11.0 / +1.32	< Akma	-12.1 / +1.25	< Akma	-11.7 / +1.07	< Akma	
	1.	107	-11.8 / +1.17	-2.23 / +0.10	-11.6 / +1.35	-2.27 / +0.14	-10.34 / +1.32	-2.22 / +0.15	

Çizelge 6.31 : Sönümleyicisiz ve sönümleyicili mevcut çerçeve sistemin kolonlarında en büyük deprem durumu için ztadoa'e ait beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri ortalama değerleri [$\epsilon_{c,perf}(-) / \epsilon_{s,perf}(+)$].

	1				Sönümleyicili Sistem				
			Sönümleyi	cisiz Sistem	c=1500 kN.s/m		c=2000	c=2000 kN.s/m	
Eleman	Kat	Çubuk			(%15 ek sö	nüm oranı)	(%20 ek sönüm oranı)		
			Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	
			%0 /%	%0 /%	%0 /%	%0 /%	%0/%	%0 /%	
		113	-9.32 / +0.87	< Akma	-8.14 / +0.60	< Akma	-7.32 / +0.54	< Akma	
	1.	114-117	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		118	< Akma	-11.02 / +0.76	< Akma	-8.07 / +0.60	< Akma	-6.34 / +0.53	
		119	-2.53 / +0.88	< Akma	-2.66 / +0.50	< Akma	-2.54 / +0.38	< Akma	
	2.	120-123	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		124	< Akma	-2.58 / +0.65	< Akma	-4.60 / +0.37	< Akma	-4.53 / +0.37	
	3.	125	-1.48 / +0.59	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
r		126-129	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
işle		130	< Akma	-2.58 / +0.65	< Akma	-10.35 / +0.89	< Akma	-10.3 / +0.90	
Kir	4.	131	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
_		132-135	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		136	< Akma	< Akma	< Akma	-15.1 / +1.34	< Akma	-15.3 / +1.34	
		137	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	5.	138-141	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		142	< Akma	< Akma	< Akma	-23.1 / +2.00	< Akma	-23.1 / +2.00	
		143	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	6.	144-147	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		148	< Akma	< Akma	< Akma	-10.56 / +3.40	< Akma	-10.55 / +3.40	

Çizelge 6.32 : Sönümleyicisiz ve sönümleyicili mevcut çerçeve sistemin kirişlerinde en büyük deprem durumu için ztadoa'e ait beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri ortalama değerleri [$\epsilon_{c,perf}(-) / \epsilon_{s,perf}(+)$].

			Sänümlaviaisiz		Sönümleyicili Sistem				
Elomon	Vat	Zat Cubult	Soliulileyicisiz		c=1500 kN.s/m		c=2000 kN.s/m		
Eleman	Kat	Çubuk	513	stem	(%15 ek s	önüm oranı)	(%20 ek s	önüm oranı)	
			Sol uç Sağ uç		Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	
	6	106	BHB	BHB	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	0.	112	BHB	BHB	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	5.	105	GÇB	GÇB	MHB	MHB	< Akma	MHB	
		111	GÇB	GÇB	MHB	MHB	< Akma	< Akma	
ar	4.	104	BHB	IHB	BHB	BHB	MHB	BHB	
nla		110	BHB	IHB	MHB	MHB	MHB	MHB	
olo	3.	103	GÇB	GÇB	IHB	GÇB	BHB	IHB	
\mathbf{X}		109	GÇB	GÇB	BHB	IHB	BHB	BHB	
	2.	102	MHB	BHB	MHB	MHB	MHB	BHB	
		108	MHB	IHB	MHB	BHB	MHB	BHB	
	1	101	GÇB	< Akma	GÇB	< Akma	GÇB	< Akma	
	1.	1.	107	GÇB	MHB	GÇB	MHB	GÇB	MHB

Çizelge 6.33 : En büyük deprem durumu için sönümleyicisiz ve sönümleyicili mevcut çerçeve sistemin kolon elemanlarındaki hasar dağılımı

			Sönümleyicisiz Sistem		Sönümleyicili Sistem				
Elomon	Kat	culul			c=1500 kN.s/m		c=2000	c=2000 kN.s/m	
Eleman	Kat	Çuduk			(%15 ek sö	önüm oranı)	(%20 ek sönüm oranı)		
			Sol uç	Sol uç Sağ uç		Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	
		113	GÇB	< Akma	GÇB	< Akma	IHB	< Akma	
	1.	114-117	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		118	< Akma	GÇB	< Akma	GÇB	< Akma	IHB	
		119	MHB	< Akma	MHB	< Akma	MHB	< Akma	
	2.	120-123	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		124	< Akma	MHB	< Akma	BHB	< Akma	BHB	
		125	MHB	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
Ч	3.	126-129	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
işle		130	< Akma	< Akma	< Akma	GÇB	< Akma	GÇB	
ζiri		131	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
μ Ξ η	4.	132-135	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		136	< Akma	< Akma	< Akma	GÇB	< Akma	GÇB	
		137	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	5.	138-141	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		142	< Akma	< Akma	< Akma	GÇB	< Akma	GÇB	
		143	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
	6.	144-147	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	< Akma	
		148	< Akma	< Akma	< Akma	GÇB	< Akma	GÇB	

Çizelge 6.34 : En büyük deprem durumu için sönümleyicisiz ve sönümleyicili mevcut çerçeve sistemin kiriş elemanlarındaki hasar dağılımı

Mevcut çerçevenin, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan en büyük depremde sönümleyicisiz ve sönümleyicili durumları için ZTADOA ile elde edilen kat yatay yerdeğiştirmeleri, göreli kat öteleme oranları, kat kesme kuvvetlerinin zamana bağlı değişimleri ve sönümleyicilerdeki kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisini gösteren grafikler Şekil 6.35-37 de verilmektedir. Bu grafikler 1 nolu depreme ait sonuçlara karşı gelmektedir.



Şekil 6.35 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz çerçeve sistemin 1 nolu deprem için katlarındaki yatay yerdeğiştirmenin zamana bağlı değişimi.



Şekil 6.36 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz çerçeve sistemin 1 nolu deprem için katlarındaki kesme kuvvetinin zamana bağlı değişimi.



Şekil 6.37 : Sönümleyicili ve sönümleyicisiz çerçeve sistemin 1 nolu deprem için katlarındaki ivmenin zamana bağlı değişimi.



Şekil 6.38 : 1 nolu deprem için çerçeve sistemdeki sönümleyicilerin kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi.

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

- Bu çalışmada, mevcut ve deprem güvenliği yetersiz olan yapılarda viskoz akışkanlı sönümleyicilerin kullanılmasıyla güçlendirilen betonarme yapı sistemlerinin, *yerdeğiştirme* ve *şekildeğiştirmeye* dayalı gerçekçi performans kriterlerini göz önüne alabilen deprem performanslarının belirlenmesi için, artımsal analiz yöntemine dayalı bir algoritma geliştirilmiştir.
- 2. Sözkonusu algoritma, aynı zamanda yeni yapıların deprem tasarımında da etkin olarak kullanılabilmektedir. Ancak sözkonusu yöntem özellikle 1. titreşim modunun etkin olduğu orta yükseklikte (altı-sekiz katlı) ve planda yeterince düzenli bina türü yapı sistemlerinde uygulanmaktadır. Daha yüksek yapılar için, diğer modların etkinliği düşünüldüğünde, birden fazla modun katkısının gözönünde bulundurulabileceği analiz yöntemlerinin kullanılması veya zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri ile yapının performans değerlendirmesinin yapılması gerekmektedir.
- 3. Uygulanan artımsal analiz yönteminde, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teori gözönüne alınmıştır.
- 4. Algoritmanın deprem performansının belirlenmesine yönelik yaklaşımında, doğrusal olmayan teori esasları çerçevesinde uygulanan artımsal itme analizinin her bir adımında elde edilen yapısal kapasite büyüklüklerine uygulanan bir koordinat dönüşümü ile koordinatları modal yerdeğiştirme ve modal ivme olan modal kapasite diyagramı elde edilmekte ve, depremin yapıdan talep ettiği istem büyüklükleri ile karşılaştırılmasıyla bir tür dinamik dengenin sağlandığı performans noktası elde edilmektedir. Performans noktasının kabulüne bu noktadaki yerdeğiştirmeler ve şekildeğiştirmelerin, öngörülen performans düzeyine ait sınır değerlerle karşılaştırılması neticesinde karar verilmektedir.

- 5. Geliştirilen algoritmada, yapının kritik kesitlerindeki doğrusal olmayan sekildeğiştirmeler, plastik mafsal hipotezine göre, plastik kesit adı verilen ve sınırlı plastik şekildeğiştirme kapasitesine sahip olan belirli kesitlerde toplandığı, bunların dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı gözönünde tutulmaktadır. Dolayısıyla, birbirini izleyen plastik mafsal oluşumları arasındaki her bir itme adımında yapı doğrusal bir davranış göstermektedir.
- 6. Betonarme betonu ve beton çeliğine ait gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarını esas alarak, betonarme kesitlere ait eğilme momenti-eğrilik bağıntıları ve karşılıklı etki diyagramları elde edilebilmektedir. İç kuvvetlerin artan değerlerinde, kritik kesitlerdeki iç kuvvet durumunun akma yüzeyi(veya eğrisi) üzerinde bulunması durumunda sistemde bir plastik kesit meydana gelmektedir.
- 7. Artımsal analiz yönteminde, sabit düşey yükler altında, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde monoton olarak değişen yatay yükler için hesap yapılmaktadır. yüklerden olusan normal kuvvetler Sabit düşey kolaylıkla tahmin edilebileceğinden, bu normal kuvvetlere bağlı olarak hesaplanan ikinci mertebe rijitlik matrisleri yardımıyla, ikinci mertebe etkileri doğrusallaştırılmakta ve artımsal analizin her adımı doğrusal bir sistemin hesabına indirgenmektedir. Bu çalışmada, düğüm noktalarının doğrusal ve açısal yerdeğiştirmelerinin yanında, plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirmelerin (plastik mafsal dönmelerinin) bilinmeyen olarak alınması öngörülmüştür. Böylece, artımsal analizin her adımında yapının yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirmesinde kullanılabilecek davranış büyüklükleri elde edilebilmektedir. Aynı zamanda, statik itme analizinin her adımında hesaplanan plastik kesit dönmeleri (plastik şekildeğiştirmeler), eleman düzeyinde, beton ve donatıdaki birim kısalma ve uzama şekildeğiştirmelerine bağlı performans değerlendirmesinin yapılabilmesi bakımından büyük kolaylık sağlamaktadır.
- 8. Her plastik kesitin oluşumundan sonra, plastik kesiti izleyen yük artımında, o kesitteki plastik şekildeğiştirmeleri temsil eden plastik şekildeğiştirme parametresinin yeni bir bilinmeyen olarak alınması ve plastik kesitteki iç kuvvet durumunun akma koşulunu sağladığını ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesi öngörülmüştür. Bir önceki adıma ait denklem takımı indirgenmiş olduğundan, söz konusu yük artımına ait çözüm sadece yeni bilinmeyenin ve yeni denklemin indirgenmesi ile elde edilebilmektedir. Böylece,

her plastik kesitin oluştuğu yük parametresi ardışık yaklaşıma gerek olmaksızın doğrudan doğruya bulunabilmekte ve hesaplama süresi büyük ölçüde kısaltılabilmektedir.

- 9. Artımsal itme analizinin her bir adımında sistemin plastik kesit oluşumuna bağlı olarak değişen dinamik karakteristikleri belirlenerek, ilgili adımda yapının eşdeğer tek serbestlik dereceli doğrusal bir sistemle temsil edilmesi ve bu duruma karşı gelen hareket denkleminin zaman tanım alanında sayısal integrasyonu ile ilgili deprem için çözülerek spektral ivme ve yerdeğiştirme talepleri belirlenmektedir.
- 10. Her plastik kesit oluşumundan sonra değişen dinamik karakteristiklerin elde edilmesine yönelik yapılan serbest titreşim analizi için gerekli olan indirgenmiş yatay rijitlik matrisi plastik kesitlerin etkisini de içerecek şekilde elde edilebilmektedir. Yapılan analizlerde plastik kesit oluşumunun yapının rijitliğini azaltmakta olduğu ve artımsal analizin ilerleyen adımlarında yapının plastik kesit oluşumuna bağlı olarak gittikçe yumuşadığı belirlenmiştir. Algoritmanın bu bölümünü oluşturan yazılım, özellikle diğer modların önemli olduğu bina türü yapılardaki çok modlu statik itme analizlerinin değişebilir(uyarlanabilir) yatay yükler ile gerçekleştirilmesinde önemli bir katkı oluşturmaktadır.
- 11. Deprem etkisi olarak, Türk Deprem Yönetmeliği'nde (DBYBHY-2007) [2] tanımlanan uyum kriterlerine ve zemin sınıflarına göre seçilen ivme kayıtları, zaman tanım alanında ölçekleme yöntemleri kullanılarak, 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve dönüş periyodu 475 yıl olan *tasarım depremi* ve 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve dönüş periyodu 2475 yıl olan *en büyük deprem* seviyelerine karşı gelen elastik davranış ivme spektrumlarıyla en iyi uyumu sağlayacak şekilde eşleşebilen deprem kayıtları kullanılmıştır. Bu amaca yönelik olarak toplam yedi adet deprem kaydı kullanılmış ve elde edilen sonuçların ortalamaları yapının performans değerlendirilmesi için ilgili sınır değerlerle karşılaştırılmaktadır.
- 12. Performans noktasında sistemde oluşan plastik kesitlerin dönme istemlerinden plastik eğrilik ve toplam eğrilik istemleri elde edilmektedir. Toplam eğrilik istemi ve normal kuvvet düzeyi dikkate alınarak kesitte beton ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri moment-eğrilik analiziyle hesaplanmaktadır. Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanmış ilgili birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmakta ve bir hasar durumu tanımlanarak performans değerlendirmesi yapılmaktadır. Kesit hasarının belirlenmesinde beton ve

donatı çeliğine ait birim şekildeğiştirme kapasiteleri için ABYBHY-2007 [2] yönetmeliği esas alınmaktadır.

- 13. Geliştirilen yöntem içerisinde deprem performansının belirlenmesinde yapısal kapasitenin, deprem etkisinin talebine nazaran küçük olduğu durumda, mevcut deprem güvenliğinin yeterli olmadığı anlamına gelmektedir. Bu durumda yapıya ek bir sönüm ilave etmek suretiyle performansın iyileştirilmesinde viskoz sönümleyicilerin kullanımı algoritma içerisine dahil edilmiştir.
- 14. Viskoz sönümleyiciler yapı içerisine tüm katlar boyunca ve sönüm katsayıları özdeş olacak şekilde yerleştirilmektedir. Viskoz sönümleyicilerin sönüm katsayıları mevcut yapının performans düzeyini kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalmasını sağlayacak belirli bir sönüm oranına bağlı olarak belirlenmektedir. Dolayısıyla yapısal performansın arttırılması için yapıya ilave edilecek viskoz sönümleyicilerin tasarımı için, gerekli ilave sönüm oranı iteratif bir yaklaşımla belirlenmektedir.
- 15. Sönümleyicisiz sistemde mevcut olan orantılı sönümün, viskoz akışkanlı sönümleyicilerin güçlendirme amaçlı olarak sisteme ilave edilmesi durumunda da korunduğu, yani $\{\phi_i\}^T [C_{dd}] \{\phi_j\}$ büyüklüğünün sıfır veya sıfıra çok yakın olduğu kabul edilmektedir. Diğer bir deyişle, modal sönüm matrisinde farklı modların birbirleriyle olan etkileşimi terkedilmektedir.
- 16. Geliştirilen algoritmanın sayısal uygulamalarına olanak sağlamak amacıyla, MCCAP, PERF CAP, PEERC VD ve STRAIN isimli bigisayar programları hazırlanarak FORTRAN programlama dilinde kodlanmıştır. Bu programlardan yararlanarak, mevcut betonarme bir yapı sisteminin belirli bir deprem etkisindeki performans değerlendirmesi yapılabilmektedir. Deprem güvenliğinin yetersiz olması durumunda, yapı içerisindeki enerjinin sönümlenmesi ve yapısal performansın arttırılmasında viskoz akıskanlı sönümleyicilerin kullanılmasına vönelik güçlendirmiş yapının performans analizi yapılarak, uygulanan güçlendirmenin etkinliği belirlenebilmektedir. Böylece, geliştirilen algoritma, ülkemizdeki mevcut ve yeterli güvenliğe sahip olmayan viskoz akışkanlı sönümleyicilerle güçlendirilmiş sistemlerin performans ve güvenliklerinin betonarme yapı belirlenmesi çalışmalarında doğrudan doğruya uygulanması amaçlanmaktadır.
- 17. Geliştirilen yöntem basitleştirilmiş doğrusal olmayan yarı dinamik bir analiz yöntemi olarak değerlendirilmektedir. Dolayısıyla yöntemin içerdiği varsayım ve kabullere

dayanarak, yöntemde önerilen performans belirleme yaklaşımındaki tutarlılığın belirlenmesi amacıyla OpenSEES programıyla zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiş ve performans değerlendirmesine yönelik yerdeğiştirme, göreli kat ötelemesi oranlarına ait istem büyüklükleri elde edilmekte ve eleman kritik kesitlerindeki fiber özelliği nedeniyle beton ve donatı çeliği birim doğruya sekildeğistirmeleri doğrudan program tarafından dıs ortama yazdırılabilmektedir. OpenSees ile 7 deprem için gerçekleştirilen ZTADOA lerden elde edilen sonuçların ayıklanması, değerlendirilmesi ve performans değerlendirilmesine ilişkin istem büyüklüklerinin hesaplanması ve ilgili sınır değerlerle karşılaştırılarak bir performans değerlendirmesi yapmak amacıyla bu çalışma kapsamında *Disp.m*, *Drift.m*, Kesme.m, Strain Beams Perf.m ve Strain Col Perf.m isimli programlar MATLAB programlama dilinde geliştirilmiştir.

- 18. Çalışmanın sayısal incelemelerine dayanarak PEERC_VD ve OpenSEES programıyla elde edilen başlıca sonuçlar ve öneriler aşağıda özetlenmiştir.
 - a. Gerek tasarım depremi ve gerekse en büyük deprem etkisi altında PEERC VD ve OpenSEES programlariyla elde edilen sonuçların verdeğiştirme istemi ve hasarın yapı içerisindeki dağılımı bakımından yeterli bir yaklaşımın olduğu görülmektedir. Görülebilen bazı farlılıklar ise her iki modelleme programla yapılan yaklaşımlarından kaynaklandığı düşünülmektedir. PEERC-VD programındaki algoritma plastik şekildeğiştirmelerin plastik kesitlerde toplandığı ve bunun dışında yapı sisteminin elastik davranış gösterdiği esasına göre çalışmakta olup, OpenSEES programındaki modellemede ise gerçek durumun temsili bakımından şekildeğiştirmelerin yayılı olması durumu esas alınmaktadır. Özellikle fiber modelleme yaklaşımıyla daha gerçeğe yakın bir davranışın temsil edilebilmesine karşın, doğrusal olmayan çözüm algoritmalarında olası yakınsama problemlerinin ortaya çıkmasına neden olabileceği yapılan sayısal incelemelerde sıkça karşılaşılmıştır. Bu durum yapı sisteminin büyüklüğüne bağlı olarak hesaplama süresinin uzamasına neden olmaktadır. Bu duruma ilave olarak özellikle büyük yapı sistemlerinde fiber tanımlama özelliğinin kritik yapısal elemanlarda kullanılması ve diğer elemanların elastik kalması plastikleşmenin belirli bölgelerde yığıldığının veya gözönünde

287

bulundurulduğu bir modellemenin ele alınması çözüm süresini önemli ölçüde kolaylaştıracağı açıktır.

- b. Özellikle en büyük deprem durumu için kritik kesitlerdeki hasarın daha da büyüdüğü ve yeni bazı kesitlerde plastikleşmelerin (hasarın) meydana geldiği görülmektedir.
- c. Mevcut çerçeve sistemde, ilave %20 lik sönüm oranını sağlayacak şekilde tasarlanan lineer viskoz sönümleyicilerle, yerdeğiştirme, göreli kat öteleme oranları ve kritik kesitlerdeki şekildeğiştirme istemlerinde önemli oranda azalmaların olduğu ve hatta bazı kesitlerdeki hasar durumunun göçme bölgesinden (GÇB) minimum hasar bölgesine (MHB) geçtiği görülmektedir. Fakat bu olumlu duruma karşılık, sönümleyicilerde oluşan eksenel sönüm kuvvetlerinin, sönümleyicilerin yapıyla olan bağlantı noktalarındaki kirişkolon birleşim bölgesinin özellikle kirişteki kesitinde göçme düzeyine varan bir hasara yol açtığı görülmektedir. Bu durum özellikle OpenSEES ile yapılan ZTADOA lerde gözlenmektedir. Bu durum sönümleyicilerin sönüm kuvveti üretmeye başladığı analizin ilk adımlarında gerçekleşmektedir. Dolayısıyla sönümleyicilerin yapısal sistemle bütünleştiği kritik birleşim noktalarında ilave bir güçlendirmenin yapılması gerektiği görülmektedir.
KAYNAKLAR

- [1] Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik. (1998). Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [2] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik. (2007). Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [3] Hognestad, E., Hanson, N.W. and McHenry, D. (1955). Concrete stress distribution in ultimate strength design, *Journal of the American Concrete Institute*, ACI, 27(4), 455-480.
- [4] Kent, D.C. and Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete, *Journal of Structural Division, ASCE*, 97, ST7, 1969-1990.
- [5] Sheikh Shamim, A. and Uzumeri, S.M. (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns, *Journal of Structural Division*, *ASCE*, 108, ST12, 2703-2722.
- [6] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988). Theoretical stressstrain model for confined concrete, *Journal of Structural Division*, *ASCE*, 114(8), 1804-1826.
- [7] Saatçioğlu, M. and Razvi, S.R. (1992). Strength and ductility of confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 118(6), 1590-1607.
- [8] Özcebe, G. and Saatçioğlu, M. (1987). Confinement of concrete columns for seismic loading, *Structural Journal*, ACI, 86, 308-315.
- [9] Sakai, K. and Sheikh, S.A. (1989). What do we know about confinement in reinforced concrete columns?, *Structural Journal*, *ACI*, 86(2), 192-207.
- [10] İlki, A., Kumbasar, N., Özdemir, P. and Fukuta, T. (2004). A trilinear stress-strain model for confined concrete, *Structural Engineering and Mechanics*, 18(5), 541-563.
- [11] Çakıroğlu, A. and Karadoğan, F. (1997). Plastic hinges capabilities, curvature and structural ductilities of reinforced concrete structures, *First Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, Istanbul.
- [12] Ersoy, U. and Özcebe, G. (1997). Moment-curvature relationship of confined concrete sections, *First Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, Istanbul.

- [13] Yalçın, C. and Saatçioğlu, M. (2000). Inelastic analysis of reinforced concrete columns, *Computers and Structures*, 77(5), 539-555.
- [14] Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G. (1992). Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt I, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [15] Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G. (1992). Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metodları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt II, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [16] Çakıroğlu, A. ve Özer, E. (1980). Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, İ.T.Ü. Kütüphanesi, İstanbul.
- [17] **İrtem, E.** (1991). Uzay çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yükün hesabı için bir yük artımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [18] Girgin, K. (1996). Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir yük artımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [19] **Parikh, B.P.** (1966). The elastic-plastic analysis and design of unbraced multistory steel frames, *PhD. Dissertation*, Lehigh University.
- [20] Özer, E. (1969). Lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir metot, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [21] **Kim, S.W.** (1971). Elastic-plastic analysis of unbraced frames, *PhD. Dissertation*, Lehigh University.
- [22] Özer, E. (1975). İkinci mertebe limit yük için yapı ağırlığını minimum yapan bir boyutlandırma metodu, *Doçentlik Tezi*, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul.
- [23] **Powell, G.H. and Chen, P.F.** (1986). 3D Beam-column element with generalized plastic hinges, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 112(7), 627-641.
- [24] Özer, E. (1987). Determination of second-order limit load by a method of load increments, *Bulletin of the Technical University of Istanbul*, 40, 815-836.
- [25] **Orakdöğen, E.** (1994). Uzay çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yük için yapı ağırlığını minimum yapan bir boyutlandırma yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [26] Çakıroğlu, A., Özer, E. and Girgin, K. (1999). Yield conditions and yield vector for combined biaxial bending of rectangular R/C sections, *Proceedings of the Ugur Ersoy Symposium on Structural Engineering*, METU Press, Ankara, July 1-2, 121-135.

- [27] Fajfar, P. and Gaspersic, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(1), 31-46.
- [28] Bertero, V.V. (1997). Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 1-31.
- [29] Hamburger, R.O. (1997). Defining performance objectives, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 33-42.
- [30] **Jirsa, J.O.** (1997). Opportunities and challenges-development of performancesensitive engineering, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 43-46.
- [31] **Krawinkler, H.** (1997). Research issues in performance based seismic engineering, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 47-58.
- [32] Poland, C.D. and Hom, D.B. (1997). Opportunities and pitfalls of performance based seismic engineering, *Seismic Design Methodologies* for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 69-78.
- [33] Otani, S. (1997). Development of performance-based design methodology in Japan, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 59-67.
- [34] Bachmann, H. and Dazio, A. (1997). A deformation-based seismic design procedure for structural wall buildings, *Seismic Design Methodologies* for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 159-170.
- [35] Ghobarah, A., Aly, N.M. and El-Attar, M. (1997). Performance level criteria and evaluation, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation* of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 207-215.
- [36] Reinhorn, A.M. (1997). Inelastic analysis techniques in seismic evaluations, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 277-287.
- [37] Tso, W.K. and Moghadam, A.S. (1997). Seismic response of asymmetrical buildings using pushover analysis, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar and Krawinkler (eds), Balkema, Rotterdam, 311-321.

- [38] Kilar, V. and Fajfar, P. (1997). Simple push-over analysis of asymmetric buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(2), 233-249.
- [39] **Paulay, T.** (1997). Displacement-based design approach to earthquake-induced torsion in ductile buildings, *Engineering Structures*, 19(9), 699-707.
- [40] **Freeman, S.A.** (1998). Development and use of capacity spectrum method, *6th* U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, EERI, Oakland.
- [41] Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, 20(4-6), 452-464.
- [42] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (1999). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum, *Earthquake Spectra*, 15(4), 637-656.
- [43] ATC, (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol.1, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California-USA.
- [44] Fajfar,P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(9), 979-993.
- [45] Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-.592.
- [46] **FEMA**, (2000).NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356), *FEMA Agency*, Washington, DC.
- [47] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2000). Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 126(4), 482-490.
- [48] Medhekar, M.S. and Kennedy, D.J.L. (2000). Displacement-based seismic design of buildings-theory, *Engineering Structures*, 22(3), 201-209.
- [49] Medhekar, M.S. and Kennedy, D.J.L. (2000). Displacement-based seismic design of buildings-application, *Engineering Structures*, 22(3), 210-221.
- [50] Chandler, A.M. and Mendis, P.A. (2000). Performance of reinforced concrete frames using force and displacement based seismic assessment methods, *Engineering Structures*, 22(4), 352-363.
- [51] Chandler, A.M. and Lam, N.T.K. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: a multi-disciplinary review, *Engineering Structures*, 23(12), 1525-1543.

- [52] Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N. (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate, *Structural Journal*, ACI, 98(2), 135-148.
- [53] Karabinis, A.I. and Kiousis, P.D. (2001). Plasticity model for reinforced concrete elements subjected to overloads, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127(11), 1251-1256.
- [54] Zamfirescu, D. and Fajfar, P. (2002). Comparison of simplified procedures for nonlinear seismic analysis of structures, *The third US-Japan Workshop on Performance based earthquake engineering methodology for reinforced concrete building structures*, PEER, Seattle.
- [55] Ziemian, R.D. and McGuire, W. (2002). Modified tangent modulus approach–a contribution to plastic hinge analysis, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 128(10), 1301-1307.
- [56] Hasan, R., Xu, L. and Grierson, D.E. (2002). Pushover analysis for performance based seismic design, *Computers and Structures*, 80(31), 2483-2493.
- [57] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.
- [58] Fajfar, P. (2002). Structural analysis in earthquake engineering A breakthrough of simplified non-linear methods, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 843, London, UK.
- [59] **Miranda, E. and Ruiz-Garcia, J.** (2002). Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 539-560.
- [60] **Büyüköztürk, O. and Güneş, O.** (2003). Advances in earthquake risk assessment and hazard reduction for large inventory of structures with high characteristic variability, *ARI-The Bulletin of the Istanbul Technical University*, 53(2), 38-57.
- [61] Lin, Y.Y. and Chang, K.C. (2003). An improved capacity spectrum method for ATC-40, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(13), 2013-2025.
- [62] Aydınoğlu, M.N. and Fahjan, Y.M. (2003). A unified formulation of the piecewise exact method for inelastic seismic demand analysis including the p-delta effect, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(6), 871-890.
- [63] Aydınoğlu, M.N. (2003). Yapıların deprem performansının degerlendirilmesi için Artımsal Spektrum Analizi (ARSA) Yöntemi, *Fifth National Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey, 26-30 Mayıs.

- [64] Aydınoğlu, M.N. (2004). Incremental response spectrum analysis (IRSA) procedure for multi-mode pushover including p-delta effects, 13thWorld Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, paper no. 1440.
- [65] Liu, B-Q., Liu, M. and Li, Y-B. (2004). Research and development of performance-based seismic design theory, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 2457.
- [66] Kim, J.H. and Jwa, D.H. (2004). Simplified method to determine structural performance points, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 3315.
- [67] Bento, R., Falcao, S. and Rodrigues, F. (2004). Non-linear static procedures in performance based seismic design, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 2522.
- [68] FEMA, (1997). NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (Report No. FEMA 273), Federal Emergency Management Agency-(FEMA), Washington, DC.
- [69] **EUROCODE 8:** Design of Structures for Earthquake Resistance Part 1: General Rules Seismic Actions and Rules for Buildings.
- [70] Lin, Y.Y., Chang, K.C. and Wang, Y.L. (2004). Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of RC columns, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(1), 35-48.
- [71] Günay, M.S. and Sucuoğlu, H. (2004). A comparative evaluation of performance-based seismic assessment procedures, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 453.
- [72] Guyader, A.C. and Iwan, W.D. (2004). An improved capacity spectrum method employing statistically optimized linearization parameters, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 3020.
- [73] **FEMA** (2004). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.
- [74] Sullivan, T.J., Calvi, G.M. and Priestley, M.J.N. (2004). Initial stiffness versus secant stiffness in displacement based design, *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 2888.

- [75] Miranda, E. and Lin, Y.Y. (2004). Non-iterative equivalent linear method for displacement-based design, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 3422.
- [76] Gutierrez, J. and Alpizar, M. (2004). An effective method for displacementbased earthquake design of buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 1512.
- [77] Ferraioli, M., Avossa, A.M. and Malangone, P. (2004). Approximate method for evaluation of seismic damage of RC buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no. 1460.
- [78] Lin, Y.Y., Miranda, E. and Chang, K.C. (2005). Evaluation of damping reduction factors for estimating elastic response of structures with high damping, *Earthquake Engineering and structural dynamics*, 34(11), 1427-1443.
- [79] Zou, X.K. and Chan, C.M. (2005). Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis, *Engineering Structures*, 27(8), 1289-1302.
- [80] Lee, D.G., Choi, W.H., Cheong, M.C. and Kim, D.K. (2006). Evaluation of seismic performance of multistory building structures based on the equivalent responses, *Engineering Structures*, 28(6), 837-856.
- [81] Aiken, I.D., Nims, D.K., Whittaker, A. and Kelly, J.M. (1993). Testing of passive energy dissipation systems, *Earthquake Spectra*, 9(3), 335-370.
- [82] Constantinou, M.C. and Symans, M.D. (1993). Seismic response of structures with supplemental damping, *The Structural Design of Tall Buildings*, 2(2), 77-92.
- [83] Constantinou, M.C. and Symans, M.D. (1993). Experimental study of seismic response of buildings with supplemental fluid dampers, *The Structural Design of Tall Buildings*, 2(2), 93-132.
- [84] Shen, K.L. and Soong, T.T. (1996). Design of energy dissipation devices based on concept of damage control, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 122(1), 76-82.
- [85] Gluck, N., Reinhorn, A.M., Gluck, J. and Levy R. (1996). Design of supplemental dampers for control of structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 122(12), 1394-1398.
- [86] Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F. and Yao, J.T.P. (1997). Structural control: past, present, and future, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 123(9), 897-971.

- [87] Wu, B., Ou, J.P. and Soong, T.T. (1997). Optimal placement of energy dissipation devices for three-dimensional structures, *Engineering Structures*, 19(2), 113-125.
- [88] Pekcan, G. (1998). Design of seismic energy dissipation systems for reinforced concrete and steel structures, *Ph.D. Dissertation*, The State University of New York at Buffalo, New York.
- [89] Fu, Y., Kasai, K. (1998). Comparative study of frames using viscoelastic and viscous dampers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124(5), 513-522.
- [90] Makris, N., Roussos, Y., Whittaker, A.S. and Kelly, J.M. (1998). Viscous heating of fluid dampers. II: large-amplitude motions, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 124(11), 1217-1223.
- [91] Goel, R.K. (1998). Effect of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric-plan systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(2), 125-141.
- [92] Pekcan, G., Mander, J.B. and Chen, S.S. (1999). Fundamental considerations for the design of non-linear viscous dampers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(11), 1405-1425.
- [93] Goel, R.K. (2000). Seismic behaviour of asymmetric buildings with supplemental damping, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(4), 461-480.
- [94] Lee, D. and Taylor, D.P. (2001). Viscous damper development and future trends, *The Structural Design of Tall Buildings*, 10(4), 311-320.
- [95] Hart, G.C., Brandow, G. and Johnston, R. (2001). Seismic rehabilitation of a base-isolated building using viscous dampers, *The Structural Design of Tall Buildings*, 10(5), 335-338.
- [96] Uriz, P. and Whittaker, A.S. (2001). Retrofit of pre-northridge steel momentresisting frames using fluid viscous dampers, *The Structural Design of Tall Buildings*, 10(5), 371-390.
- [97] Filiatrault, A., Tremblay, R. and Wanitkorkul, A. (2001). Performance evaluation of passive damping systems for the seismic retrofit of steel moment-resisting frames subjected to near-field ground motions, *Earthquake Spectra*, 17(3), 427-456.
- [98] Constantinou, M.C., Tsopelas, P., Hammel, W. and Sigaher, A.N. (2001). Toggle-brace-damper seismic energy dissipation systems, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 127(2), 105-112.
- [99] **Soong, T.T. and Spencer, B.F.** (2002). Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice, *Engineering Structures*, 24(3), 243-259.

- [100] Lee, D-G., Hong, S. and Kim, J. (2002). Efficient seismic analysis of building structures with added viscoelastic dampers, *Engineering Structures*, 24(9), 1217-1227.
- [101] Kim, J. and Bang, S. (2002). Optimum distribution of added viscoelastic dampers for mitigation of torsional responses of plan-wise asymmetric structures, *engineering structures*, 24(10), 1257-1269.
- [102] Nagarajaiah, S. and Spencer, B.F. (2003). State of the art of structural control, *journal of structural engineering*, asce, 129(7), 845-856.
- [103] Yang, Z., Xu, Y.L. and Lu, X.L. (2003). Experimental seismic study of adjacent buildings with fluid dampers, *Journal of Structural engineering*, *asce*, 129(2), 197-205.
- [104] Mcnamara, R.J. and Taylor, D.P. (2003). Fluid viscous dampers for highrise buildings, *the structural design of tall and special buildings*, 12(2), 145-154.
- [105] Singh, M.P., Verma, N.P. and Moreschi, L.M. (2003). Seismic analysis and design with maxwell dampers, *Journal of Engineering Mechanics*, asce, 129(3), 273-282.
- [106] Lin, Y.Y., Tsai, M.H., Hwang, J.S. and Chang, K.C. (2003). Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems, *engineering structures*, 25(1), 25-37.
- [107] Kim, J., Choi, H. and Min, K-W. (2003). Performance-based design of added viscous dampers using capacity spectrum method, *Journal of Earthquake engineering*, asce, 7(1), 1-24.
- [108] **Sigaher, A.N.** (2004). Scissor-Jack-Damper energy dissipation system, *Ph.D. dissertation*, the state university of new york at buffalo, new york.
- [109] Pall, A. and Pall, T. (2004). Performance-based design using pall friction dampers-an economical design solution, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, paper no.1955.
- [110] Liu, W., Tong, M. and Lee, G.C. (2004). Simple procedure for preliminary design of structural dampers, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, August 1-6, paper no. 2021.
- [111] Kargahi, M., and Ekwueme, C.G. (2004). Optimization of viscous damper properties for reduction of seismic risk in concrete buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, August 1-6, paper no. 1027.

- [112] Tanaka, Y., Kawaguchi, S., Sukagawa, M., Masaki, N., Sera, S., Washiyama Y., and Mitsusaka, Y. (2004). JSSI manual for building passive control technology part-4 performance and quality control of viscous dampers, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, August 1-6, paper no. 1387.
- [113] Charney, F.A. and Yasser E.I. (2004). A new "visco-plastic" passive energy device 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, paper no.118.
- [114] Hsu, D.S., Hsu, M.C. and Lee, Y.F. (2004). Rhombus mechanism with fluid damper, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, paper no.2011.
- [115] Li, B. and Liang, X-W. (2007). Design of supplemental viscous dampers in inelastic SDOF system based on improved capacity spectrum method, *Structural Engineering and Mechanics*, 27(5), 541-554.
- [116] Symans, M.D., Charney, F.A., Whittaker, A.S., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Johnson, M.W. and McNamara, R.J. (2008). Energy dissipation systems for seismic applications: Current practice and recent developments, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 134(1), 3-21.
- [117] Hwang, J-S., Hwang, Y-N., Yi, S-L. and Ho, S-Y. (2008). Design formulations for supplemental viscous dampers to building structures, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 134(1), 22-31.
- [118] Paulay, T. and Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, New York, John Wiley&Sons Inc.
- [119] Ersoy, U. ve Özcebe, G. (2001). Betonarme, Bizim Büro Basımevi, Ankara.
- [120] **TS500**, (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *TSE*,Ankara.
- [121] Baker, A.L.L. and Amarakone, A.M.N. (1965). Inelastic hyperstatic frame analysis, *International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ASCE-ACI, Miami, USA, November, 85-142.
- [122] Mattock, H. (1967). Rotational capacity of reinforced concrete beams, Journal of the Structural Division, ASCE, 93, 519-522.
- [123] Soong, T.T. and Dargush, G.F. (1997). *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*, Wiley, Chichester, UK and New York, NY.
- [124] Naeim, F. and Kelly, J.M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice, John Wiley&Sons, Inc.
- [125] Zayas, V.A., Low, S.S. and Mahin, S.A., (1990). A simple pendulum technique for achieving seismic isolation, *Earthquake Spectra*, 6(2), 317-333.

- [126] Tsopelas, P., Constantinou, M.C., Kim, Y.S. and Okamoto, S. (1996). Experimental study of FPS system in bridge seismic isolation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(1), 65-78.
- [127] Skinner, R.I., Tyler, R.G., Heine, A.J. and Robinson, W.H. (1980). Hysteretic dampers for the protection of structures from earthquakes, *Bulletin of the NewZeland National Society for Earthquake Engineering*, 13(1), 22-36.
- [128] Skinner, R.I., Kelly, J.M. and Heine, A.J. (1974). Hysteresis dampers for earthquake-resistant structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3(3), 287-296.
- [129] Bergman, D.M. and Goel, S.C. (1987). Evaluation of Cyclic Testing of Steel-plate Devices for Added Damping and Stiffness, *Report No.* UMCE 87-10, The University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- [130] Whittaker, A.S., Bertero, V.V., thompson, C.L. and Alonso, L.J. (1991). Seismic testing of steel plate energy dissipation devices, *Earthquake Spectra*, 7(4), 563,604.
- [131] Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C. P. and Su, Y.F. (1993). Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction, *Earthquake Spectra*, 9(3), 505-528.
- [132] Scholl, R. E. (1993). Design Criteria for Yielding and Friction Energy Dissipators, Proc. ATC 17-1 on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Control, 2, 485-495.
- [133] Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A., and Fujim- oto, M., (1988). "Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube," *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, Paper No. 6-7-4, Vol. IV, pp.719-724.
- [134] Pall, A.S. and Marsh C. (1982) Response of friction damped braced frames, Journal of structural engineering, ASCE, 108, ST6, 1313-1323.
- [135] Filiatrault, A. and Cherry, S. (1987). Performance Evaluation of Friction Damped Braced Steel Frames Under Simulated Earthquake Loads, *Report of earthquake engineering research laboratory university of british of columbia, Vancouver, Canada.*
- [136] Aiken, I.D. and Kelly, J.M. (1990). Earthquake Simulator Testing and Analytical Studies of Two Energy-Absorbing Systems for Multistory Structures, *Report No. UCB/EERC-90/03, EERC,* University of California Berkeley, October.
- [137] Zhang, R.H., Soong, T.T. and Mahmoodi, P. (1989). Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18(3), 389-396.

- [138] Kasai, K., Munshi, J.A., Lai, M.L. and Maison, B.F. (1993). Viscoelastic Damper Hysteretic Model: Theory, Experiment and Application, *Proceeding ATC-17-1 on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Control*, 2, 521-532.
- [139] Tsai, C.S. and Lee, H.H. (1993). Application of viscoelastic dampers to high-rise buildings, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119(4), 1222-1233.
- [140] Lin, R.C., Liang, Z., Soong, T.T. and Zhang, R.H. (1991). An experimental study on seismic structural response with added viscoelastic dampers, *Engineering Structures*, 13(1), 75-84.
- [141] Chang, K.C., Soong, T.T., Oh, S-T. and Lai, M.L. (1991). Seismic Response of a 2/5 Scale Steel Structure with Added Viscoelastic Dampers, *Report No. NCEER-91-0012, National Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, New York.
- [142] Zhang, R.H. and Soong, T.T., (1992). Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 118(5), 1375-1392.
- [143] Chang, K.C., Soong, T.T., Oh, S-T. and Lai, M.L. (1992). Effect of ambient temperature on a viscoelastically damped structure, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(7), 1955-1973.
- [144] Chang, K.C., Soong, Lai, M.L., Soong, T.T., Hao, D. and Yeh Y.C. (1993) Seismic Behavior and Design Guidelines for Steel Frame Structures with Added Viscoelastic Dampers, *Report No. NCEER-93-0009, National Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, New York.
- [145] Shen, T.T., Soong, T.T., Chang, K.C. and Lai, M.L. (1995). Seismic behavior of reinforced concrete frame with added viscoelastic dampers, *Engineering Structures*, 17(5), 372-380.
- [146] Shen, K.L. and Soong, T.T. (1995). Modelling of viscoelastic dampers for structural application, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 121(6), 694-701.
- [147] Chang, K.C., Soong, T.T., Oh, S-T. and Lai, M.L. (1995). Seismic behavior of steel frame with added viscoelastic dampers, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 121(10), 1418-1426.
- [148] Lai, M.L., Chang, K.C., Soong, T.T., Hao, D.S. and Yeh Y.C. (1995). Full-scale viscoelastically damped steel frame, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 121(10), 1443-1447.
- [149] Constantinou, M.C. and Symans, M.D. (1992). Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Damping Fluid Dampers, *Technical Report, NCEER-92-*

0032, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

- [150] Makris, N. and Constantinou, M.C. (1991). Fractional derivative model for viscous dampers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(9), 2708-2724.
- [151] Makris, N., Constantinou, M.C. and Dargush, G.F. (1993a). Analytical model of viscoelastic fluid dampers, *Journal of Engineering Mechanics*, *ASCE*, 119(7), 1453-1464.
- [152] Makris, N., Dargush, G.F. and Constantinou, M.C. (1993b). Dynamic analysis of generalized viscoelastic fluids, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 119(8), 1663-1679.
- [153] Reinhorn, A.M. and Li, C. (1995). Experimental and analytical investigation of seismic retrofit of structures with supplemental damping: Part III-viscous damping walls, *Technical Report, NCEER-95-*0013, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- [154] Chopra, A.K. (2000). Dynamics of Structures-Theory and Applications To Earthquake Engineering, 2nd Edition, Prentice Hall, NJ.
- [155] Soong, T.T. (1990). Active Structural Control: Theory and Practice, Wiley.
- [156] **Tezcan, S.** (1970). *Çubuk Sistemlerin Elektronik Hesap Makineleri ile Çözümü*, Arı Kitabevi Matbaası, İstanbul.
- [157] **PEER Strong Motion Database**, (2007). Pacific Earthquake Engineering Research Center, California. (http://peer.berkeley.edu).
- [158] **Nikolau, A.S.** (1998). A GIS Platform for Earthquake Risk Analysis", PhD. Dissertation, State University of New York at Buffalo.
- [159] Fajhan,Y.M. (2008). Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY-2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi, *IMO Teknik Dergi*, Yazı: 292, 4423-4444.
- [160] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. (2006). The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) User Command-Language Manual, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Univ. Calif., Berkeley, CA, (http://opensees.berkeley.edu).
- [161] MATLAB R2009b, (http://mathworks.com)



EKLER

- EK A : Çubuk Rijitlik Ve Dönüştürme Matrisleri
- **EK B :** Plastik Şekildeğiştirme Parametrelerinin Birim Değerlerinden Oluşan Çubuk Uç Kuvvetleri Matrisleri
- EK C: Kat Döşemeleri Düzlemleri İçinde Sonsuz Rijit Olan Sistemler
- **EK D :** Viskoz Akışkanlı Sönümleyici İçeren Bir Çubuk Elemanın Sönüm Ve Dönüştürme Matrisleri
- **EK E :** Kat Döşemeleri Düzlemleri İçinde Sonsuz Rijit Olan Sistemlerde Sönüm Matrisinin Tanımlanması
- EK F : Zaman Tanım Alanında Hesap İçin Sayısal İntegrasyon Yöntemi Çözüm Algoritması
- **EK G :** Uzay Çubuk Sistemlerde Plastik Kesitlerin Etkisini İçeren İndirgenmiş Yatay Rijitlik Matrisinin Elde Edilmesi Ve Kütle Matrisi

EK A : Çubuk Rijitlik Ve Dönüştürme Matrisleri

Bu bölümde, plastik kesitler içeren bir uzay çubuk sistemin matris yerdeğiştirme yöntemiyle hesabında kullanılan çubuk rijitlik matrisleri ile dönüştürme matrisleri tanımlanacak ve bu matrislerin elemanları verilecektir.

Ek A1 : Çubuk rijitlik matrisi:

Bir uzay çubuğun çubuk eksen takımındaki [K] rijitlik matrisi 12×12 boyutundadır. Bu matris, çubuğun *i* ve *j* uçlarına ait, 6×6 boyutundaki $[K]_{ii}$, $[K]_{ij}$, $[K]_{ji}$, $[K]_{jj}$ alt matrislerinin

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ii} & \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ij} \\ \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ji} & \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jj} \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$
(A.1)

şeklinde biraraya gelmesinden oluşmaktadır.

Betti karşıtlık teoremi uyarınca [K] matrisi esas köşegenine göre simetrik olup

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [K]_{ii} & [K]_{ij} \\ [K]_{ij}^{T} & [K]_{jj} \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$
(A.2)

şeklinde ifade edilebilir.

[K] matrisinin $K_{m,n}$ elemanı, n sayılı yerdeğiştirme bileşeninin birim değerinden dolayı m sayılı yerdeğiştirme bileşeni doğrultusunda oluşan çubuk uç kuvvetini (birim yerdeğiştirme sabitini) göstermektedir.

Doğru eksenli uzay çubuklarda [K] çubuk rijitlik matrisini oluşturan $[K]_{ii}, [K]_{ij}, [K]_{ji}, [K]_{jj}$ alt matrislerinin sıfıra eşit ve sıfırdan farklı olan elemanları aşağıda tanımlanmıştır.

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ii} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{1,6} \\ 0 & K_{2,2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{3,3} & K_{3,4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{4,3} & K_{4,4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{5,5} & 0 \\ K_{6,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{6,6} \end{bmatrix}$$
(A.3.1)

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ii} = \begin{bmatrix} k_{1,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{1,6} \\ 0 & k_{2,2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{3,3} & k_{3,4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{5,5} & 0 \\ -k_{6,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{1,12} \\ 0 & K_{2,8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{3,9} & K_{3,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{4,9} & K_{4,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{5,11} & 0 \\ K_{6,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{1,12} \\ 0 & -k_{2,8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{3,9} & k_{3,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{3,9} & k_{3,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{1,12} \\ 0 & 0 & -k_{3,9} & k_{3,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{6,12} \end{bmatrix}$$
(A.4.1)
$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ij} = \begin{bmatrix} -k_{1,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{1,12} \\ 0 & -k_{2,8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{3,9} & k_{3,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{5,11} & 0 \\ k_{6,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{6,12} \end{bmatrix}$$
(A.4.2)

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jj} = \begin{bmatrix} K_{7,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{7,12} \\ 0 & K_{8,8} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{9,9} & K_{9,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{10,9} & K_{10,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{11,11} & 0 \\ K_{12,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{12,12} \end{bmatrix}$$
(A.6.1)
$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jj} = \begin{bmatrix} k_{7,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{7,12} \\ 0 & k_{8,8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{9,9} & -k_{9,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{10,9} & k_{10,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{11,11} & 0 \\ k_{12,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{12,12} \end{bmatrix}$$
(A.6.2)

Bu alt matrislerdeki bağımsız yerdeğiştirme sabitleri sekiz tanedir.

$$k_{2,2}, k_{4,4}, k_{5,5}, k_{6,6}, k_{4,10}, k_{6,12}, k_{10,10}, k_{12,12}$$

Diğer birim yerdeğiştirme sabitleri, Betti karşıtlık teoremi ve çubukların denge denklemleri uyarınca bağımsızlar cinsinden

$$k_{2,8} = k_{8,8} = k_{2,2} \tag{A.7}$$

$$k_{5,11} = k_{11,11} = k_{5,5} \tag{A.8}$$

$$k_{3,4} = k_{4,3} = k_{4,9} = \frac{k_{4,4} + k_{10,4}}{L}$$
(A.9)

$$k_{3,10} = k_{9,10} = k_{10,9} = \frac{k_{4,10} + k_{10,10}}{L}$$
(A.10)

$$k_{1,6} = k_{6,1} = k_{6,7} = \frac{k_{6,6} + k_{12,6}}{L}$$
(A.11)

$$k_{1,12} = k_{7,12} = k_{12,7} = \frac{k_{6,12} + k_{12,12}}{L}$$
(A.12)

ve birinci mertebe teorisinde

$$k_{1,1} = k_{1,7} = k_{7,7} = \frac{k_{1,6} + k_{1,12}}{L}$$
(A.13)

$$k_{3,3} = k_{3,9} = k_{9,9} = \frac{k_{3,4} + k_{9,10}}{L}$$
 (A.14)

şeklinde ifade edilebilir. Burada L çubuk boyunu göstermektedir.

[A.3.1-A.6.2] ile ifade edilen 6×6 boyutundaki $[K]_{ii}, [K]_{ij}, [K]_{ji}, [K]_{jj}$ alt matrisleri gözönüne alınırsa, doğru eksenli uzay çubuklarda çubuk eksen takımına ait 12×12 boyutundaki [K] rijitlik matrisi aşağıdaki şekli alır.

$$[K] = \begin{bmatrix} [K]_{j_1} & [K]_{j_2} \\ [K]_{j_1} & [K]_{j_2} \end{bmatrix}_{l_{2A2}}$$

$$(A.1)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} [k_{1,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{1,6} \\ 0 & k_{2,2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{2,8} & 0 & 0 & 0 & -k_{1,12} \\ 0 & k_{2,3} & k_{3,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{3,9} & k_{3,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{4,3} & k_{4,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{4,9} & k_{4,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{5,5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{5,11} & 0 \\ \hline [-k_{6,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{5,5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{6,12} \\ \hline [-k_{7,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{6,6} \\ \hline [-k_{7,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{6,6} \\ \hline [-k_{7,2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{8,8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{9,3} & -k_{9,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{9,9} & -k_{9,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{9,3} & -k_{9,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{10,9} & k_{10,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{11,5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{11,11} & 0 \\ \hline [-k_{12,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{12,6} \\ \hline [-k_{12,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{12,6} \\ \hline \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{12,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{12,10} \\ k_{12,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{12,20} \\ \end{bmatrix} \end{bmatrix}_{1 \le 12}$$

Ek A1.1 : Birinci mertebe teorisine göre çubuk rijitlik matrisi

Doğru eksenli, prizmatik uzay çubuklarda *birinci mertebe teorisine* ait 6×6 boyutundaki $[K]_{ii}$, $[K]_{ij}$, $[K]_{ji}$, $[K]_{jj}$ alt rijitlik matrisleri aşağıda verilmiştir.

$$[K]_{\mu} = \begin{bmatrix} \frac{12EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_{z}}{L^{2}} \\ 0 & \frac{EF}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI_{x}}{L^{3}} & \frac{6EI_{x}}{L^{2}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_{x}}{L^{2}} & \frac{4EI_{x}}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 \\ \frac{-6EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_{z}}{L^{2}} \\ 0 & \frac{-EF}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-6EI_{x}}{L^{2}} & \frac{2EI_{x}}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_{z}}{L^{2}} \\ \frac{6EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_{z}}{L^{2}} \\ 0 & \frac{-EF}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{6EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_{z}}{L} \end{bmatrix}$$

$$[k]_{\mu} = \begin{bmatrix} \frac{-12EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_{z}}{L} \\ \frac{12EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_{z}}{L^{2}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_{z}}{L^{2}} \\ 0 & 0 & \frac{-EF}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-12EI_{x}}{L^{3}} & \frac{-6EI_{x}}{L^{2}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{-6EI_{z}}{L^{2}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_{z}}{L^{2}} \\ 0 & 0 & \frac{-6EI_{z}}{L^{3}} & \frac{-6EI_{z}}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_{z}}{L^{2}} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6GJ}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-6GJ}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_{z}}{L} \end{bmatrix}$$

$$(A.18)$$

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ij} = \begin{bmatrix} \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{EF}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI_x}{L^3} & \frac{-6EI_x}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-6EI_x}{L^2} & \frac{4EI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 \\ \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$
(A.19)

Yukarıda verilen rijitlik matrislerinde *EF* çubuk uzama rijitliğini, EI_x, EI_z sırası ile **YZ** ve **XY** düzlemlerindeki eğilme rijitliklerini, *GJ* ise $G = \frac{E}{2 \times (1+\upsilon)}$ (υ :poisson oranı) olmak üzere, çubuk burulma rijitliğini göstermektedir.

Ek A1.2 : İkinci mertebe teorisine göre çubuk rijitlik matrisi

Geometri değişimlerinin denge denklemlerine olan etkisinin gözönüne alındığı *ikinci mertebe teorisine* göre hesapta, doğru eksenli prizmatik uzay çubuklar için elde edilen bağımsız birim yerdeğiştirme sabitlerinin değerleri aşağıdaki bağıntılarda verilmiştir [14], [15].

Bu çalışmada, ikinci mertebe teorisine ait çubuk rijitlik matrislerinin hesabında yalnız çubukların asal düzlemleri içindeki yerdeğiştirmelere ait ikinci mertebe etkileri gözönüne alınmaktadır. Burulma doğrultusundaki yerdeğiştirmelerden oluşan ikinci mertebe etkileri ile çubuk enkesitindeki yerel ikinci mertebe etkileri terkedilmektedir.

$$k_{2,2} = \frac{EF}{L} \tag{A.20}$$

$$k_{5,5} = \frac{GJ}{L} \tag{A.21}$$

$$k_{4,4} = k_{10,10} = \frac{EI_x}{L} \times \left[\frac{\psi_x \sin \psi_x - \psi_x^2 \cos \psi_x}{2 \times (1 - \cos \psi_x) - \psi_x \sin \psi_x} \right]$$
(A.22)

$$k_{4,10} = \frac{EI_x}{L} \times \left[\frac{\psi_x^2 - \psi_x \sin \psi_x}{2 \times (1 - \cos \psi_x) - \psi_x \sin \psi_x} \right]$$
(A.23)

$$k_{6,6} = k_{12,12} = \frac{EI_z}{L} \times \left[\frac{\psi_z \sin \psi_z - \psi_z^2 \cos \psi_z}{2 \times (1 - \cos \psi_z) - \psi_z \sin \psi_z} \right]$$
(A.24)

$$k_{6,12} = \frac{EI_z}{L} \times \left[\frac{\psi_z^2 - \psi_z \sin \psi_z}{2 \times (1 - \cos \psi_z) - \psi_z \sin \psi_z} \right]$$
(A.25)

Diğer birim yerdeğiştirme sabitleri bağımsızlara bağlı olarak [A.7-A.12] formülleri ile elde edilirler. A.13 ve A.14 ile verilen, birinci mertebe teorisine ait birim yerdeğiştirme sabitleri ikinci mertebe teorisinde

$$k_{1,1} = k_{7,7} = k_{1,7} = \frac{2 \times (k_{6,6} + k_{6,12})}{L^2} - \frac{EI_z \times \psi_z^2}{L^3}$$
(A.26)

$$k_{3,3} = k_{3,9} = k_{9,9} = \frac{2 \times (k_{4,4} + k_{4,10})}{L^2} - \frac{EI_x \times \psi_x^2}{L^3}$$
(A.27)

değerlerini almaktadır.

Bu bağıntılardaki ψ_x, ψ_z terimlerinin açık ifadeleri, N çubuktaki basınç kuvvetini göstermek üzere,

$$\psi_x = L \times \sqrt{\frac{|N|}{EI_x}}$$
, $\psi_z = L \times \sqrt{\frac{|N|}{EI_z}}$ (A.28)

şeklindedir. Bu bağıntılardan elde edilen birim yerdeğiştirme sabitleri A.15 teki rijitlik matrisinde ilgili yerlerine konulursa çubuğa ait 12×12 boyutlu ikinci mertebe rijitlik matrisi elde edilir.

Ek A2 : Dönüştürme matrisi [*T*]

Sistem eksenlerindeki büyüklüklerin çubuk eksenlerine dönüştürülmesi amacıyla tanımlanan [T] dönüştürme matrisi, sistem eksen takımının çubuk eksen takımına göre doğrultu kosinüslerinden meydana gelmektedir.

Bir uzay çubuğun [T] dönüştürme matrisi

$$[T] = \begin{bmatrix} [t] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [t] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [t] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [t] \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$
(A.29)

şeklinde 3×3 boyutunda [t] alt matrislerinden oluşur.



Şekil A.1 : Çubuk özel eksen takımı (x,y,z).

[t] alt matrisinin elemanları aşağıda tanımlanmıştır.

$$[t] = \begin{bmatrix} \frac{m_y \cos\beta + l_y n_y \sin\beta}{\sqrt{1 - n_y^2}} & -\frac{l_y \cos\beta + m_y n_y \sin\beta}{\sqrt{1 - n_y^2}} & -\sqrt{1 - n_y^2} \sin\beta \\ l_y & m_y & n_y \\ -\frac{l_y n_y \cos\beta - m_y \sin\beta}{\sqrt{1 - n_y^2}} & \frac{-l_y \sin\beta - m_y n_y \cos\beta}{\sqrt{1 - n_y^2}} & \sqrt{1 - n_y^2} \cos\beta \end{bmatrix}$$
(A.30)

Bu matriste yer alan l_y, m_y, n_y sırasıyla X,Y ve Z sistem eksenlerinin y çubuk eksenine göre doğrultu kosinüsleri, β ise çubuğun asal atalet eksenlerinin enkesit düzlemi içindeki konumunu karakterize etmek üzere, çubuğun *i* ucundan *j* ucuna doğru bakarken, özel z_0 ekseninin z ekseni ile saat akrebi yönünde ölçülen açı olarak tanımlanır, Şekil A.1. $X_i, X_j, Y_i, Y_j, Z_i, Z_j$ *i* ve *j* uçlarının sistem eksenlerindeki koordinatları olmak üzere, çubuk boyunu ve sistem eksenlerinin y çubuk eksenine göre doğrultu kosinüslerini ifade eden bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$L_{ij} = \sqrt{(X_j - X_i)^2 + (Y_j - Y_i)^2 + (Z_j - Z_i)^2}$$
(A.31)

$$l_{y} = \frac{X_{j} - X_{i}}{L_{ij}}, \ m_{y} = \frac{Y_{j} - Y_{i}}{L_{ij}}, \ n_{y} = \frac{Z_{j} - Z_{i}}{L_{ij}}$$
(A.32)

Çubuk ekseninin (y-ekseni) Z sistem eksenine paralel olduğu düşey çubuklarda , [t] alt matrisi,

$$\begin{bmatrix} t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} n_y \cos \beta & \sin \beta & 0 \\ 0 & 0 & n_y \\ n_y \sin \beta & -\cos \beta & 0 \end{bmatrix}$$
(A.33)

şeklini alır. Düşey çubuklar için y-çubuk ekseninin yukarıya veya aşağıya doğru yönelmiş olmasına göre n_y değerleri ve β açısı Şekil A.2a,b de verilmiştir.



Şekil A.2 : Düşey çubuklarda y-ekseninin durumu ve β açısı : (a)-y-çubuk ekseninin yukarıya doğru yönelmiş olması durumu ($n_y = 1.00$) (b)- y-çubuk ekseninin aşağıya doğru yönelmiş olması durumu ($n_y = -1.00$).

Buna göre (A.33) ifadesiyle verilmiş olan [t] alt matrisi:

a) düşey çubuklarda bakış yönünün aşağıdan yukarıya doğru olması durumunda

 $(n_y = 1.00)$

$$\begin{bmatrix} t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \sin \beta & -\cos \beta & 0 \end{bmatrix}_{n=1}$$
(A.33a)

b)- düşey çubuklarda bakış yönünün yukarıdan aşağıya doğru olması durumunda $(n_y = -1.00)$

$$\begin{bmatrix} t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\cos\beta & \sin\beta & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ -\sin\beta & -\cos\beta & 0 \end{bmatrix}_{n_{v}=-1}$$
(A.33b)

olarak elde edilir.



EK B : Plastik Şekildeğiştirme Bileşenlerinin Birim Değerlerinden Oluşan Çubuk Uç Kuvvetleri Matrisleri

Bu bölümde, plastik kesitlerdeki sonlu plastik şekildeğiştirme bileşenlerinin birim değerlerinden oluşan çubuk uç kuvvetleri matrisleri EK A da tanımlanan $[K]_{ii}, [K]_{ij}, [K]_{ji}, [K]_{jj}$ alt rijitlik matrisleri elemanlarına bağlı olarak ifade edilecektir. Üzerinde *k* noktasında bir plastik kesit bulunan *i-j* çubuğunda, bu kesitteki $\phi_{xk}, \phi_{zk}, \Delta_k$ ve/veya ϕ_{yk} sonlu plastik şekildeğiştirme bileşenlerinin birim değerlerinden oluşan $[P_{\phi k}]_i, [P_{\phi k}]_j$ çubuk uç kuvvetleri matrisleri

$$\begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_{i} = \begin{bmatrix} P_{1} \\ P_{2} \\ P_{3} \\ P_{4} \\ P_{5} \\ P_{6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{zk} \left(\alpha K_{1,12} - (1-\alpha) K_{1,6} \right) \\ \Delta_{k} K_{2,8} \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{3,10} - (1-\alpha) K_{3,4} \right) \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{4,10} - (1-\alpha) K_{4,4} \right) \\ \phi_{yk} K_{5,11} \\ \phi_{zk} \left(\alpha K_{6,12} - (1-\alpha) K_{6,6} \right) \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_{j} = \begin{bmatrix} P_{7} \\ P_{8} \\ P_{9} \\ P_{10} \\ P_{11} \\ P_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{zk} \left(\alpha K_{7,12} - (1-\alpha) K_{7,6} \right) \\ \Delta_{k} K_{8,8} \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{9,10} - (1-\alpha) K_{9,4} \right) \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{10,10} - (1-\alpha) K_{10,4} \right) \\ \phi_{yk} K_{11,11} \\ \phi_{zk} \left(\alpha K_{12,12} - (1-\alpha) K_{12,6} \right) \end{bmatrix}$$
(B.1)

Burada,

$$\begin{split} K_{1,12} &= -k_{1,12} , \quad K_{1,6} = -k_{1,6} , \quad K_{7,12} = k_{7,12} , \quad K_{7,6} = k_{7,6} \\ &\quad K_{2,8} = -k_{2,8} , \quad K_{8,8} = k_{8,8} \\ K_{3,10} &= k_{3,10} , \quad K_{3,4} = k_{3,4} , \quad K_{9,10} = -k_{9,10} , \quad K_{9,4} = -k_{9,4} \\ K_{4,10} &= k_{4,10} , \quad K_{4,4} = k_{4,4} , \quad K_{10,10} = k_{10,10} , \quad K_{10,4} = k_{10,4} \\ &\quad K_{5,11} = -k_{5,11} , \quad K_{11,11} = k_{11,11} \\ K_{6,12} &= k_{6,12} , \quad K_{6,6} = k_{6,6} , \quad K_{12,12} = k_{12,12} , \quad K_{12,6} = k_{12,6} \end{split}$$
(B.2)

şeklindedir, Şekil B.1.

Doğru eksenli prizmatik bir çubukta **EK A** da verilen ilgili K_{ij} rijitlik terimleri,

$$K_{1,12} = -k_{1,12} = -\frac{6EI_z}{L^2}$$
, $K_{1,6} = -k_{1,6} = -\frac{6EI_z}{L^2}$

$$K_{2,8} = -k_{2,8} = -\frac{EF}{L}$$

$$K_{3,10} = k_{3,10} = \frac{6EI_x}{L^2} , \quad K_{3,4} = k_{3,4} = \frac{6EI_x}{L^2}$$

$$K_{4,10} = k_{4,10} = \frac{2EI_x}{L} , \quad K_{4,4} = k_{4,4} = \frac{4EI_x}{L}$$

$$K_{5,11} = -k_{5,11} = -\frac{GJ}{L}$$

$$K_{6,12} = k_{6,12} = \frac{2EI_z}{L} , \quad K_{6,6} = k_{6,6} = \frac{4EI_z}{L}$$

$$K_{7,12} = k_{7,12} = \frac{6EI_z}{L^2} , \quad K_{7,6} = k_{7,6} = \frac{6EI_x}{L^2}$$

$$K_{8,8} = k_{8,8} = \frac{EF}{L}$$

$$K_{9,10} = -k_{9,10} = -\frac{6EI_x}{L^2} , \quad K_{9,4} = -k_{9,4} = -\frac{6EI_x}{L^2}$$

$$K_{10,10} = k_{10,10} = \frac{4EI_x}{L} , \quad K_{10,4} = k_{10,4} = \frac{2EI_x}{L}$$

$$K_{11,11} = k_{11,11} = \frac{GJ}{L}$$

$$K_{12,12} = k_{12,12} = \frac{4EI_z}{L} , \quad K_{12,6} = k_{12,6} = \frac{4EI_z}{L}$$
(B.3)

olmak üzere birinci mertebe teorisine ait $[P_{\phi k}]_i$, $[P_{\phi k}]_j$ uç kuvvetleri matrisleri,

$$\begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_{i} = \begin{bmatrix} P_{1} \\ P_{2} \\ P_{3} \\ P_{4} \\ P_{5} \\ P_{6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{zk} \left(\alpha K_{1.12} - (1 - \alpha) K_{1,6} \right) \\ \Delta_{k} K_{2,8} \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{3,10} - (1 - \alpha) K_{3,4} \right) \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{4,10} - (1 - \alpha) K_{4,4} \right) \\ \phi_{yk} K_{5,11} \\ \phi_{zk} \left(\alpha K_{6,12} - (1 - \alpha) K_{6,6} \right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\phi_{zk} (12\alpha - 6) \frac{EI_{z}}{L^{2}} \\ -\Delta_{k} \frac{EF}{L} \\ \phi_{xk} (12\alpha - 6) \frac{EI_{x}}{L^{2}} \\ \phi_{xk} (6\alpha - 4) \frac{EI_{x}}{L} \\ -\phi_{yk} \frac{GJ}{L} \\ \phi_{zk} (6\alpha - 4) \frac{EI_{z}}{L} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} P_{\phi k} \end{bmatrix}_{j} = \begin{bmatrix} P_{7} \\ P_{8} \\ P_{9} \\ P_{10} \\ P_{11} \\ P_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{zk} \left(\alpha K_{7,12} - (1 - \alpha) K_{7,6} \right) \\ \Delta_{k} K_{8,8} \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{9,10} - (1 - \alpha) K_{9,4} \right) \\ \phi_{xk} \left(\alpha K_{10,10} - (1 - \alpha) K_{10,4} \right) \\ \phi_{yk} K_{11,11} \\ \phi_{zk} \left(\alpha K_{12,12} - (1 - \alpha) K_{12,6} \right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{zk} (12\alpha - 6) \frac{EI_{z}}{L^{2}} \\ -\phi_{xk} (12\alpha - 6) \frac{EI_{x}}{L^{2}} \\ \phi_{xk} (6\alpha - 4) \frac{EI_{x}}{L} \\ \phi_{yk} \frac{GJ}{L} \\ \phi_{zk} (6\alpha - 4) \frac{EI_{z}}{L} \end{bmatrix}$$
(B.4)

şeklinde ifade edilebilir.

Yukarıda belirtilen ifadelerde *L* çubuk boyunu, x_k plastik kesitin çubuk *i* ucundan uzaklığını göstermek üzere, $\alpha = \frac{x_k}{L}$ şeklinde tanımlanan bir parametreyi

 ϕ_{zk} , ϕ_{xk} : sırasıyla **XY** ve **YZ** düzlemleri içindeki eğilme plastik şekildeğiştirme bileşenlerini

 Δ_k : çubuğun y boyuna ekseni doğrultusundaki plastik şekildeğiştirme bileşenini,

 ϕ_{yk} : çubuğun y boyuna ekseni etrafındaki burulma plastik şekildeğiştirme bileşenini göstermektedir.



Şekil B.1 : Bileşik eğik eğilmede plastik şekildeğiştirme bileşenlerinin birim değerlerinden meydana gelen çubuk uç kuvvetleri.

EK C : Kat Döşemeleri Düzlemleri İçinde Sonsuz Rijit Olan Sistemler

Kat döşemelerinin düzlemleri içinde sonsuz rijit varsayıldığı yapı sistemlerinde, kat döşemesi üzerinde bulunan düğüm noktalarının düzlem içi yerdeğiştirme bileşenleri seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenleri cinsinden ifade edilerek bilinmeyen sayısının azaltılması mümkün olabilmektedir. Bu bölümde, rijit diyafram davranışının gözönüne alındığı yapı sistemlerinde $[S_{dd}]$ sistem rijitlik matrisi, $[P_0]$ yükleme matrisi, [q] düğüm noktaları yük matrisi ve sistemdeki plastik kesitlerin etkilerini içeren $[S_{d\phi}]$ ve $[S_{\phi\phi}]$ matrislerinin seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenleri cinsinden ifadeleri yer almaktadır.

Ek C1 : [*TT*] Dönüştürme matrisi

[*TT*] dönüştürme matrisi, kat döşemeleri **XY** düzlemi içinde sonsuz rijit varsayılan sistemlerde, döşeme düzlemi içindeki düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenlerini seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak ifade etmektedir, Şekil C.1.

Bu matris

$$\begin{bmatrix} TT \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} tt \\ 0 & tt \end{bmatrix}_{j}$$
(C.1)

şeklinde $[tt]_i$ ve $[tt]_i$ alt matrislerinden oluşmaktadır.

 $[X_{MJ}, Y_{MJ}]$ bir MJ referans noktasının koordinatları olmak üzere, *ij* çubuğunun *i* ve *j* düğüm noktalarının referans noktasına göre konumları

$$\Delta X_i = X_i - X_{MJ} , \quad \Delta Y_i = Y_i - Y_{MJ}$$

$$\Delta X_j = X_j - X_{MJ} , \quad \Delta Y_j = Y_j - Y_{MJ}$$
(C.1a)

şeklinde ifade edilmektedir.

Buna göre, bir *ij* çubuğunda $[tt]_i$ ve $[tt]_j$ alt matrisleri

$$\begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{i} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\Delta Y_{i} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta X_{i} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}_{6\times6}, \quad \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{j} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\Delta Y_{j} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta X_{j} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}_{6\times6}$$

(C.1b)

olarak tanımlanır.



Şekil C.1 : İki katlı bir uzay çubuk sistemde bağımlı ve bağımsız yerdeğiştirme bileşenleri.

Ek C2 : $[S_{dd}]$ Sistem rijitlik matrisinin seçilen bir mj referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak elde edilmesi

 $[S_{dd}]$ sistem rijitlik matrisinin elde edilmesinde izlenen yol aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

 a) Rijit döşeme düzlemleri içinde bulunan çubukların bu düzlemler içindeki eğilme ve uzama rijitlikleri sıfır olarak alınır.

b) Her *ij* çubuğu için, çubuk eksen takımındaki $[K]_{ii}$, $[K]_{ij}$, $[K]_{ji}$, $[K]_{ji}$, alt matrislerinin (A.29) daki [t] dönüştürme matrisi kullanılarak sistem eksen takımındaki $[K]_{ixix}$, $[K]_{ixix}$, $[K]_{jxix}$, $[K]_{jxix}$ alt matrisleri elde edilir.

c) Rijit döşeme düzlemi dışında kalan düşey ve diyagonal çubukların (kolonlar, çapraz elemanlar) sistem eksenlerindeki çubuk rijitlik matrisleri (C.1b) nolu $[tt]_i$ ve

 $\begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_i$ dönüştürme matrisleri yardımıyla

$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ixix}^{*} = \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{i}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ixix} \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{i}^{} \dots \dots \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ixjx}^{*} = \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{i}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{ixjx} \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{j}^{}$$
$$\begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jxix}^{*} = \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{j}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jxix} \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{i}^{} \dots \dots \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jxjx}^{*} = \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{j}^{T} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix}_{jxjx} \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{j}^{}$$
(C.2)

şeklinde, seçilen bir MJ referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak ifade edilir.

d) Düğüm noktalarının bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelen çubuk rijitlik matrisi elemanları $[S_{dd}]$ matrisinde ilgili yerlere yazılır ve üst üste gelen elemanlar toplanır.

Ek C3 : $[P_0]$ Yükleme matrisinin seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak elde edilmesi

Sistem eksenlerindeki $[P_0]_{ix}$ ve $[P_0]_{jx}$ çubuk yükleme matrisleri $[tt]_i$ ve $[tt]_j$ dönüştürme matrisleri yardımıyla

$$[P_0]_{ix}^* = [tt]_i^T [P_0]_{ix}, [P_0]_{jx}^* = [tt]_j^T [P_0]_{jx}$$
(C.3)

şeklinde, seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak ifade edilir ve düğüm noktalarının bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelecek şekilde sistem yükleme matrisinde ilgili yerlere yazılır.

Ek C4 : [q] Yükleme matrisinin seçilen bir mj referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak elde edilmesi

Sistem eksen takımında etkiyen dış yüklere ait [q] matrisi $[tt]_i$ dönüştürme matrisleri yardımıyla

$$\left[q\right]^* = \left[tt\right]_i^T \left[q\right] \tag{C.4}$$

şeklinde, seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak ifade edilir ve dış yükler matrisinde ilgili yerlere yazılır.

Ek C5 : $[S_{d\phi}]$ Matrisinin seçilen bir mj referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak elde edilmesi

Rijit döşeme düzlemleri dışında bulunan ve üzerinde plastik kesitler olan çubukların (kolonlar), sistem eksen takımındaki $[P_{\phi}]_{ix}$, $[P_{\phi}]_{jx}$ uç kuvvetleri matrisleri $[tt]_i$ ve $[tt]_i$ dönüştürme matrisleri yardımıyla

$$\left[P_{\phi}\right]_{ix}^{*} = \left[tt\right]_{i}^{T} \left[P_{\phi}\right]_{ix} \dots \left[P_{\phi}\right]_{jx}^{*} = \left[tt\right]_{j}^{T} \left[P_{\phi}\right]_{jx}$$
(C.5)

şeklinde , seçilen bir referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak ifade edilir ve $\lceil S_{d\phi} \rceil$ matrisinde ilgili yerlere yazılır.

Ek C6 : $[S_{\phi\phi}]$ Matrisinin seçilen bir mj referans noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine bağlı olarak elde edilmesi

Kat döşemeleri düzlemleri içinde sonsuz rijit olan sistemlerde $[S_{\phi\phi}]$ matrisinin elde edilmesinde herhangi bir değişiklik bulunmamaktadır.

Ek C7 : $[d]_i$ Düğüm noktası yerdeğiştirme bileşenleri matrisinin elde edilmesi

[TT] dönüştürme matrisi kullanılarak Şekil C.2 de görüldüğü gibi seçilen bir MJ referans noktasının yerdeğiştirme bileşenleri cinsinden ifade edilen $[S_{dd}]$, $[S_{d\phi}]$, $[S_{\phi\phi}]$ rijitlik matrislerinin oluşturduğu genişletilmiş denklem takımı, $[P_0]^*$, $[P_{\phi}]^*$, $[q]^*$ ile tanımlanan yükleme durumu için çözülerek, *ij* çubuk elemanında $[d]_i^*$ ve $[d]_j^*$ yerdeğiştirme bileşenleri matrisleri ve plastik şekildeğiştirme parametrelerinden oluşan $[\phi]$ matrisleri hesaplanır. $[d]_i^*$ ve $[d]_j^*$ matrislerine $[tt]_i$ ve $[tt]_j$ dönüştürme matrisleri uygulanarak

$$\begin{bmatrix} d \end{bmatrix}_{i} = \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{i} \times \begin{bmatrix} d \end{bmatrix}_{i}^{*}$$
$$\begin{bmatrix} d \end{bmatrix}_{j} = \begin{bmatrix} tt \end{bmatrix}_{j} \times \begin{bmatrix} d \end{bmatrix}_{j}^{*}$$
(C.7)

şeklinde, her düğüm noktasında bağımlı ve bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinden meydana gelen toplam altı tane yerdeğiştirme bileşeni elde edilir, Şekil C.2.



Şekil C.2 : Rijit diyafram davranışı.

Şekil C.1 de verilmiş olan sistemin i=1 ve j=6 düşey elemanı için, Şekil C.2 deki rijit diyafram davranışıyla, i=1 düğüm noktasındaki yerdeğiştirme bileşenleri (C.7) bağıntısı yardımıyla,

$$\begin{bmatrix} d_{1} \\ d_{2} \\ d_{3} \\ d_{4} \\ d_{5} \\ d_{6} \end{bmatrix}_{i=1} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\Delta Y_{1} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta X_{1} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} d_{31}^{*} \\ d_{32}^{*} \\ d_{1}^{*} \\ d_{2}^{*} \\ d_{3}^{*} \\ d_{33}^{*} \end{bmatrix}_{i=1} = \begin{bmatrix} d_{31}^{*} -\Delta Y_{1} \times d_{33}^{*} \\ d_{32}^{*} +\Delta X_{1} \times d_{33}^{*} \\ d_{31}^{*} \\ d_{32}^{*} \\ d_{33}^{*} \\ d_{33}^{*} \end{bmatrix}_{i=1}$$
(C.7a)

şeklinde ifade edilir.

j=6 düğüm noktası için ise, düğüm noktası yerdeğiştirme bileşenleri

$$\begin{bmatrix} d_{1} \\ d_{2} \\ d_{3} \\ d_{4} \\ d_{5} \\ d_{6} \end{bmatrix}_{j=6} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\Delta Y_{6} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta X_{6} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} d_{34}^{*} \\ d_{35}^{*} \\ d_{16}^{*} \\ d_{17}^{*} \\ d_{18}^{*} \\ d_{36}^{*} \end{bmatrix}_{j=6} = \begin{bmatrix} d_{34}^{*} - \Delta Y_{6} \times d_{36}^{*} \\ d_{35}^{*} + \Delta X_{6} \times d_{36}^{*} \\ d_{16}^{*} \\ d_{17}^{*} \\ d_{18}^{*} \\ d_{36}^{*} \end{bmatrix}_{j=6}$$
(C.7b)

şeklindedir.

EK D : Viskoz Akışkanlı Sönümleyici İçeren Bir Çubuk Elemanın Sönüm Ve Dönüştürme Matrisleri

Bu bölümde, yapı sistemlerinin deprem performanslarının arttırılması amacıyla kullanılan viskoz akışkanlı sönümleyicilere ait sönüm matrisleri ile dönüştürme matrisleri tanımlanacak ve bu matrislerin elemanları verilecektir.

Ek D1 : Viskoz sönümleyici elemanın sönüm matrisi

k nolu viskoz sönümleyici içeren bir uzay çubuk elemanın eksen takımındaki $[C]_k$ sönüm matrisi 12×12 boyutundadır. Bu matris, *k* nolu viskoz sönümleyici elemanın *is* ve *js* uçlarına ait, 6×6 boyutundaki $[C]_{isis,k}$, $[C]_{isjs,k}$, $[C]_{jsis,k}$, $[C]_{jsis,k}$ alt matrislerinin

$$\begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{k} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{isis,k} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{isjs,k} \\ \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{jsis,k} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{jsjs,k} \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$
(D.1)

şeklinde biraraya gelmesinden oluşmaktadır.

 $[C]_k$ matrisinin $C_{msns,k}$ elemanı, *ns* sayılı hız bileşeninin birim değerinden dolayı *ms* sayılı hız bileşeni doğrultusunda oluşan çubuk uç kuvvetini (birim hız sabitini) ifade etmektedir.

İki ucu mafsallı sönümleyici çubuk elemanlarda $[C]_k$ sönüm matrisini oluşturan $[C]_{isis,k}, [C]_{isjs,k}, [C]_{jsis,k}, [C]_{jsis,k}$ alt matrislerinin sıfıra eşit ve sıfırdan farklı olan terimleri aşağıda tanımlanmıştır.

isjs sönümleyici çubuk elemanda, sönüm katsayısı $c_{d_{igs}}$ olmak üzere, $[C]_{isis,k}$, $[C]_{isjs,k}$, $[C]_{jsis,k}$, $[C]_{jsis,k}$ matrislerindeki sıfırdan farklı olan terimler $C_{22} = c_{22} = c_{d_{isjs}}$, $C_{28} = C_{82} = -c_{28} = -c_{62} = -c_{d_{isjs}}$ ve $C_{88} = c_{88} = c_{d_{isjs}}$ şeklinde ifade edilir. Buna göre, [D.1-D.5] ile ifade edilen 6×6 boyutundaki $[C]_{isis,k}$, $[C]_{isjs,k}$, $[C]_{jsis,k}$, $[C]_{jsis,k}$ alt matrisleri gözönüne alınırsa, iki ucu mafsallı viskoz sönümleyicili çubuk elemanlarda çubuk eksen takımına ait 12×12 boyutundaki $[C]_k$ sönüm matrisi aşağıdaki şekli alır.
Ek D2 : Dönüştürme matrisi [*CT*]

Sönümleyici çubuk elemanların çubuk eksen takımındaki sönüm matrislerinin sistem eksen takımına dönüştürülmesi amacıyla kullanılan [CT] dönüştürme matrisi, EK A da tanımlanmış olan [T] dönüştürme matrisi ile benzerdir.



Şekil D.1 : Sönümleyici uzay çubuk elemanda düğüm noktası hız bileşenleri.

Şekil D.1 de verilmiş olan bir sönümleyici uzay çubuk elemanın [CT] dönüştürme matrisi:

$$\begin{bmatrix} CT \end{bmatrix}_{k} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{is,k} & 0 \\ 0 & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{js,k} \end{bmatrix}_{12 \times 12} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{is,k}^{1,2,3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{is,k}^{4,5,6} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{js,k}^{7,8,9} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{js,k}^{10,11,12} \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$
(D.7)

şeklinde 3×3 boyutunda $[ct]_{is,k}^{1,2,3}$, $[ct]_{is,k}^{4,5,6}$, $[ct]_{js,k}^{7,8,9}$, $[ct]_{js,k}^{10,11,12}$ alt matrislerinden oluşmaktadır.

[ct] alt matrisinin elemanları aşağıda tanımlanmıştır.

$$[ct] = \begin{bmatrix} \frac{m_{y} \cos \beta + l_{y} n_{y} \sin \beta}{\sqrt{1 - n_{y}^{2}}} & -\frac{l_{y} \cos \beta + m_{y} n_{y} \sin \beta}{\sqrt{1 - n_{y}^{2}}} & -\sqrt{1 - n_{y}^{2}} \sin \beta \\ l_{y} & m_{y} & n_{y} \\ -\frac{l_{y} n_{y} \cos \beta - m_{y} \sin \beta}{\sqrt{1 - n_{y}^{2}}} & \frac{-l_{y} \sin \beta - m_{y} n_{y} \cos \beta}{\sqrt{1 - n_{y}^{2}}} & \sqrt{1 - n_{y}^{2}} \cos \beta \end{bmatrix}$$
(D.8)

 $X_{is}, X_{js}, Y_{is}, Z_{js}, Z_{js}$ sönümleyicinin *is* ve *js* uçlarının sistem eksenlerindeki koordinatları olmak üzere, sönümleyici çubuk elemanın boyunu ve çubuk eksenine göre doğrultu kosinüslerini ifade eden bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$L_{isjs} = \sqrt{(X_{js} - X_{is})^2 + (Y_{js} - Y_{is})^2 + (Z_{js} - Z_{is})^2}$$
(D.9)

$$l_{y} = \frac{X_{js} - X_{is}}{L_{isjs}} , \ m_{y} = \frac{Y_{js} - Y_{is}}{L_{isjs}} , \ n_{y} = \frac{Z_{js} - Z_{is}}{L_{isjs}}$$
(D10)

EK A da Şekil A.1 de ifade edilmiş olan $\beta = 0$ değeri için [ct] dönüştürme matrisi:

$$\begin{bmatrix} ct \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{m_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & -\frac{l_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & 0\\ l_y & m_y & n_y\\ -\frac{l_y n_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & \frac{-m_y n_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & \sqrt{1 - n_y^2} \end{bmatrix}_{\beta=0} = \begin{bmatrix} A & B & 0\\ C & D & E\\ F & G & H \end{bmatrix}$$
(D.11)

şeklini almaktadır. [CT] dönüştürme matrisi en genel haliyle

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	A	В	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0]	
	С	D	Ε	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	F	G	H	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	A	В	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	0	С	D	Ε	0	0	0	0	0	0	
$\begin{bmatrix} CT \end{bmatrix} =$	0	0	0	F	G	H	0	0	0	0	0	0	
$\begin{bmatrix} \mathbf{C} I \end{bmatrix}_k -$	0	0	0	0	0	0	A	В	0	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	С	D	Ε	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	F	G	Η	0	0	0	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A	В	0	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	С	D	E	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	F	G	$H ight]_{12 \times 12}$	(D.1

şeklindedir.

Ek D2.1 : Dönüştürme matrisi : Özel haller

a) Sönümleyici çubuk elemanın sistem içinde YZ düzlemine paralel olarak konumlanması durumunda

$$l_y = 0$$
, $m_y \neq 0$, $n_y \neq 0$ ($n_y = 0$: Y - doğrultusuna paralel)

olur ve [ct] alt matrisi

$$\begin{bmatrix} ct \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{m_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & 0 & 0 \\ 0 & m_y & n_y \\ 0 & \frac{-m_y n_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & \sqrt{1 - n_y^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & 0 \\ C & D & E \\ F & G & H \end{bmatrix}$$
(D.11a)

şeklinde ifade edilir, Şekil D.2.

b) Sönümleyici çubuk elemanın sistem içinde XZ düzlemine paralel olarak konumlanması durumunda

 $l_y \neq 0$, $m_y = 0$, $n_y \neq 0$ ($n_y = 0$: X - doğrultusuna paralel)

olur ve [ct] alt matrisi

$$\begin{bmatrix} ct \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & -\frac{l_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & 0 \\ l_y & 0 & n_y \\ -\frac{l_y n_y}{\sqrt{1 - n_y^2}} & 0 & \sqrt{1 - n_y^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & 0 \\ C & D & E \\ F & G & H \end{bmatrix}$$
(D.11b)

şeklinde ifade edilir, Şekil D.2.



Şekil D.2 : XY ve YZ düzlemlerine paralel iki ucu mafsallı sönümleyici çubuk elemanların (a) Çubuk eksen takımındaki hız bileşenleri (b) Ortak eksen takımındaki hız bileşenleri.

Ek D3: Sönümleyici çubuk eleman sönüm matrislerinin sistem eksen takımına dönüştürülmesi

Her bir *isjs* sönümleyici çubuk eleman için, çubuk eksen takımındaki $[C]_{isis,k}, [C]_{isis,k}, [C]_{jsis,k}, [C]_{jsis,k}$ alt matrisleri (D.12) deki $[CT]_k$ dönüştürme matrisi yardımıyla dönüştürülerek, sistem eksen takımındaki $[C]_{isxisx,k}, [C]_{jsxisx,k}, [C]_{jsxisx,k}$ alt matrisleri

$$\begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{isxisx,k} = \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{is,k}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{isis,k} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{is,k} , \quad \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{isxjsx,k} = \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{is,k}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{isjs,k} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{js,k} \\ \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{jsxisx,k} = \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{js,k}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{jsis,k} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{is,k} \dots \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{jsxjsx,k} = \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{js,k}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{jsjs,k} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{js,k}$$
(D.13)

şeklinde elde edilir.

İki ucu mafsallı bir *isjs* sönümleyici çubuk eleman için sistem eksen takımındaki sönüm matrisi

şeklinde ifade edilir. Burada, sönümleyici çubuk elemanın iki ucundaki mafsallı birleşimden dolayı, 4,5,6 ve 10,11,12 nolu hız bileşenlerinin birim değerlerinden dolayı oluşan sönüm kuvvetleri sıfır olmaktadır.

Sönümleyici çubuk elemanın sitem içinde YZ düzlemine paralel olarak konumlanması durumunda, sistem eksen takımındaki sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{YZ,k} = c_{d_{isjs}} \times \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 7 & 8 & 9 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D^2 & DE & 0 & -D^2 & -DE \\ 0 & DE & E^2 & 0 & -DE & -E^2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -D^2 & -DE & 0 & D^2 & DE \\ 0 & -DE & -E^2 & 0 & DE & E^2 \end{bmatrix}_{YZ,Sistem}$$
(D.14a)

şeklini almaktadır, Şekil D.2b.

Benzer şekilde, sönümleyici çubuk elemanın sistem içinde XZ düzlemine paralel olarak sistem içinde konumlanması durumunda sistem eksen takımındaki sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{XZ,k} = c_{d_{isjs}} \times \begin{bmatrix} 1 & 2 & 3 & 7 & 8 & 9 \\ C^2 & 0 & CE & -C^2 & 0 & -CE \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ CE & 0 & E^2 & -CE & 0 & -E^2 \\ -C^2 & 0 & -CE & C^2 & 0 & CE \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -CE & 0 & -E^2 & CE & 0 & E^2 \end{bmatrix}_{XZ,Sistem}$$
(D.14b)

şeklini almaktadır, Şekil D.2b.

Ek D4 : Tek katlı tek açıklıklı olan ve iki adet diyagonal viskoz sönümleyici içeren düzlem bir çerçeve sistemin ek sönüm matrisi $[C_{dd}]$ nin elde edilmesi

Sistemin sönümleyicilerden kaynaklanan ek sönüm matrisinin elde edilmesinde, öncelikle k=1 nolu 1-4 ve k=2 nolu 3-2 sönümleyici çubuk elemanların çubuk eksen takımındaki sönüm matrislerinin sistem eksen takımına dönüştürülmesi gerekmektedir. Buna göre

is=1-*js*=4 sönümleyici çubuk elemanda, sistem eksen takımındaki ek sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{1x4x,1} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{1x1x,1} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{1x4x,1} \\ \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{4x1x,1} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{4x4x,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{1,1}^T \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{1,1} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{1,1} & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{1,1}^T \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{14,1} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{4,1} \end{bmatrix}$$
(D.15)

şeklinde elde edilir. Burada, çubuk eksen takımındaki $[C]_{11,k}$, $[C]_{14,1}$, $[C]_{41,1}$, $[C]_{44,1}$ sönüm matrisleri



Şekil D.3 : Tek katlı, tek açıklıklı sistem ve diyagonal viskoz akışkanlı sönümleyici çubuk elemanlar.

$$\begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{11,1} = c_{d_{14}} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{14,1} = c_{d_{14}} \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{41,1} = c_{d_{14}} \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{44,1} = c_{d_{14}} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$
(D.16)

şeklindedir. (D.15) ifadesindeki $[ct]_{1,1}$ ve $[ct]_{4,1}$ matrisleri k=1 nolu 1-4 sönümleyici eleman için dönüştürme matrislerini ifade etmekte olup

$$\left[ct\right]_{1,1}^{2,3} = \left[ct\right]_{4,1}^{8,9} = \begin{bmatrix} m_y & n_y \\ -m_y n_y & \sqrt{1 - n_y^2} \\ \sqrt{1 - n_y^2} & \sqrt{1 - n_y^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D & E \\ G & H \end{bmatrix}$$
(D.17)

bağıntısı ile tanımlanır. Y_1, Y_4, Z_1, Z_4 , YZ düzlemindeki sönümleyicinin *is*=1 ve *js*=4 uçlarının sistem eksenlerindeki koordinatları olmak üzere, sönümleyici çubuk elemanın boyunu ve çubuk eksenine göre doğrultu kosinüslerini ifade eden bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$L_{14} = \sqrt{(Y_4 - Y_1)^2 + (Z_4 - Z_1)^2}$$
(D.18a)

$$m_y = \frac{Y_4 - Y_1}{L_{14}}$$
, $n_y = \frac{Z_4 - Z_1}{L_{14}}$ (D.18b)

(D.16) ve (D.17) matrislerinin (D.15) ifadesinde yerlerine konulmasıyla, *1-4* sönümleyici çubuk elemanın sistem eksen takımındaki sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{1x4x,1} = c_{d_{14}} \times \begin{bmatrix} D^2 & DE & -D^2 & -DE \\ \Box & E^2 & -DE & -E^2 \\ \Box & \Box & D^2 & DE \\ \Box & \Box & \Box & E^2 \end{bmatrix}_{4\times 4}$$
(D.19)

şeklinde elde edilir. YZ düzlemindeki k=1 nolu 1-4 sönümleyicisinde $m_y = \cos \theta$ ve $n_y = -\sin \theta$ ifadeleri için $[ct]_{1,1}^{2,3}, [ct]_{4,1}^{8,9}$ dönüştürme matrisleri ve $[C]_{1x4x,1}$ sönüm matrisi

$$\left[ct\right]_{1,1}^{2,3} = \left[ct\right]_{4,1}^{8,9} = \begin{bmatrix}\cos\theta & -\sin\theta\\\sin\theta & \cos\theta\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}D & E\\G & H\end{bmatrix}$$
(D.20)

$$\begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{1x4x,1} = c_{d_{14}} \times \begin{bmatrix} (\cos\theta)^2 & -(\cos\theta\sin\theta) & -(\cos\theta)^2 & (\cos\theta\sin\theta) \\ & (\sin\theta)^2 & (\cos\theta\sin\theta) & -(\sin\theta)^2 \\ & & (\cos\theta)^2 & -(\cos\theta\sin\theta) \\ & & & (\sin\theta)^2 \end{bmatrix} (D.21)$$

şeklinde ifade edilir.

Benzer şekilde, k=2 nolu 3-2 sönümleyici çubuk elemanda sistem eksen takımındaki ek sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{3x2x,2} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{3x3x,2} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{3x2x,2} \\ \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{2x3x,2} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{2x2x,2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{3,2}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{33,2} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{3,2} & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{3,2}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{32,2} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,2} \\ \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,2}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{23,2} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,2}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{22,2} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,2} \end{bmatrix}$$
(D.22)
$$\begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{33,2} = c_{d_{32}} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{32,2} = c_{d_{32}} \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{23,2} = c_{d_{32}} \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{22,2} = c_{d_{32}} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$
(D.23)
$$\begin{bmatrix} m_{y} & m_{y} \end{bmatrix}$$

$$\left[ct\right]_{3,2}^{2,3} = \left[ct\right]_{2,2}^{8,9} = \begin{bmatrix} m_y & n_y \\ -m_y n_y & \sqrt{1 - n_y^2} \\ \sqrt{1 - n_y^2} & \sqrt{1 - n_y^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D & E \\ G & H \end{bmatrix}$$
(D.24)

matrisleri yardımıyla

$$\begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{3x^2x,2} = c_{d_{32}} \times \begin{bmatrix} D^2 & DE & -D^2 & -DE \\ \Box & E^2 & -DE & -E^2 \\ \Box & \Box & D^2 & DE \\ \Box & \Box & \Box & E^2 \end{bmatrix}_{4\times 4}$$
(D.25)

olarak belirlenir. YZ düzlemindeki k=2 nolu 3-2 sönümleyicisinde $m_y = \cos \theta$ ve $n_y = \sin \theta$ olduğu düşünülürse, $[ct]_{3,2}^{2,3}, [ct]_{2,2}^{8,9}$ dönüştürme matrisleri ve $[C_d]_{3x2x,2}$ sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{3,2}^{23} = \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,2}^{89} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D & E \\ G & H \end{bmatrix}$$
(D.26)
$$\begin{bmatrix} C_d \end{bmatrix}_{3x2x,2} = c_{d_{32}} \times \begin{bmatrix} (\cos\theta)^2 & (\cos\theta\sin\theta) & -(\cos\theta)^2 & -(\cos\theta\sin\theta) \\ & (\sin\theta)^2 & -(\cos\theta\sin\theta) & -(\sin\theta)^2 \\ & & (\cos\theta)^2 & (\cos\theta\sin\theta) \end{bmatrix}$$
(D.27)

 $(\sin\theta)^2$

şeklinde elde edilir.

Sönümleyicilerin sistem eksen takımındaki, D.19 ve D.25 denklemleri ile verilen ek sönüm matrislerindeki $(C_d)_{\alpha\beta}$ sayılı elemanı, bütün hız bileşenleri sıfır iken, β sayılı hız bileşeninin birim değerinden dolayı α sayılı hız bileşeni doğrultusundaki uç kuvvetini göstermektedir. Sistem eksen takımına göre ifade edilmiş olan viskoz sönümleyici çubuk elemanların sönüm matrislerindeki terimlerin birim yükleme durumlarıyla doğrudan doğruya nasıl elde edildikleri Şekil D.4 ve Şekil D.5 de ayrıntılı olarak verilmiştir.



Şekil D.4 : 1-4 Sönümleyici çubuk elemanda hız bileşenlerinin birim değerinden meydana gelen uç kuvvetleri.



Şekil D.5 : 3-2 Sönümleyici çubuk elemanda hız bileşenlerinin birim değerinden meydana gelen uç kuvvetleri.

1-4 ve 3-2 viskoz sönümleyici diyagonal çubuk elemanların sistem eksen takımına göre elde edilen ek sönüm matrislerindeki terimlerin sistemin sönüm matrisinde ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen terimlerin toplanması suretiyle, sistemde viskoz sönümleyicilerden meydana gelen ek sönüm matrisi $[C_{dd}]$,

$$\begin{bmatrix} C_{dd} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{1} & \mathbf{4} & \mathbf{8} \\ C_{11} & C_{14} & C_{18} \\ \Box & C_{44} & C_{48} \\ \Box & \Box & C_{88} \end{bmatrix}$$
(D.28)

$$\begin{bmatrix} C_{dd} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{d_{14}} \times (\sin \theta)^2 & 0 & -c_{d_{14}} \times (\cos \theta \sin \theta) \\ \Box & c_{d_{32}} \times (\sin \theta)^2 & c_{d_{32}} \times (\cos \theta \sin \theta) \\ \Box & \Box & \begin{bmatrix} c_{d_{14}} \times (\cos \theta)^2 + c_{d_{32}} \times (\cos \theta)^2 \end{bmatrix} \end{bmatrix}$$
(D.29)

şeklinde ifade edilir.

Sönümleyicilerin sönüm katsayılarının eşit olması $(c_{d_{14}} = c_{d_{32}} = c_d)$ durumu için $[C_{dd}]$ sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} C_{dd} \end{bmatrix} = c_d \times \begin{bmatrix} (\sin \theta)^2 & 0 & -(\cos \theta \sin \theta) \\ \Box & (\sin \theta)^2 & (\cos \theta \sin \theta) \\ \Box & \Box & \boxed{2 \times (\cos \theta)^2} \end{bmatrix}$$
(D.29.1)

şeklini almaktadır.

Deprem etkileri altında, sistemin 1 ve 2 düğüm noktalarının düşey yöndeki titreşim hareketinin yatay titreşim hareketine oranla terk edilmesi yaklaşımında, sistem içindeki sönümleyici çubuk elemanların sönümlemede 8 nolu hız bileşeni doğrultusundaki sönüm kuvvetlerinin etkin olacağı söylenebilir. Diğer bir deyişle, yatay doğrultudaki titreşim hareketinde sönümleyicilerden dolayı 1 ve 2 düğüm noktalarında düşey doğrultudaki sönüm kuvvetlerinin terk edilmesi yaklaşımında, etkin sönüm kuvveti D.29 matrisindeki $(c_{d_{14}} \times (\cos \theta)^2 + c_{d_{32}} \times (\cos \theta)^2)$ ifadesiyle tanımlanır.

EK E : Kat Döşemeleri Düzlemleri İçinde Sonsuz Rijit Olan Sistemlerde Sönüm Matrisinin Tanımlanması

Kat döşemelerinin düzlemleri içinde sonsuz rijit varsayıldığı yapı sistemlerinde, kat döşemesi üzerinde bulunan düğüm noktalarının düzlem içi hız bileşenleri, seçilen bir referans noktasının hız bileşenleri cinsinden ifade edilerek bilinmeyen sayısının azaltılması mümkün olabilmektedir. Bu bölüm, rijit diyafram davranışının gözönüne alındığı yapı sistemlerinde $[C_{dd}]$ ek sönüm matrisinin seçilen bir referans noktasının hız bileşenleri cinsinden ifadesini kapsamaktadır.

Ek E1 : [*CTT*] Dönüştürme matrisi

[*CTT*] dönüştürme matrisi, kat döşemeleri **XY** düzlemi içinde sonsuz rijit varsayılan yapı sistemlerinde, döşeme düzlemi içindeki düğüm noktalarının hız bileşenlerini seçilen bir referans noktasının hız bileşenlerine bağlı olarak ifade etmektedir.

Bu matris, k nolu isjs viskoz sönümleyicisi için

$$\begin{bmatrix} CTT \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{i_{s,k}} & 0 \\ 0 & \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{j_{s,k}} \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$
(E.1)

şeklinde $[ctt]_{is,k}$ ve $[ctt]_{js,k}$ alt matrislerinden oluşmaktadır.

 $[X_{MJ}, Y_{MJ}]$ bir MJ referans noktasının koordinatları olmak üzere, k nolu isjs sönümleyici çubuk elemanın is ve js düğüm noktalarının referans noktasına göre konumları

$$\Delta X_{is,k} = X_{is,k} - X_{MJ}, \Delta Y_{is,k} = Y_{is,k} - Y_{MJ}$$
$$\Delta X_{js,k} = X_{js,k} - X_{MJ}, \Delta Y_{js,k} = Y_{js,k} - Y_{MJ}$$
(E.1a)

şeklinde ifade edilmektedir.

Buna göre, bir *isjs* sönümleyicisinde $[ctt]_{is,k}$ ve $[ctt]_{js,k}$ alt matrisleri

$$\begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{is,k} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\Delta Y_{is,k} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta X_{is,k} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}_{6\times6}$$

$$[ctt]_{js,k} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\Delta Y_{js,k} \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta X_{js,k} \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}_{6\times6}$$
(E.1b)

olarak tanımlanmaktadır.

Ek E2 : Sistemin sönümleyicilerden kaynaklı ek sönüm matrisi $[C_{dd}]$ nin seçilen bir referans noktasının hız bileşenlerine bağlı olarak elde edilmesi

 $[C_{dd}]$ ek sönüm matrisinin elde edilmesinde izlenen yol aşağıda maddeler halinde verilmiştir:

a) Her *isjs* sönümleyici çubuk eleman için, çubuk eksen takımındaki $[C]_{isis,k}, [C]_{isjs,k}, [C]_{jsis,k}, [C]_{jsis,k}$ alt matrisleri (D.8) deki [ct] dönüştürme matrisi yardımıyla sistem eksen takımındaki $[C_d]_{isxisx,k}, [C_d]_{jsxisx,k}, [C_d]_{jsxisx,k}, [C_d]_{jsxisx,k}$ alt matrislerine dönüştürülür.

b) Sistem eksenlerindeki çubuk rijitlik matrisleri (E.1b) bağıntısında verilen $[ctt]_{is,k}$ ve $[ctt]_{js,k}$ dönüştürme matrisleri yardımıyla

$$\begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{isxisx,k}^{*} = \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{is,k}^{T} \begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{isxisx,k} \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{is,k}, \quad \begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{isxjsx,k}^{*} = \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{is,k}^{T} \begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{isxjsx,k} \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{js,k}$$
$$\begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{jsxisx,k}^{*} = \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{js,k}^{T} \begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{jsxisx,k} \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{is,k}, \quad \begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{jsxjsx,k}^{*} = \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{js,k}^{T} \begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{jsxjsx,k} \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{js,k}$$
(E.2)

şeklinde, seçilen bir referans noktasının hız bileşenlerine bağlı olarak ifade edilir.

c) Düğüm noktalarının bağımsız hız bileşenlerine karşı gelen sönümleyici çubuk elemanların ek sönüm matrisi elemanları $[C_{dd}]$ matrisinde ilgili yerlere yazılır ve üst üste gelen elemanlar toplanır.

Ek E3 : Kat döşemeleri düzlemleri içinde rijit ve viskoz sönümleyicilerin bulunduğu tek katlı bir uzay sistemin ek sönüm matrisinin elde edilmesi



Şekil E.1: Tek katlı uzay sistem, diyagonal viskoz akışkanlı sönümleyici çubuk elemanlarda bağımlı ve bağımsız hız bileşenleri ve rijit diyafram davranışı.

Sistemin sönümleyicilerden kaynaklı ek sönüm matrisinin elde edilmesinde, öncelikle k=1 nolu 6-2 ve k=2 nolu 8-4 sönümleyici çubuk elemanların çubuk eksen takımındaki sönüm matrislerinin sistem eksen takımına dönüştürülmesi gerekmektedir. Buna göre k=1 nolu 6-2 sönümleyici çubuk elemanda sistem eksen takımındaki ek sönüm matrisi

$$\begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{6x2x,1} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{6x6x,1} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{6x2x,1} \\ \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{2x6x,1} & \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{2x2x,1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{6,1}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{66,1} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{6,1} & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{6,1}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{62,1} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,1} \\ \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,1}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{26,1} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{6,1} & \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,1}^{T} \begin{bmatrix} C \end{bmatrix}_{22,1} \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,1} \end{bmatrix}$$
(E.3)

şeklinde elde edilir. Burada çubuk eksen takımındaki $[C]_{66,1}$, $[C]_{62,1}$, $[C]_{26,1}$, $[C]_{22,1}$ sönüm matrisleri

şeklindedir. (E.3) ifadesindeki $[ct]_{6,1}$ ve $[ct]_{2,1}$ matrisleri k=1 nolu 6-2 sönümleyici elemanı için dönüştürme matrislerini ifade etmekte olup

$$A = \frac{m_y}{\sqrt{1 - n_y^2}}, \ B = -\frac{l_y}{\sqrt{1 - n_y^2}}, \ C = ly \ , \ D = m_y \ , \ E = n_y$$
$$F = -\frac{l_y n_y}{\sqrt{1 - n_y^2}}, \ G = \frac{-m_y n_y}{\sqrt{1 - n_y^2}}, \ H = \sqrt{1 - n_y^2}$$
(E.5)

olmak üzere

$$\begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{6,1} = \begin{bmatrix} ct \end{bmatrix}_{2,1} = \begin{bmatrix} A & B & 0 & 0 & 0 & 0 \\ C & D & E & 0 & 0 & 0 \\ F & G & H & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & A & B & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C & D & E \\ 0 & 0 & 0 & F & G & H \end{bmatrix}$$
(E.6)

ifadesiyle tanımlanır, Ek D. Y_6, Y_2, Z_6, Z_2 , YZ düzlemindeki sönümleyicinin *is*=6 ve *is*=2 uçlarının sistem eksenlerindeki koordinatları olmak üzere, sönümleyici çubuk

elemanın boyunu ve çubuk eksenine göre doğrultu kosinüslerini ifade eden bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$L_{62} = \sqrt{(Y_2 - Y_6)^2 + (Z_2 - Z_6)^2}$$
(E.7)

$$m_y = \frac{Y_2 - Y_6}{L_{62}}, n_y = \frac{Z_2 - Z_6}{L_{62}}$$
 (E.8)

(E.4) ve (E.5) matrislerinin (E.3) ifadesinde yerlerine konulmasıyla 6-2 sönümleyici çubuk elemanın sistem eksen takımındaki sönüm matrisi elemanları

şeklinde elde edilir.

Kat döşemeleri düzlemleri içerisinde rijit olan sistemde, sönümleyicilerin *is* ve *js* düğüm noktalarındaki hız bileşenlerinin rijit diyafram içerisinde seçilen bir referans noktasının hız bileşenleri cinsinden ifade edilmesi gerekmektedir.

Buna göre, YZ düzlemindeki 6-2 sönümleyicisi sistem eksen takımındaki (E.9a) ve (E.9b) sönüm matrislerinden, js=2 nolu düğüm noktasının rijit düzlem içerisinde bulunması nedeniyle sadece $[C_d]_{2x2x,1}$ sönüm matrisini $[ctt]_{2,1}$ dönüştürme matrisi yardımıyla bir MJ referans noktasının hız bileşenleri cinsinden

$$\begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{2x2x,1}^{*} = \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{2,1}^{T} \begin{bmatrix} C_{d} \end{bmatrix}_{2x2x,1} \begin{bmatrix} ctt \end{bmatrix}_{2,1}^{}$$
(E.10a)
$$\begin{bmatrix} C^{2} & CD & CE & 0 & 0 & \begin{bmatrix} CD \times \Delta X_{2,1} - C^{2} \times \Delta Y_{2,1} \end{bmatrix} \\ \Box & D^{2} & DE & 0 & 0 & \begin{bmatrix} D^{2} \times \Delta X_{2,1} - CD \times \Delta Y_{2,1} \end{bmatrix} \\ \Box & \Box & E^{2} & 0 & 0 & \begin{bmatrix} DE \times \Delta X_{2,1} - CE \times \Delta Y_{2,1} \end{bmatrix} \\ \Box & \Box & \Box & 0 & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & 0 & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & 0 & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & 0 & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & \Box & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & \Box & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & \Box & \Box & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & \Box & \Box & 0 & 0 \\ \Box & \Box & \Box & \Box & \Box & \Box & C^{2} \times (\Delta Y_{2,1})^{2} + D^{2} \times (\Delta X_{2,1})^{2} - \\ & \dots & -2(\Delta X_{2,1})(\Delta Y_{2,1}) \times CD \end{bmatrix}_{(k=1)}$$

şeklinde ifade edilmiştir. k = 1 nolu 6-2 sönümleyicisinin YZ düzleminde olması nedeniyle $l_y = 0$, $m_y \neq 0$, $n_y \neq 0$ ($n_y = 0$ Y-doğrultusuna paralel) olacağından, MJ referans noktasına göre tanımlı (E.10b) sönümleyici çubuk eleman sönüm matrisini

şeklinde sadeleştirmek mümkündür.

Yukarıda 6-2 sönümleyicisi için izlenen yol, k=2 nolu 8-4 sönümleyicisi için de aynıdır. Buna göre, **YZ** düzlemindeki 8-4 sönümleyicisinin *js*=4 nolu düğüm noktasının rijit düzlem içerisinde bulunması dolayısıyla dönüştürme işlemi sadece sistem eksen takımındaki sönüm matrislerinden $[C_d]_{4x4x,2}$ sönüm matrisine uygulanacaktır. $[C_d]_{4x4x,2}$ matrisi $[ctt]_{4,2}$ dönüştürme matrisi yardımıyla referans noktasının hız bileşenleri cinsinden elde edilişi

şeklindedir. k = 2 nolu 8-4 sönümleyicisinin YZ düzleminde olması nedeniyle $l_y = 0$, $m_y \neq 0$, $n_y \neq 0$ ($n_y = 0$ Y-doğrultusuna paralel) olacağından MJ referans noktasına göre tanımlı (E.11b) sönümleyici çubuk eleman sönüm matrisi

şeklinde ifade edilebilir.

k=1 nolu 6-2 ve k=2 nolu 8-4 sönümleyicilerinin seçilen bir MJ referans noktasına göre tanımlı $[C_d]_{2x2x,1}^*$, $[C_d]_{4x4x,2}^*$ ek sönüm matrislerindeki terimlerin ilgili yerlere yazılması ve üst üste gelen terimlerin toplanması suretiyle, sistemin viskoz sönümleyicilerden meydana gelen ek sönüm matrisi $[C_{dd}]$,

şeklinde elde edilmektedir

Planda sönümleyicilerin simetrik olarak yerleştirilmesi ve sönüm katsayılarının birbirine eşit olmasını öngören bir tasarımın gözönüne alınması durumu $(c_{d_{62}} = c_{d_{84}} = c_d)$ için, sönümleyicilerden kaynaklı bir burulma davranışına neden olacak ek sönüm kuvvetlerinin oluşmayacağı görülmektedir. Bu durum (E.12) de elde edilmiş olan $[C_{dd}]$ ek sönüm matrisindeki $C_{17,18}$ ve $C_{18,17}$ terimlerinin sıfıra eşit olmasına karşı gelmektedir.

Yatay doğrultudaki titreşim hareketiyle sönümleyicilerden dolayı 2 ve 4 düğüm noktalarında meydana gelen düşey yöndeki sönüm kuvvetlerinin terk edilmesi yaklaşımında, yapı sisteminde yatay deprem etkilerine karşı etkin olan sönüm kuvveti $C_{17,17} = c_{d_{62}} \times (D_{(k=1)})^2 + c_{d_{84}} \times (D_{(k=2)})^2$ ifadesiyle tanımlanır.



EK F : Zaman Tanım alanında hesap için sayısal integrasyon yöntemi çözüm algoritması

Gerek malzeme, gerekse geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde veya dinamik dış etkinin gelişigüzel değişim gösterdiği durumlarda sisteme ait hareket denkleminin çözümünün analitik olarak gerçekleştirilmesi mümkün değildir. Böyle durumlarda sistemin dinamik dış etkiler altındaki çözümü adım adım sayısal hesap yöntemleriyle yapılması gerekmektedir. Bu yöntemleri zaman artımı yöntemi olarak tanımlanabilmekte ve esası, belirli bir t anındaki bilinen büyüklüklere (verdeğiştirme, hız ve ivme) bağlı olarak Δt zaman dilimi (artımı) sonundaki büyüklüklerin tayin edilmesidir. Bunun için her bir zaman dilimi içerisinde belirli varsayımlara dayalı olarak geliştirilen temel bazı denklemler kullanılmaktadır. Avrıca her bir zaman dilimi icerisinde vapının belirli bir rijitlik ve sönüm özelliklerine sahip olduğu ve dış etkinin de bilindiği varsayılmaktadır. Buna ek olarak doğrusal olmayan sistem herbir zaman dilimi içerisinde doğrusal bir sisteme dönüstürülmektedir. Bu tez çalışması kapsamında geliştirilen yöntemin savısal cözüm algoritması icerisinde Newmark tarafından gelistirilmis olan ve ivmenin integrasyonuna dayanan yöntemleri kullanılmıştır. Bu sayısal yöntemlerin dayandığı bağıntılara ait genel ifadeleri

$$\dot{d}_{i+1} = \dot{d}_i + [(1-\gamma)\Delta t] \dot{d}_i + (\gamma \Delta t) \dot{d}_{i+1}$$
(F.1a)

$$d_{i+1} = d_i + (\Delta t) d_i + [(0.50 - \beta)(\Delta t)^2] d_i + [\beta (\Delta t)^2] d_{i+1}$$
(F.1b)

şeklindedir. Bu bağıntılardaki *i* indisi *t* anına ve *i*+1 indisi ise *t*+ Δt anına karşı gelmektedir. (1a) ve (1b) bağıntılarındaki γ ve β terimleri Δt zaman aralığında ivmenin varsayılan değişim şeklini tanımlayan iki önemli parametredir. Bu parametreler sayısal çözüm yönteminin stabilitesi ve yaklaşıklığı üzerinde etkili olmaktadır. İvmenin Δt zaman aralığında sabit bir değerde kaldığı varsayımına karşı gelen *sabit ivme yönteminde* $\gamma = 0$ ve $\beta = 0$ değerlerini almaktadır. İvmenin Δt zaman aralığında sir değerde kaldığı varsayımına karşı gelen *sabit ivme yönteminde* $\gamma = 0$ ve $\beta = 0$ değerlerini almaktadır. İvmenin Δt zaman aralığında sabit olarak ortalama bir değerde kaldığı varsayımına karşı gelen *sabit ortalama ivme yönteminde* $\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/4$ değerlerini almaktadır. $\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/6$ olarak alındığında ise, ivmenin Δt zaman aralığında doğrusal olarak değiştiği varsayımına dayanan *lineer ivme yöntemi* elde edilmektedir. Buna göre, sabit ivme, sabit ortalama ivme ve lineer ivme yöntemlerindeki ivme, hız ve yerdeğiştirme ifadelerinin Δt zaman dilimi içerisindeki değişimini veren bağıntıları Çizelge F.1 de özetlenmiştir.

Zorlanmış titreşim etkisindeki tek serbestlik dereceli sistemlerde t ve $t + \Delta t$ anlarına ait dinamik denge denklemleri, sırasıyla

$$md_i + cd_i + sd_i = p_i \tag{F.2a}$$

ve

$$m d_{i+1} + c d_{i+1} + s d_{i+1} = p_{i+1}$$
 (F.2b)

şeklindedir. Buna göre t anında bilinen d_i , d_i büyüklüklerine bağlı olarak d_i değeri (F.2a) ifadesinden

$$\overset{\bullet}{d}_{i} = \frac{1}{m} (p_{i} - c \, d_{i} - s \, d_{i}) \tag{F.3}$$

şeklinde doğrudan doğruya elde edilir. Buna karşılık (F.1a) ve (F.1b) bağıntılarında yeralan d_{i+1} başlangıçta bilinmediğinden d_{i+1} ve d_{i+1} büyüklüklerinin elde edilmesinde ardışık yaklaşıma dayalı bir çözüm sözkonusudur. Başlangıçta $d_{i+1} \cong d_i$ eşitliği varsayılarak (F.1a) ve (F.1b) temel bağıntılardan d_{i+1} ve d_{i+1} elde edilir. Bu değerlerin ardışık yaklaşımın o adımında geçerli olabilmesi için (F.2b) hareket denkleminden elde edilecek d_{i+1} ivme değerinin başlangıçta tahmin edilen değere eşit olması gerekmektedir. Bu koşul sağlanıncaya kadar ardışık yaklaşıma devam edilir. Ardışık iki adımda bulunan ivme değerleri birbirine eşit veya yeter derecede yakın olunca hesaba son verilir.

Ek F1 : Algoritma 1

Zaman artımı yöntemlerindeki çözüm algoritması ardışık yaklaşıma gerek kalmayacak şekilde düzenlenebilmekte ve bilgisayar programlaması açısından daha elverişli hale getirilebilir. Bu durum (F.1a) ve (F.1b) temel bağıntılarının Δt zaman dilimi içerisindeki Δd , Δd , Δd , Δd yerdeğiştirme, hız ve ivme farkları cinsinden ifade edilmesiyle mümkün olmaktadır. Buna göre, (F.2a) ve (F.2b) dinamik hareket denklemlerinin her iki tarafı birbirinden çıkarılmak suretiyle hareket denklemi yerdeğiştirme, hız ve ivme farkları cinsinden

$$\Delta d_i = d_{i+1} - d_i \tag{F.4a}$$

$$\Delta d_i = d_{i+1} - d_i \tag{F.4b}$$

$$\Delta d_i = d_{i+1} - d_i \tag{F.4c}$$

olmak üzere

$$m\Delta d_i + c\Delta d_i + s\Delta d_i = \Delta p_i \tag{F.5}$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$ ifadesi Δt zaman dilimi içerisinde dış etkide meydana gelen değişimdir.

(1a) ve (1b) bağıntılarından elde edilen

$$\Delta \vec{d}_i = (\Delta t)\vec{d}_i + (\gamma \Delta t)\Delta \vec{d}_i$$
 (F.6)

$$\Delta d_i = (\Delta t) \dot{d}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \dot{d}_i + \beta (\Delta t)^2 \Delta \dot{d}_i$$
(F.7)

hız farkı ve yerdeğiştirme farkı ifadelerinden (F.7) ifadesindeki ivme farkı terimi

$$\Delta \vec{d}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta d_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \vec{d}_i - \frac{1}{2\beta} \vec{d}_i$$
(F.8)

olarak elde edilip (F.6) denkleminde yerine konulursa hız farkı ifadesi

$$\Delta \dot{d}_{i} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta d_{i} - \frac{\gamma}{\beta} \dot{d}_{i} + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \dot{d}_{i}$$
(F.9)

olarak elde edilir.

Hız ve ivme farkı ifadeleri (F.5) hareket denkleminde yerlerine yerleştirilerek gerekli düzenlemeler yapılırsa

$$[s + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}c]\Delta d_i = \Delta p_i + [\frac{1}{\beta(\Delta t)}m + \frac{\gamma}{\beta}c]d_i + [\frac{1}{2\beta}m + \Delta t(\frac{\gamma}{2\beta} - 1)c]d_i$$
(F.10)

denklemi elde edilir. Bu denklemde

$$K = \left[s + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}c\right]$$
(F.11)

$$\Delta P_i = \Delta p_i + \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)}m + \frac{\gamma}{\beta}c\right]d_i + \left[\frac{1}{2\beta}m + \Delta t(\frac{\gamma}{2\beta} - 1)c\right]d_i$$
(F.12)

kısaltmaları yapılırsa, (10) denklemi

$$K\,\Delta d_i = \Delta P_i \tag{F.13}$$

şeklini alır. Böylece Δt zaman dilimi içerisinde, dış etkideki Δp_i değişimi ve tanındaki d_i ve d_i bilinen değerleri için sayısal olarak yazılabilen (F.13) denklemi çözülerek Δd_i fark yerdeğiştirmesi bulunur. Bu büyüklüklerden yararlanarak (F.8) ve (F.9) bağıntıları kullanılarak hız ve ivme farkları hesaplanır. Fark yerdeğiştirme, hız ve ivme büyüklüklerinin elde edilmesiyle $t + \Delta t$ anına ait yerdeğiştirme, hız ve ivme büyüklükleri

$$d_{i+1} = d_i + \Delta d_i \tag{F.14a}$$

$$d_{i+1} = d_i + \Delta d_i \tag{F.14b}$$

$$d_{i+1} = d_i + \Delta d_i$$
 (F.14c)

bağıntılarıyla hesaplanır. Bu işlemler her Δt zaman aralığı için dış etkinin süresi boyunca tekrarlanarak sistemin dinamik davranışını belirleyen büyüklükler elde edilir.

Ek F1.1 : Algoritma 1: Tek serbestlik dereceli sistem (depremli durum)

Tek serbestlik dereceli sistemlerin deprem etkisi altındaki davranışının belirlenmesinde, yukarıda ifade edilen bağıntılar geçerli olmakla birlikte yük terimi

$$\Delta p_{i} = -m \times \Delta d_{g_{(i)}} = -m(d_{g_{(i+1)}} - d_{g_{(i)}})$$
(F.15)

şeklinde ifade edilir. Burada $\Delta d_{g_{(i)}}$ terimi Δt zaman dilimi boyunca deprem ivmesindeki değişimi ifade etmektedir. Yukarıda verilmiş olan ifadeler $c/m = 2\xi\omega$

ve $s/m = \omega^2$ eşitliklerine bağlı olarak sadelleştirmek mümkündür. Dolayısıyla, tek serbestlik dereceli sistemlerin zamana bağlı olarak değişebilen dış etkiler altındaki hareketini karakterize eden hareket denkleminin yerdeğiştirme, hız ve ivme farkları cinsinden ifadesi

$$\Delta d_i + 2\xi \omega \Delta d_i + \omega^2 \Delta d_i = \Delta p_i / m$$
 (F.16)

şeklindedir. Burada ξ sönüm oranı ve ω tek serbestlik dereceli sistemin açısal frekansıdır. Depremli durumda (F.16) hareket denklemi

$$\Delta d_i + 2\xi \omega \Delta d_i + \omega^2 \Delta d_i = -\Delta d_{g_{(i)}}$$
(F.17)

olarak ifade edilir. Böylece (F.11) ve (F.12) bağıntılarını ξ ve ω ya bağlı olarak

$$K = \left[\omega^2 + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}(2\xi\omega)\right]$$
(F.18)

$$\Delta P_i = \Delta p_i + \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)} + \frac{\gamma}{\beta}(2\xi\omega)\right] \dot{d}_i + \left[\frac{1}{2\beta} + \Delta t(\frac{\gamma}{2\beta} - 1)(2\xi\omega)\right] \dot{d}_i$$
(F.19)

şeklini almaktadırlar.

Bu yöntemlerin uygulanmasında anlamlı sonuçların elde edilebilmesi için gerçek çözüme yaklaşma bakımından yakınsaklık, kesme-yuvarlama hataları bakımından stabilite ve gerçek çözüme yeterince yakın sonuçlar elde edilebilmesi bakımından ise doğruluk koşullarının sağlanması gerekmektedir. Yukarıda ifade edilen koşulların sağlanabilmesi amacıyla zaman artımı yöntemlerinde stabilite bakımından

$$\frac{\Delta t}{T_n} \le \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \tag{F.29}$$

koşulunun sağlanması gerekmektedir. Burada, T_n yapının doğal titreşim periyodudur. Buna göre *ortalama ivme yöntemi* için $\Delta t / T_n \leq \infty$, *lineer ivme yöntemi* için ise $\Delta t \leq 0.551T_n = \Delta t_{kr}$ koşullunun sağlanması gerektiği görülmektedir. Bu durumda ortalama ivme yönteminin zaman dilimi açısından dengeli bir konuma sahip olduğu görülmektedir.

Yöntemlerde yapılan varsayımlar kadar seçilen zaman diliminin kısalığı da hesapların hassasiyetini etkilemektedir. Yapının özellikleri ve üzerine gelen yüklerdeki değişikliklerin keskinleşmesi ve karmaşık hal aldıkça, dilim süresinin göz önüne alınmasında bu durumların dikkate alınması gerekmektedir. Hesaplarda genellikle zaman artımının her adımında dilim süreleri kolaylık açısından aynı olması istenir. Deprem kayıtlarındaki zaman aralıkları yeterince küçük olması nedeniyle deprem etkisi altındaki sistemlerin sayısal çözüm yöntemleriyle hesabında dilim süresi genellikle deprem kaydındaki ivme değerleri arasındaki zaman aralığı esas alınır. Bu çalışmanın uygulamalarında deprem etkileri gözönüne alınması dolayısıyla zaman dilimi süresi olarak deprem kaydındaki zaman aralığı esas alınmıştır.

Ek F1.1.1 Algoritma 1 - Hesap adımları (Tek serbestlik dereceli sistem)

Başlangıç Değerlerinin Belirlenmesi: $d_0, \dot{d}_0 \Rightarrow \dot{d}_0$

$$d_0 = \frac{p_0 - c d_0 - s d_0}{m}$$
 (1.Adim)

 $\Delta t \text{ zaman dilimin seçilmesi}$ (2.Adım)

$$K = [s + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}c]$$
(3.Adim)

$$a = \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)}m + \frac{\gamma}{\beta}c\right], b = \left[\frac{1}{2\beta}m + \Delta t(\frac{\gamma}{2\beta} - 1)c\right]$$
(4.Adim)

$$\Delta P_i = \Delta p_i + a \, d_i + b \, d_i \tag{5.Adm}$$

$$\Delta d_i = \Delta P_i / K \tag{6.Adım}$$

$$\Delta \dot{d}_{i} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta d_{i} - \frac{\gamma}{\beta} \dot{d}_{i} + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \dot{d}_{i}$$
(7.Adim)

$$\Delta \dot{d}_{i} = \frac{1}{\beta (\Delta t)^{2}} \Delta d_{i} - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{d}_{i} - \frac{1}{2\beta} \dot{d}_{i}$$
(8.Adim)

$$d_{i+1} = d_i + \Delta d_i$$
, $d_{i+1} = d_i + \Delta d_i$, $d_{i+1} = d_i + \Delta d_i$ (9.Adim)

Yukarıda verilmiş olan ifadeler $c/m = 2\xi\omega$ ve $s/m = \omega^2$ eşitliklerine bağlı olarak sadelleştirmek mümkündür. Dış etki olarak depremli durum için hesap adımlarına ilişkin bağıntılar aşağıda verilmektedir.

Başlangıç Değerlerinin Belirlenmesi : $d_0, d_0 \Rightarrow d_0$

$$\overset{\bullet}{d}_{0} = \frac{p_{0}}{m} - 2\xi\omega d_{0} - \omega^{2}d_{0} \quad \text{(Depremli Durum : } p_{0} = -md_{g_{(0)}}\text{)} \quad \text{(1. Adım)}$$

 Δt zaman dilimin seçilmesi (2. Adım)

$$K = \left[\omega^2 + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} (2\xi\omega)\right]$$
(3. Adam)

$$a = \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)} + \frac{\gamma}{\beta}(2\xi\omega)\right], b = \left[\frac{1}{2\beta} + \Delta t(\frac{\gamma}{2\beta} - 1)(2\xi\omega)\right]$$
(4.Adim)

$$\Delta P_i = \Delta p_i + a d_i + b d_i \text{ (Depremli Durum : } \Delta p_i = -m\Delta d_{g_{(i)}} \text{)} \quad (5.\text{Adim})$$
$$\Delta d_i = \Delta P / K \quad (6.\text{Adim})$$

$$\Delta \dot{d}_{i} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta d_{i} - \frac{\gamma}{\beta} \dot{d}_{i} + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \dot{d}_{i}$$
(7.Adim)

$$\Delta \vec{d}_{i} = \frac{1}{\beta (\Delta t)^{2}} \Delta d_{i} - \frac{1}{\beta \Delta t} \vec{d}_{i} - \frac{1}{2\beta} \vec{d}_{i}$$
(8.Adim)

$$d_{i+1} = d_i + \Delta d_i \quad , \quad d_{i+1} = d_i + \Delta d_i \quad , \quad d_{i+1} = d_i + \Delta d_i \quad (9.\text{Adim})$$

Ek F1.1.2 Algoritma 1 - Hesap adımları (Çok serbestlik dereceli sistem)

Sabit İvme Yöntemi $\gamma = 0, \beta = 0$ Ortalama İvme Yöntemi $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$ Lineer(Doğrusal) İvme Yöntemi $\gamma = 1/2, \beta = 1/6$

Başlangıç Değerlerinin Belirlenmesi:

$$\{d\}_{0} = [M]^{-1} \{p\}_{0} - [M]^{-1} [S_{dd}] \{d\}_{0} - [M]^{-1} [C] \{d\}_{0}$$
(1.Adim)

$$\Delta t$$
 zaman dilimin seçilmesi (2. Adım)

$$[K] = [S_{dd}] + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)} [C]$$
(3. Adim)

$$[a] = \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)} [M] + \frac{\gamma}{\beta} [C]\right) \quad [b] = \left[\frac{1}{2\beta} [M] + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) [C]\right] \quad (4.\text{Adim})$$

$$(\text{DepremliDurum} \{\Delta p\}_i = -[M] \{t\} \{\Delta d_g\}_i)$$

$$\{\Delta P\}_i = \{\Delta p\}_i + [a]\{d\}_i + [b]\{d\}_i$$
(5.Adim)

$$[K] \{\Delta d\}_i = \{\Delta P\}_i \tag{6.Adam}$$

$$\left\{\Delta d\right\}_{i} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \left\{\Delta d\right\}_{i} - \frac{\gamma}{\beta} \left\{\dot{d}\right\}_{i} + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \left\{\dot{d}\right\}_{i}$$
(7.Adim)

$$\left\{\Delta d\right\}_{i} = \frac{1}{\beta \left(\Delta t\right)^{2}} \left\{\Delta d\right\}_{i} - \frac{1}{\beta \Delta t} \left\{\dot{d}\right\}_{i} - \frac{1}{2\beta} \left\{\dot{d}\right\}_{i}$$
(8.Adim)

$$\{d\}_{i+1} = \{d\}_i + \{\Delta d\}_i , \ \{d\}_{i+1} = \{d\}_i + \{\Delta d\}_i , \ \{d\}_{i+1} = \{d\}_i + \{\Delta d\}_i \ (9.\text{Adim})$$

Ek F2 : Algoritma 2 - (Ayrıklaştırma)

Zaman artımıyla adım adım hesap yöntemleri olarakta tanımlanan Newmark'ın sayısal integrasyon yöntemlerinde esas, belirli bir *t* anındaki bilinen büyüklüklere (yerdeğiştirme, hız ve ivme) bağlı olarak Δt zaman dilimi (artımı) sonundaki yani $t + \Delta t$ anındaki büyüklüklerin tayin edilmesidir. Bilinen d_i , d_i ve d_i büyüklükleri esas alınarak d_{i+1} , d_{i+1} ve d_{i+1} büyüklüklerinin elde edilmesinde ardışık yaklaşımın gerekli olmadığı hesap algoritması yukarıda ifade edilmiştir. Yine sayısal yöntemlere ait temel bağıntılar üzerinde yapılacak bazı düzenlemeler ile $t + \Delta t$ anına ait büyüklüklerin doğrudan elde edilmesi mümkün olabilmektedir. Düzenlemelerin esası, d_{i+1} , d_{i+1} ve d_{i+1} büyüklükleri ile d_i , d_i ve d_i büyüklüklerini birbirinden ayrıklaştırma işleminin yapılması ve böylece elde edilecek 3 adet denklemin matris formasyonunda düzenlenmesiyle yöntemlerin bilgisayar programlaması açısından daha elverişli hale gelmesinin sağlanmasıdır.

Zorlanmış titreşim etkisindeki tek serbestlik dereceli sistemlerde $t + \Delta t$ anına ait dinamik denge denklemi

$$md_{i+1} + cd_{i+1} + sd_{i+1} = p_{i+1}$$
 (F.2.1)

şeklindedir. Newmark-Sayısal integrasyon yöntemlerine ait temel bağıntılar olan

$$\dot{d}_{i+1} = \dot{d}_i + [(1-\gamma)\Delta t] \ddot{d}_i + (\gamma \Delta t) \ddot{d}_{i+1}$$
(F.2.2)

$$d_{i+1} = d_i + (\Delta t) \dot{d}_i + [(0.50 - \beta)(\Delta t)^2] \dot{d}_i + [\beta (\Delta t)^2] \dot{d}_{i+1}$$
(F.2.3)

ifadeleri (F.2.1) hareket denkleminde yerlerine konulmasıyla d_{i+1} için elde edilen bağıntı daha sonra (F.2.2) ve (F.2.3) bağıntılarında yerlerine konularak d_{i+1} , d_{i+1} ve d_{i+1} büyüklüklerine ait ifadeleri ayrıklaştırmak mümkündür. Ayrıklaştırma işlemleri neticesinde çıkan ifadelerin düzenlenmesi ve matris formundaki ifadeleri aşağıda verilmiştir.

$$\{q\}_{i+1} = [F_N] \times \{q\}_i + \{H_N\} \times p_{i+1}$$
 (F.2.4a)

$$\{q_i\} = \begin{cases} \{d\}_i \\ \cdot \\ \{d\}_i \\ \cdot \\ \{d\}_i \end{cases}, \quad \{q_{i+1}\} = \begin{cases} \{d\}_{i+1} \\ \cdot \\ \{d\}_{i+1} \\ \cdot \\ \{d\}_{i+1} \\ \cdot \\ \{d\}_{i+1} \end{cases}$$
(F.2.4b)

$$\begin{cases} d_{i+1} \\ \vdots \\ d_{i+1} \\ \vdots \\ d_{i+1} \end{cases} = \begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} & F_{13} \\ F_{21} & F_{22} & F_{23} \\ F_{31} & F_{32} & F_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_i \\ \vdots \\ d_i \\ \vdots \\ d_i \end{bmatrix} + \begin{cases} H_{11} \\ H_{21} \\ H_{31} \end{bmatrix} p_{i+1}$$
(F.2.4c)

şeklinde ifade edilir. Burada, *ns* serbestlik derecesidir (*ns* = 1 tek serbestlik dereceli sistem). $F_{11}, F_{12}, \dots, F_{33}$ ve H_{11}, \dots, H_{31} ifadeleri aşağıdaki gibidir.

$$\begin{split} B &= [m + c(\gamma \Delta t) + s\beta (\Delta t)^2] \quad , \quad G = [c(1 - \gamma)\Delta t + s(0.50 - \beta)(\Delta t)^2] \\ F_{11} &= [\frac{B - s\beta (\Delta t)^2}{B}] \\ F_{12} &= [\frac{B(\Delta t) - c\beta (\Delta t)^2 - s\beta (\Delta t)^3}{B}] \quad , \quad F_{13} = [\frac{0.50B(\Delta t)^2 - \beta (B + G)\Delta t^2}{B}] \\ F_{21} &= -[\gamma \Delta t \frac{s}{B}] \quad , \quad F_{22} = [\frac{B - c\gamma \Delta t - s\gamma \Delta t^2}{B}] \quad , \quad F_{23} = [\frac{B\Delta t - B\gamma \Delta t - G\gamma \Delta t}{B}] \\ F_{31} &= -[\frac{s}{B}] \quad , \quad F_{32} = -[\frac{c + s\Delta t}{B}] \quad , \quad F_{33} = -[\frac{G}{B}] \\ H_{11} &= [\frac{\beta (\Delta t)^2}{B}] \quad , \quad H_{21} = [\frac{\gamma \Delta t}{B}] \quad , \quad H_{31} = [\frac{1}{B}] \end{split}$$

Yukarıda verilmiş olan ifadeler $c/m = 2\xi\omega$ ve $s/m = \omega^2$ eşitliklerine bağlı olarak sadelleştirmek mümkündür. Dış etki olarak depremli durum için hesap adımlarına ilişkin bağıntılar aşağıda verilmektedir.

$$\begin{split} B &= [1 + 2\xi \omega \gamma(\Delta t) + \omega^2 \beta(\Delta t)^2] \quad , \quad G = [2\xi \omega (1 - \gamma)(\Delta t) + \omega^2 (0.50 - \beta)(\Delta t)^2] \\ F_{11} &= [\frac{B - \omega^2 \beta(\Delta t)^2}{B}] \\ F_{12} &= [\frac{B(\Delta t) - 2\xi \omega \beta(\Delta t)^2 - \omega^2 \beta(\Delta t)^3}{B}] \quad , \quad F_{13} = [\frac{0.50B(\Delta t)^2 - \beta(B + G)(\Delta t)^2}{B}] \\ F_{21} &= -[\gamma(\Delta t)\frac{\omega^2}{B}] \quad , \quad F_{22} = [\frac{B - 2\xi \omega \gamma(\Delta t) - \omega^2 \gamma(\Delta t)^2}{B}] \quad , \\ F_{23} &= [\frac{B(\Delta t) - \gamma(B + G)(\Delta t)}{B}] \\ F_{31} &= -[\frac{\omega^2}{B}] \quad , \quad F_{32} = -[\frac{2\xi \omega - \omega^2 \Delta t}{B}] \quad , \quad F_{33} = -[\frac{G}{B}] \\ H_{11} &= \frac{1}{m}[\frac{\beta(\Delta t)^2}{B}] \quad , \quad H_{21} = \frac{1}{m}[\frac{\gamma \Delta t}{B}] \quad , \quad H_{31} = \frac{1}{m}[\frac{1}{B}] \end{split}$$

Ek F2.1 : Algoritma 2 – Hesap adımları (Tek serbestlik dereceli sistem)

- Sabit İvme Yöntemi : $\gamma = 0$, $\beta = 0$
- Ortalama İvme Yöntemi : $\gamma = 1/2$, $\beta = 1/4$
- Lineer(Doğrusal) İvme Yöntemi : $\gamma = 1/2$, $\beta = 1/6$

Başlangıç Değerlerinin Belirlenmesi : $d_0, \dot{d}_0 \Rightarrow \dot{d}_0$

$$\overset{\bullet}{d}_{0} = \frac{p_{0}}{m} - 2\xi\omega \overset{\bullet}{d}_{0} - \omega^{2}d_{0} \quad (\text{Depremli Durum}: p_{0} = -m \overset{\bullet}{d}_{g_{(0)}}) \quad (1. \text{ Adim})$$

 Δt zaman dilimin seçilmesi (2. Adım)

$$[F_N]$$
 matrisinin hesabı (3. Adım)

$$[H_N]$$
 matrisinin hesabı (4.Adım)

$$\{q\}_{i+1} = [F_N] \times \{q\}_i + [H_N] \times p_{i+1}$$
 (5.Adim)

(Depremli Durum : $p_{i+1} = -m d_{g_{(i+1)}}$)

Ek F2.2 : Algoritma 2 – Hesap adımları (Çok serbestlik dereceli sistem)

- Sabit İvme Yöntemi : $\gamma = 0$, $\beta = 0$
- Ortalama İvme Yöntemi : $\gamma = 1/2$, $\beta = 1/4$
- Lineer(Doğrusal) İvme Yöntemi : $\gamma = 1/2$, $\beta = 1/6$

Başlangıç Değerlerinin Hesaplanması:

$$\{d\}_{0} = [M]^{-1} \{p\}_{0} - [M]^{-1} [S_{dd}] \{d\}_{0} - [M]^{-1} [C] \{d\}_{0}$$
(1. Adim)

- Δt zaman dilimin seçilmesi (2. Adım)
 - $[F_N]$ matrixinin hesabi (3. Adım)

$$\begin{bmatrix} B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M \end{bmatrix} + \gamma(\Delta t) \begin{bmatrix} C \end{bmatrix} + \beta (\Delta t)^2 \begin{bmatrix} S_{dd} \end{bmatrix}$$
$$\begin{bmatrix} G \end{bmatrix} = (1 - \gamma) (\Delta t) \begin{bmatrix} C \end{bmatrix} + (0.50 - \beta) (\Delta t)^2 \begin{bmatrix} S_{dd} \end{bmatrix}$$

$$F_{11} = [I] - \beta (\Delta t)^{2} [B]^{-1} [S_{dd}]$$

$$F_{12} = (\Delta t) [I] - \beta (\Delta t)^{2} [B]^{-1} [C] - \beta (\Delta t)^{3} [B]^{-1} [S_{dd}]$$

$$F_{13} = (0.50 - \beta) (\Delta t)^{2} [I] - \beta (\Delta t)^{2} [B]^{-1} [G]$$

$$F_{21} = -\gamma (\Delta t) [B]^{-1} [S_{dd}]$$

$$F_{22} = [I] - \gamma (\Delta t) [B]^{-1} [C] - \gamma (\Delta t)^{2} [B]^{-1} [S_{dd}]$$

$$F_{23} = (1 - \gamma) (\Delta t) [I] - \gamma (\Delta t) [B]^{-1} [G]$$

$$F_{31} = -[B]^{-1} [S_{dd}]$$

$$F_{32} = -[B]^{-1} [C] - (\Delta t) [B]^{-1} [S_{dd}]$$

$$F_{33} = -[B]^{-1} [G]$$

 $[H_{N}] \text{ matrisinin hesabl}$ (4. Adim) $H_{11} = \beta (\Delta t)^{2} [B]^{-1}$ $H_{21} = \gamma (\Delta t) [B]^{-1}$ $H_{31} = [B]^{-1}$ $\{q\}_{i+1} = [F_{N}] \times \{q\}_{i} + [H_{N}] \times p_{i+1}$ (5. Adim)

(Depremli Durum
$$\{p\}_{i+1} = -[M]\{i\}\{d_g\}_{i+1}$$
)



Şekil F.1 : Newmark-sayısal integrasyon yöntemleri.

EK G : Uzay çubuk sistemlerde plastik kesitlerin etkisini içeren indirgenmiş yatay rijitlik matrisinin elde edilmesi ve kütle matrisi

Bu tez çalışmasında mevcut bina türü yapıların deprem performansının belirlenmesi amacıyla geliştirilen yöntemin algoritması, artımsal analizin uygulanmasıyla sistem üzerinde meydana gelen plastik kesitlerin etkisini içeren bir serbest titreşim analizinin yapılmasını içermektedir. Dolayısıyla serbest titreşim analizinin yapılarak *i.* itme adımında sistemin özdeğer ve özvektörlerinin elde edilebilmesi için indirgenmiş yatay rijitlik matrisi ve kütle matrisinin tanımlanması gerekmektedir. Plastik kesitlerin etkisini içeren indirgenmiş yatay rijitlik matrisinin elde edilmesi Bölüm 4 te bahsedilmiş olmasına rağmen, ayrıntısıyla bu bölümde yer verilmektedir.

Ek G1 : Sistemin, plastik kesit oluşmadığı durumu ve plastik kesitlerin oluşması durumuna ait indirgenmiş yatay rijitlik matrisinin elde edilmesi

Kat döşemelerinin düzlemi içinde sonsuz rijit varsayıldığı çok katlı yapı sistemlerinde n düğüm noktaları sayısını ve k kat sayısını göstermek üzere, bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin sayısı

$$\overline{n} = 3 \times n + 3 \times k \tag{G.1}$$

değerini almaktadır. Plastik mafsal bulunmayan *n* düğüm noktalı bir sistemde \overline{n} bağımsız yerdeğiştirme bileşenleri sayısını göstermek üzere, sistem rijitlik matrisi $[S_{dd}]_{\overline{n}\times\overline{n}}$ şeklinde kare bir matristir. İndirgenmiş yatay rijitlik matrisinin elde edilmesi, $[S_{dd}]_{\overline{n}\times\overline{n}}$ sistem rijitlik matrisi son sütun ve satırlarını, her kattaki rijit diyafram hareketini tanımlayan $[d_{x_k}, d_{y_k}]$ doğrusal ve $[d_{\theta_k}]$ açısal bağımlı yerdeğiştirme bileşenlerine karşı gelen terimlerden oluşacak şekilde düzenlenmesi ve 3n sayılı bağımsız yerdeğiştirme bileşenleri üzerine indirgenmesi işlemlerinden oluşmaktadır. Şekil G1 de ifade edildiği gibi, henüz sistem üzerinde plastik kesitlerin oluşmadığı analizin ilk adımı için $[S_{dd}]_{\overline{n}\times\overline{n}}$ sistem rijitlik matrisine, $(\overline{n} - 3 \times k)$ indirgeme seviyesine kadar, Gauss İndirgeme işlemleri uygulanmasıyla, plastik kesitlerin bulunmadığı (m=0 durumu) için sisteme ait

$$\begin{bmatrix} \overline{S}_{dd} \end{bmatrix}_{3kx3k}^{m=0}$$
(G.2)

indirgenmiş yatay rijitlik matrisi elde edilmektedir.

Her plastik kesit oluştuğunda, denklem takımına plastik kesitlerin etkisini ifade eden bir satır ve bir kolon eklendiğinden, oluşan plastik kesitlerin sayısına bağlı olarak denklem takımının boyutları büyümektedir. Üzerinde m sayıda plastik kesit oluşan n düğüm noktalı bir uzay çubuk sistemde, \overline{n} bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin sayısını göstermek üzere, genişletilmiş denklem takımının katsayılar matrisi,

$$\begin{bmatrix} S_{dd} \end{bmatrix}_{\overline{n} \times \overline{n}} & \begin{bmatrix} S_{d\phi} \end{bmatrix}_{\overline{n} \times m} \\ \begin{bmatrix} S_{\phi d} \end{bmatrix}_{m \times \overline{n}} & \begin{bmatrix} S_{\phi \phi} \end{bmatrix}_{m \times m} \end{bmatrix}_{(\overline{n} + m) \times (\overline{n} + m)}$$
(G.3)

şeklinde kare bir matristir, Şekil G.2.

m sayılı plastik kesite ait ek matris ise

$$\begin{bmatrix} \overline{S} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} S_{d\phi} \end{bmatrix}_{\overline{n} \times m} \\ \begin{bmatrix} S_{\phi\phi} \end{bmatrix}_{m \times m} \end{bmatrix}$$
(G.4)

şeklindedir. Sistem üzerinde plastik kesitlerin oluşması durumunda, sistemin indirgenmiş yatay rijitlik matrisi iki aşamalı indirgeme işlemi uygulanarak elde edilmektedir.

• 1. Aşama:

Her adımda meydana gelen, plastik kesitlerin etkisini ifade eden

S

(G.4a)

ek matrislerine, indirgeme seviyesine kadar Gauss eliminasyon uygulanması, Şekil G.2.

• 2. Aşama:

İndirgeme seviyesi altında kalan ve 1. aşamadan elde edilen, plastik kesitlere ait indirgenmiş

$$\begin{bmatrix} \overline{\overline{S}}_{d\phi} \\ \overline{\overline{S}}_{\phi\phi} \end{bmatrix}$$
(G.4b)

kolon matrisinin, m = 0 durumuna ait $\left[\overline{S}_{dd}\right]_{3k \circ 3k}^{m=0}$ indirgenmiş yatay rijitlik matrisi üzerine indirgenmesi, Şekil G.3.

İndirgeme seviyesi altındaki matris,

$$\begin{bmatrix} \overline{\overline{S}}_{dd} \end{bmatrix}_{_{3k\times3k}}^{m=0} \begin{bmatrix} \overline{\overline{S}}_{d\phi} \end{bmatrix}_{_{3k\times m}} \\ \begin{bmatrix} \overline{\overline{S}}_{\phi d} \end{bmatrix}_{_{m\times3k}} \begin{bmatrix} \overline{\overline{S}}_{\phi \phi} \end{bmatrix}_{_{m\times m}} \end{bmatrix}$$
(G.5)

 $(3 \times k + m) \times (3 \times k + m)$ boyutunda kare bir matristir.



Şekil G.1 : Üzerinde plastik kesitler bulunmayan sistemin indirgenmiş yatay rijitlik matrisi için gauss indirgeme.



Şekil G.2 : Üzerinde plastik kesitler bulunan sistemin indirgenmiş yatay rijitlik matrisi için 1. aşama indirgeme işlemi.


. Şekil G.3 : Üzerinde plastik kesitler bulunan sistemin indirgenmiş yatay rijitlik matrisi için 2. aşama indirgeme işlemi.

Ek G2 : Kütle matrisinin elde edilmesi

Sistemde her katın kütlesi, kütle merkezinde toplandığı varsayılmaktadır. Kütle matrisi, her kat için ayrı ayrı bağımlı yerdeğiştirme bileşenleri doğrultusunda tanımlanan m_x , m_y , m_θ değerlerinin oluşturduğu diyagonal bir matristir.

$$\begin{bmatrix} M \end{bmatrix}_{3k\times 3k} = \begin{bmatrix} [M]_{k=1} & 0 & . & 0 & . & 0 \\ 0 & [M]_{k=2} & . & 0 & . & 0 \\ . & . & . & . & . & . \\ 0 & 0 & . & [M]_{k=i} & . & 0 \\ . & . & . & . & . & . \\ 0 & 0 & . & 0 & . & [M]_{k=k} \end{bmatrix}$$
(G.6)

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad	: Yavuz DURGUN
Doğum Tarihi ve Yeri	: 01.11.1974 – Ardahan/Posof
E-posta	: durgunya@itu.edu.tr / itustatik@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

•	Lisans	 1995, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
•	Yüksek lisans	: 1998, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yapı Mühendisliği Programı

MESLEKİ DENEYİM :

- İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Statiği Birimi, Istanbul, Araştırma Görevlisi, Mayıs 1997- Devam Ediyor.
- Alacalı İnşaat ve Ticaret A.Ş., İstanbul, Designer, 1996-1997.
- Misafir Araştırmacı, Eylül 2005-Mart 2006. (6 ay) University at BUFFALO, The State University of New York, Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering,

ÖDÜLLER:

- TINCEL Vakfı Bursu & İTÜ İnşaat Fakültesi Dekanlığı Desteği, (Eylül 2005-Mart 2006-Misafir Araştırmacı-University at BUFFALO)
- Teaching Award : Awarded Based on Student Vote for Excellence in Teaching in ITU-Civil Engineering Faculty-Structural Analysis Course, (2003).
- KOC-TEV Doktora Eğitim Bursu, (2001).
- URAN GROUP Vakfi, Y.Lisans Eğitim Bursu, (1996-1997).
- NUH Çimento Vakfı, Y.Lisans Eğitim Bursu, (1996-1997).
- İTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü 1995 mezunları içerisinde ikincilikle mezuniyet, (2./200).

DOKTORA TEZİNDEN TÜRETİLEN YAYINLAR, SUNUMLAR VE PATENTLER:

- **Durgun Y***, Vatansever C., Girgin K., Orakdöğen E. (2013), "Dış Merkez Çaprazlı Bir Çelik Perdenin Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Dinamik Hesap Yöntemi İle Değerlendirilmesi", *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, DOI:10.5505/PAJES.2013.22932 19(6), 266-274.
- Aksoylu, MG, **Durgun, Y** and Darılmaz, K. (2016). Evaluation of combination rules for multi-story buildings with asymmetric set-backs, *Earthquakes and Structures*, 11(1), 179-193.

DİĞER YAYINLAR, SUNUMLAR VE PATENTLER:

- K. Darılmaz, M. Gunhan Aksoylu, **Yavuz Durgun.** (2015). Buckling Analysis of functionally graded material grid systems, *Structural Engineering and Mechanics*, 54(5), 877-890.
- Özmen,G., Girgin, K. and **Durgun,Y.** (2014). Torsional irregularity in multi-story structures, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, DOI 10.1007/s40091-014-0070-5, Vol. 6, September 17, 2014.
- H.F. Karadogan, **Y.Durgun**, I.E. Bal, S. Ziya Yuce, E. Yuksel, C.Soydan. (2015). A Code Compatible Approach To Justify The Seismic Design of Simplified Structures, *5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, COMPDYN 2015, 25–27 Crete Island, Greece.
- I.E. Bal, H.F. Karadogan, E. Yuksel, **Y.Durgun**. (2014). An Engineering Approach for Structure-Oriented Earthquake Record Selection, *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, August 24-29, Istanbul.*
- Vatansever, C., **Durgun,Y.,** Yardımcı N. (2012). Seismic Performance of Code Designed Split-X Braced Frames, *Nordic Steel Construction Conference, September 5-7*, Oslo, Norway.
- Gülay, F.G., Karasu, C.O., **Durgun, Y.** (2007). Determination of Seismic Performance of a Primary School Building by 2007 Turkish Earthquake Code Requirements and P25 Primary Assessment Technique, *International Earthquake Symposium*, Kocaeli.

KİTAP İÇİNDE BÖLÜM

• Hüseyin Faruk Karadoğan, İhsan Engin Bal, Ercan Yüksel, Cihan Soydan, **Yavuz Durgun**, Serkan Ziya Yüce, (2015). 'An algorithm to justify the design of single storey precast structures' *Geotechnical*, *Geological and Earthquake Engineering*, *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Vol 2, Chapter 8.

ULUSAL KİTAP

- Konuralp GİRGİN, M. Günhan AKSOYLU, **Yavuz DURGUN**, Kutlu DARILMAZ, *Yapı Statiği (İzostatik Sistemler) Çözümlü Problemler*, ISBN: 978-975-511-555-9,738syf, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2011(3.Baskı).
- Faruk KARADOĞAN, Sumru PALA, Ercan YÜKSEL, Yavuz DURGUN, Yapı Mühendisliğine Giriş-Yapısal Çözümleme, Cilt I, ISBN: 978-975-511-571-9, 570syf, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2011.

- Faruk KARADOĞAN, Sumru PALA, Ercan YÜKSEL, Yavuz DURGUN, Yapı Mühendisliğine Giriş-Yapısal Çözümleme-(Hiperstatik Sistemler Kuvvet Yöntemi)-Cilt II, ISBN: 978-975-511-623-5, 448syf Birsen Yayınevi, İstanbul, 2015.
- Faruk KARADOĞAN, Sumru PALA, Ercan YÜKSEL, Yavuz DURGUN, Yapı Mühendisliğine Giriş-Yapısal Çözümleme-(Hiperstatik Sistemler Yerdeğiştirme Yöntemi)-Cilt III, ISBN : 978-975-511-631-0, 470 syf, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2016.
- Cüneyt VATANSEVER, Yavuz DURGUN, M. Günhan AKSOYLU, Kutlu DARILMAZ, İnşaat Mühendisleri için MATLAB Kullanımına Giriş, ISBN : 978-975-511-639-6, 183 syf, Birsen Yayınevi, İstanbul 2016.



