T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KOMPOZİT TAŞIYICI SİSTEMLİ YÜKSEK YAPI SİSTEMLERİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN TASARIM

FATİH ÖMÜR TÜLEN
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

GEBZE
2018

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KOMPOZİT TAŞIYICI SİSTEMLİ YÜKSEK YAPI SİSTEMLERİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN TASARIM

FATİH ÖMÜR TÜLEN
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMANI
DR. ÖĞRETİM ÜYESİ AHMET ANIL DİNDAR

GEBZE
2018

T.R.

GEBZE TECHNICAL UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

NONLINEAR ANALYSIS OF HIGH-RISE BUILDING WITH COMPOSITE STRUCTURAL SYSTEM

FATİH ÖMÜR TÜLEN

A THESIS SUBMITTED FOR THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE

DEPARTMENT OF EARTHQUAKE AND STRUCTURAL ENGINEERING

THESIS SUPERVISOR

ASSIST. PROF. DR. AHMET ANIL DİNDAR

GEBZE

2018

GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ	**YÜKSEK LİSANS JÜRİ ONAY FORMU**

GTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 20/16/218 tarih ve 2018/32 kararıyla oluşturulan jüri tarafından 13/07/2018 tarihinde tez savunma sınavı yapılan Ömür Fatih Tülen'in tez çalışması Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE (TEZ DANIŞMANI)	: Dr. Öğretim Üyesi Ahmet Anıl Dindar (GTÜ)
ÜYE	: Prof.Dr. Bülent Akbaş (GTÜ)
ÜYE	: Dr. Öğretim Üyesi Ali Bozer (Nuh Naci Yazgan Üniv.)

ONAY

Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun

...../...../..... tarih ve ...../..... sayılı kararı.

ÖZET

Günümüzde yapısal tasarım için yapılan kabuller, orta ve düşük yükseklikli yapılar içindir. Bundan dolayı yüksek bir yapı tasarlanırken doğrusal analiz ile yapılan tasarım genelde yetersiz kalmaktadır. TBDY 2017 belirttiği gibi doğrusal analiz ile ön tasarımı yapılan bir yapının, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile yönetmelikte belirtilen performans düzeyini sağlaması gerekmektedir.

Tez kapsamında 42 katlı ve 174 m yüksekliğinde bir binanın TBDY 2017'ye göre D2 deprem düzeyi için lineer tasarımı yapılacak ve D1 deprem düzeyi için oluşturulan spektruma göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtlarına göre doğrusal olmayan analizi yapılacaktır. Yönetmelikte doğrusal olmayan analizi zorunlu tutmasının gerekliliği araştırılacaktır.

Yapıda ortada betonarme çekirdek perdesi, kompozit ve çelik kolonlar, betonarme ve çelik kirişler, devrilme momentlerini ve deplasmanları azaltması için dış destek(outrigger) elemanları kullanılmıştır.Bütün elemanların doğrusal olmayan eleman ve malzeme özellikleri girilmiştir.Yapı lineer tasarımında ETABS2016, doğrusal olmayan tasarımında PERFORM 3D v6 deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesinde ise SEISMO MATCH programı kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler:TBDY(2017), Doğrusal Olmayan Tasarım, Yüksek Yapılar, Fiber Model, Perform 3D,Yapısal Elemanların Doğrusal Olmayan Davranış Eğrileri.

SUMMARY

Today, the assumptions made for structural design are for medium and low-rise structures. Therefore, while designing a high-rise structure, the design made by linear analysis is usually insufficient. As TBDY 2017 specifies, a preliminary design with linear analysis should provide the performance level resulting from nonlinear time history analysis according to code.

In the thesis, a 42-story and 174-m height building will be designed for D2 earthquake level according to TBDY 2017 and nonlinear analysis will be done according to earthquake records scaled according to the spectrum created for D1 earthquake level. The necessity of nonlinear time history analysis in the code will be investigated.

Reinforced concrete core, composite and steel columns, reinforced concrete and steel beams, outriggers for reducing displacements and moments are used in structural systemtanımlamak. Nonlinear element and material properties are defined to programs. ETABS2016 is used for linear analysis, PERFORM 3D is used for nonlinear analysis and SEISMO MATCH is used for scaling of earthquake records.

Key Words: TBDY(2017), Nonlinear Time History Analysis, High-rise Structures, Fiber Model, Perform 3D,Nonliner Behaviour Curve for Structural Elements.

TEŞEKKÜR

Başta, yüksek lisans eğitimimde ve akademik hayatımda desteğini ve yardımlarını hiçbir zaman esirgemeyip bilgisi ile bu çalışmanın oluşmasının yolunu açan danışmanım Dr. Öğretim Üyesi Ahmet Anıl DİNDAR'a,

Bütün çalışmam boyunca yanımda olan, bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşan değerli patronum Ahmet TOPBAŞ'a

ve göstermiş olduğu desteklerinden dolayı sevgili eşim Seda İSTİFCİEL TÜLEN'e en içten teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	v
SUMMARY	vi
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xvi
TABLOLAR DİZİNİ	xx
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Amacı	1
1.2. Tezin Bilime Katkısı	2
1.3. Tezin Çalışmasında Uygulana Methodlar	2
2. YÜKSEK BİNALAR VE TAŞIYICI SİSTEMLERİ	3
2.1. Yüksek Binaların Tarihsel Gelişim Süreci	3
2.2. Yüksek Binaların Taşıyıcı Sistemleri	4
2.2.1. Rijit Çerçeve Sistemler	5
2.2.2. Perdeli Çerçeve Sistemler	6
2.2.2.1. Çaprazlı Çerçeve Sistemler	7
2.2.2.2. Boşluklu / Boşluksuz Betonarme Perdeli Çerçeve Sistemler	8
2.2.3. Dış Destekli (Outrigger) Çerçeve Sistemler	9
2.2.4. Tübüler Sistemler	10
2.2.4.1. Çerçeve-Tüp Sistemler	10
2.2.4.2. Kafes-Tüp Sistemler	11
2.2.4.3. Demet-Tüp Sistemler	12
2.2.4.4. Tüp İçinde Tüp Sistemler	13
3. YÜKSEK BİNALARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ	14
3.1. Genel Tanımlar	14
3.2. Deprem Tasarım Sınıflandırması (DTS)	14

3.3. Bina Yükseklik Sınıfı 15
3.4. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri 16
3.4.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1) 16
3.4.2. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2) 16
3.4.3. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3) 17
3.4.4. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4) 17
3.5. Bina Davranış Katsayısını ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı 17
3.6. Bina Performans Hedefleri ve Tasarım Aşamaları 18
3.6.1. Bina Performans Hedefleri 18
3.6.2. Tasarım Aşaması I 19
3.6.3. Tasarım Aşaması II 20
3.6.4. Tasarım Aşaması III 20
3.7. Deprem Yer Hareketi Spektrumları 21
3.7.1. Spektral İvme Katsayıları ve Tasarım Spektral İvme Grafikleri 21
3.7.2. Sahaya Özel Deprem Yer Hareketi Spektrumu 23
3.7.3. Zaman Tanım Alanında Deprem Yer Hareketi 24
3.8. Yüksek Yapıların Doğrusal Tasarımı 24
3.8.1. Çerçeve Elemaların Doğrusal Tasarımı 24
3.9. Yüksek Yapıların Doğrusal Olmayan Tasarımı 32
3.9.1. Davranış Eğrilerinin Tanımlanması 32
3.9.2. Çevrimsel Davranış Modelleri 33
3.9.3. Betonarme Kolon ve Kirişlerin Modellenmesi 37
3.9.4. Betonarme Perdelerin Modellenmesi 39
3.9.5. Çelik Kirişlerin Modellenmesi 40
3.9.6. Çelik Kolonların Modellenmesi 42
3.9.7. Dış Destek Elemanlarının Modellenmesi 43
3.9.8. Kompozit Kolonların Modellenmesi 43
3.9.9. Bağ Kirişlerin Modellenmesi 44

4. SAYISAL UYGULAMA 46

4.1. Yapısal Model Taşıyıcı Sistemleri ve Yük Kabulleri 46
4.2. Deprem Parametrelerinin Belirlenmesi 51
4.3. Yapı Ön Tasarımı 54
4.4. Yapı Sisteminin Doğrusal Olmayan Analizi 56

4.4.1 Rayleigh Sönümü ve Deprem Kayıtları 56
4.4.1.1 Rayleigh Sönümü 56
4.4.1.2 Deprem Kayıtları 58
4.4.2 Elastik Olmayan Tasarımda Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü ve Elastik Tasarım ile Karşılaştırılması 72
4.4.3 Perdelerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi 73
4.4.4 Kompozit Kolonların Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi 78
4.4.5 Betonarme Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi 83
4.4.6 Bağ Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi 86
4.4.7 Çelik Kolon ve Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi 94
4.4.8 Dış Destek Elemanlarının Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi 97
5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 100

KAYNAKLAR 101
ÖZGEÇMİŞ 103

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler ve Kısaltmalar	**Açıklamalar**
A_c	: Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
a_i	: Yatayda bir etriye kolu veya çiroz tarafından mesnetlenen boyuna donatıların eksenleri arası uzaklık
A_g	: Kompozit elemanın toplam enkesit alanı
A_g	: Kayıpsız enkesit alanı
a_o	: Bir doğrultuda sargı donatısı eksenlerinden ölçülen beton boyutu
A_{sh}	: Gözönüne alınan doğrultuda enine donatı alanı
A_s	: Çelik enkesit alanı
A_{sr}	: Boyuna donatı alanı
α_{se}	: Sargı donatısı etkinlik katsayısı
b_o	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan boyutu
b_w	: Kirişin gövde genişliği, perdenin gövde kalınlığı
d	: Kirişin faydalı yüksekliği
D	: Dairesel halka kesitlerde dış çap
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
D	: Dairesel kolon göbek çapı (spiral sargı donatısı eksenleri arası uzaklık)
d_b	: Donatı çeliğinin ortalama çapı
E	: Yapı malzemesinin elastisite modülü
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
F_y	: Yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi
F_{yc}	: Kolan malzemesinin karakteristik akma gerilmesi
F_{yb}	: Kiriş malzeminin karakteristik akma gerilmesi
F_{ysr}	: Donatı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi
F_c	: Pekleşme kuvveti değeri
F_r	: Artık kuvvet
f_{ck}	: Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı

f_{ye} : Donatının beklenen akma dayanımı

f_{ce} : Betonun beklenen akma dayanımı

h : Kesit yüksekliği

h_k : Kiriş yüksekliği

h_o : Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan boyutu

H_w : Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği

K_e : Efektif elastik rijitlik

l_w : Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu

l_n : Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği, kirişin kolon veya perde yüzleri arasında kalan serbest açıklık

L_c : Kompozit kolonun boyu

L_s : Kesme açıklığı

L_p : Plastik mafsal boyu

$(M_p)_t$: Perdenin taban kesitinde f_{ck}, f_{yk} ve çeliğin dayanım artışı gözönüne alınarak hesaplanan moment kapasitesi

$(M_d)_t$: Perdenin taban kesitinde yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan moment

$(M_r)_t$: Perdenin taban kesitinde f_{cd} ve f_{yd} 'ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti

M_{pc} : Kolonun karakteristik plastik eğilme dayanımı

M_{pb} : Kiriş-kolon birleşim bölgesinde birleşen kirişlerin her biri için karakteristik plastik moment dayanımlarının 1.1 R_a katı ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon ekseninde meydana gelen ek eğilme momentinin toplamı ile belirlenen eğilme momenti

M_{uv} : YDKT yük bileşimleri esas alınarak kiriş uclarında olası plastik mafsal noktasındaki kesme kuvveti nedeni ile kolon ekseninde meydana gelen ek eğilme momenti

M_y : Etkin akma momenti

M_p : Plastik moment kapasitesi

N_{dm} : G+Q+E yük bileşeni altında beton eksenel basınç kuvveti

N_d : Kirişteki eksenel basınç kuvveti

n : Hareketli yük katılım katsayısı

P_{uc} : Arttırılmış deprem etkileri gözönüne alınarak YDKT yük birleşimleri için hesaplanan gerekli eksenek basınç kuvveti.

P_{no} : Kompozit kolon enkesitinin eksenel basınç basınç kuvveti dayanımı

P_n : Kompozit kolonlarda burkulma etkisinden dolayı azaltılmış kolon eksenel kuvvet dayanımı

P_e : Elastik burkulma yükü

P_r : Gerekli enkesit kuvvet dayanımı

P_{ye} : Çelik elemanın beklenen eksenel akma kuvveti

P : Maksimum plastik dönme durumunda kolondaki eksenel kuvvet

R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

R_y : Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı

S_{DS} : Gözönüne alınan zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme

S_{D1} : Gözönüne alınan zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme

S_s : Referans zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme

S_1 : Referans zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme

$S_{a(g)}$: Yerçekimi ivmesi cinsinden spektral ivme değeri

S_{ae} : Elastik spektral ivme

s : Enine donatı aralığı

T : Bina periyodu

T_L : Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu

T_o : Spektrum köşe periyodu

T_s : Spektrum köşe periyodu

T_1 : Birinci sınır değer için bina titreşim periyodu

T_2 : İkinci sınır değer için bina titreşim periyodu

t : Kalınlık

t_w : Gövde kalınlığı

V_e : Kolon, kiriş, birleşim bölgesi ve perdede enine donatının hesabında esas alınan kesme kuvveti

V_d : Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti

V_r : Kolon kiriş veya perde kesitinin kesme kuvveti dayanımı

w_{we} : Etkin sargı donatısının mekanik donatı oranı

ω_1 : Birinci sınır değer için bina açısal frekansı

ω_2 : İkinci sınır değer için bina açısal frekans

W_{pb} : Kiriş plastik mukavemet momenti

W_{pc} : Kolon plastik mukavemet momenti

β_v : Perdede kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı

δ_p : Plastik şekil değiştirme

δ_{pc} : Pekleşme sonrası şekil değiştirme

δ_c : Pekleşme şekil değiştirme

δ_r : Artık kuvvet için şekil değiştirme

δ_u : Maksimum şekil değiştirme

Θ_y : Akma dönmesi

φ_y : Etkin akma eğriliği

η : Kolon ve kirişlerde η=1 perdelerde ise η=0.5 alınacaktır.

φ_u : GÖ performans düzeyinde toplam eğrilik

$\Theta_p^{(GÖ)}$: GÖ performans düzeyinde kolon ve kirişlerin plastik dönme değeri

α : Rayleigh sönüm fonksiyonu için için kütle matrisi katsayısı

β : Rayleigh sönüm fonksiyonu için rijitlik matrisi katsayısı

ζ_1 : Birinci sınır değer için bina sönüm katsayısı

ζ_2 : İkinci sınır değer için bina sönüm katsayısı

ζ_i : Bina titreşim periyotlarına karşı gelen bina sönüm fonksiyonu

ε_{su} : Maksimum dayanıma karşı gelen donatı birim uzaması

ρ_{sh} : Gözönüne alınan doğrultuda hacimsel donatı oranı

$\varepsilon_c^{(GÖ)}$: Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı

$\varepsilon_c^{(KH)}$: Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı

$\varepsilon_c^{(SH)}$: Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı

$\varepsilon_s^{(GÖ)}$: Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen sargılı donatı birim kısalması sınırı

$\varepsilon_s^{(KH)}$: Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı donatı birim kısalması sınırı

$\varepsilon_s^{(SH)}$: Sınırlı Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı donatı birim kısalması sınırı

Δ_t : Çelik elemanın eksenel çekme dayanımına karşı gelen akma yerdeğiştirmesi

Δ_c : Çelik elemanın eksenel basınç dayanımına karşı gelen akma yerdeğiştirmesi

[C] : Bina sönüm matrisi

[K] : Bina rijitlik matrisi

[M] : Bina kütle matrisi

ACI : American Concrete Institute

ASCE : American Society of Civil Engineers

ATC : Applied Technology Council

BKS : Bina Kullanım Sınıfı

BYS : Bina Yükseklik Sınıfı

CG : Can Güvenliği

CTBUH : Council on Tall Buildings and Urban Habitat

DD : Deprem Düzeyi

DGT : Dayanıma Göre Tasarım

DTS : Deprem Tasarım Sınıfı

FEMA : Federal Emergency Management Agency

GÖ : Göçmenin Önlenmesi

HK : Hemen Kullanım

KK : Kesintisiz Kullanım

ŞGDT : Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım

TBDY : Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2017

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil No:		Sayfa
2.1:	a) Taipei 101 (Taipei, Tayvan), b) Sönümleyici sistemi.	3
2.2:	Yapı yüksekliğine göre yapısal sistemler (CTBUH 1980).	5
2.3:	Lake Shore Drive Apartments (Chicago, 1951).	6
2.4:	Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler.	7
2.5:	Dış merkezi çaprazlı çelik çerçeveler.	7
2.6:	Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve örneği.	8
2.7:	Bağ kirişli betonarme perde kesiti (TBDY-2017).	9
2.8:	Dış destek sistemin çalışma mekanizması (CTBUH Outrigger Design Guide 2017).	10
2.9:	Çerçeve tüp system.	11
2.10:	a) John Hancock Center (1969), b) Kafes tüp sistem örneği.	11
2.11:	Demet tüp system.	12
2.12:	Sears Tower, Chicago tübüler sistemi.	12
2.13:	Tüp içinde tüp system.	13
3.1:	Süneklilik, R katsayı ve dayanım fazlalığı gösterimi.	18
3.2:	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu (TBDY-2017).	22
3.3:	Yatay elastik tasarım yer değiştirme spektrumu (TBDY-2017).	23
3.4:	Düşey elastik tasarım ivme spektrumu (TBDY-2017).	23
3.5:	Perde tasarım momenti ve kesme kuvveti (TBDY-2017).	26
3.6:	Kapasitesi Korunan Bölgeler (TBDY-2017). a) Moment çerçevesi, b) Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve, c) Merkezi çaprazlı çelik çerçeve.	28
3.7:	Deprem yönlerine göre kolon-kiriş kapasiteleri (TBDY-2017).	29
3.8:	Tipik kompozit elemanlar.	30
3.9:	Kompozit elemanlar için genel etkileşim diyagramı.	31
3.10:	Kompozit elemanlar için genişletilmiş karşılıklı etki diyagramı.	32
3.11:	Tipik tekdüze yüklemeler ile oluşan davranış eğrisi.	33
3.12:	a) Bilinear Davranış Modeli., b) Peak-oriented Davranış Modeli. c) Pinching Davranış Modeli (Medina ve Krawinkler, 2003).	34
3.13:	Birinci analitik model (ATC-72).	35

3.14:	İkinci analitik model (ATC-72).	35
3.15:	Üçüncü analitik model (ATC-72).	36
3.16:	Dördüncü analitik model (ATC-72).	37
3.17:	a) İdalize edilmiş eğilme elemanı, b) Etkileşim diyagramı.	38
3.18:	a)Perde modelleme çeşitleri, b) Orta dikme çubuk modeli (ATC-72).	39
3.19:	Fiber (lif) model (ATC-72).	40
3.20:	Panel bölgesi analitik modeli (ATC-72).	41
3.21:	Tipik M-Ɵ davranış eğrisi (ASCE41-13).	41
3.22:	Kolon elemanların moment-dönme davranış grafiği.	43
3.23:	a) Moment-dönme plastik mafsalı, b) Kesme-deplasman plastik mafsalı.	45
3.24:	Çapraz donatılı bağ kiriş tipik davranış eğrisi (Naish D. 2009).	45
3.25:	Enerji azalım ilişkisi parametreleri (Tuna, 2012).	45
4.1:	1.-9. Kat arası kalıp planı.	46
4.2:	9.-26. Kat arası kalıp planı.	47
4.3:	26.-37. Kat arası kalıp planı.	47
4.4:	37.-42. Kat arası kalıp planı.	48
4.5:	Orta bölgede bulunan dış desteklerin (outrigger) tipik kesitleri.	48
4.6:	Üst bölgede bulunan dış desteklerin (outrigger) tipik kesitleri.	49
4.7:	Yapının genel görünüşü.	50
4.8:	Yapının bulunduğu bölge.	51
4.9:	X doğrultusu için yatay elastik spektral ivme grafiği.	52
4.10:	Y doğrultusu için yatay elastik spektral ivme grafiği.	53
4.11:	D1 deprem düzeyi için yatay elastik spektral ivme grafiği.	54
4.12:	Rayleigh sönüm fonksiyonu.	57
4.13:	Yapının Rayleigh sönümünün tanımlanması.	58
4.14:	Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları.	60
4.15:	RSN1089_NORTHR_TPF270.	61
4.16:	RSN1089_NORTHR_TPF360.	61
4.17:	RSN164_IMPVALL.H_H-CPE147.	62
4.18:	RSN164_IMPVALL.H_H-CPE237.	62
4.19:	RSN190_IMPVALL.H_H-SUP045.	63
4.20:	RSN190_IMPVALL.H_H-SUP135.	63

4.21: RSN289_ITALY_A-CTR000. 64
4.22: RSN289_ITALY_A-CTR270. 64
4.23: RSN3759_LANDERS_WWT180. 65
4.24: RSN3759_LANDERS_WWT270. 65
4.25: RSN4013_SANSIMEO_36258021. 66
4.26: RSN4013_SANSIMEO_36258111. 66
4.27: RSN5818_IWATE_48A61EW. 67
4.28: RSN5818_IWATE_48A61NS. 67
4.29: RSN5819_IWATE_4CA71EW. 68
4.30: RSN5819_IWATE_4CA71NS. 68
4.31: RSN6928_DARFIELD_LPCCN80E. 69
4.32: RSN6928_DARFIELD_LPCCS10E. 69
4.33: RSN6971_DARFIELD_SPFSN17E. 70
4.34: RSN6971_DARFIELD_SPFSN73W. 70
4.35: RSN827_CAPEMEND_FOR000. 71
4.36: RSN827_CAPEMEND_FOR090. 71
4.37: Doğrusal analiz sonucunda maks. göreli kat ötelemeleri. 72
4.38: Doğrusal olmayan analiz sonucunda maks. göreli kat ötelemeleri. 73
4.39: Sargısız beton gerilme-birim def. 74
4.40: Sargılı beton gerilme-birim def. 74
4.41: Donatı çeliği gerilme-birim def. 75
4.42: Katlara göre perde birim uzama ve kısalmaları. 76
4.43: X yönü tüm perde kesme kuvvetleri. 77
4.44: Y yönü tüm perde kesme kuvvetleri. 77
4.45: Kompozit kolon hesabındaki simgeler. 78
4.46: Kompozit kolon tasarım sonucu. 82
4.47: Betonarme kiriş M-Ɵ eğrisi. 85
4.48: Betonarme kiriş analiz sonucu. 86
4.49: Çapraz donatılı bağ kiriş hesabındaki simgeler. 86
4.50: Çapraz donatılı bağ kiriş davranış eğrisi. 88
4.51: Çapraz donatılı bağ kiriş analiz sonucu. 89
4.52 Konvansiyonel donatılı bağ kiriş hesabındaki simgeler. 90
4.53: Konvansiyonel donatılı bağ kiriş davranış eğrisi. 93

4.54: Konvansiyonel donatılı bağ kiriş analiz sonucu. 93
4.55: Çelik kiriş davranış eğrisi. 95
4.56: Çelik kiriş tasarım sonucu. 95
4.57: Çelik kolon etkileşim diyagramı. 96
4.58: X yönü davranış eğrisi. 96
4.59: Y yönü davranış eğrisi. 97
4.60: Dış Destek Elemanının Davranış Eğrisi. 99
4.61: Dış Destek Elemanının Analiz Sonuçları. 99

TABLOLAR DİZİNİ

Tablo No:		Sayfa
3.1:	Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları (TBDY-2017).	15
3.2:	Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) (TBDY-2017).	15
3.3:	Bina Yükseklik Sınıfı (TBDY-2017).	16
3.4:	Yeni Yapılacak veya Mevcut Yüksek Binalar İçin Performans Hedefleri (BYS = 1) (TBDY 2017).	18
3.5:	DD-2 Deprem Tasarımında Kullanılacak Etkin Rijitlik Çarpanları (TBDY-2017).	19
3.6:	Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanları için II. Aşamada Uygulanacak Etkin Kesit Rijitliği Çarpanları.	20
3.7:	Kısa Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Katsayıları.	22
3.8:	Uzun Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Katsayıları.	22
3.9:	Enkesit Koşulları	27
3.10:	Çelik Kirişlerde Plastik Dönme Sınırları	42
3.11:	Çelik Kolonların Plastik Dönme Sınırları	43
3.12:	Yeni Zelanda Kodu Etkin Rijitlik Hesaplama Değerleri	44
4.1:	DD-2 Deprem Düzeyinde X Yönü İçin Tanımlanan Değerler.	52
4.2:	DD-2 Deprem Düzeyinde Y Yönü İçin Tanımlanan Değerler.	53
4.3:	DD-1 Deprem Düzeyi İçin Tanımlanan Değerler.	54
4.4:	Seçilen Deprem Kayıtları.	58
4.5:	Kompozit Kolonların Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.	79
4.6:	Betonarme Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.	83
4.7:	Çapraz Donatılı Bağ Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.	87
4.8:	Konvansiyonel Donatılı Bağ Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.	91
4.9:	Çelik Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.	94

4.10: Dış Destek Elemanlarının Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı 98

1. GİRİŞ

Yüksek yapıların davranışı normal yapılardan farklı olduğundan dolayı dünyada son yıllarda yüksek yapıların tasarımı ile ilgili çalışmalar artmaktadır. Yapılan çalışmalarda doğrusal analizin yüksek yapılarda yetersiz olduğu ve zamana bağlı doğrusal olmayan analiz yapılması gerekliliği ortaya çıkmıştır.

TBDY-2017 yüksek yapıların tasarımında klasik yöntemlerin sadece ön tasarımda kullanılabileceği, doğrusal olmayan tasarımla yapının belirlenen performans düzeyi içerisinde kaldığının kanıtlanması gerekliliğini getirmiştir. Tez kapsamında lineer tasarımı TBDY-2017 'e göre tasarlanmış bir yapının yeterliliği doğrusal olmayan analiz ile kontrol edilecektir ve doğrusal olmayan tasarımın gerekliliği irdelenecektir.

Yapı 42 katlı ve 174 m yüksekliğindedir. Geometrisi simetrik olup, Naberejnaya(St.Petersburg) kulesinin geometrisi alınmıştır. Yapısal kesitler doğrusal tasarımda belirlenmiş olup mevcut yapı ile benzer değildir.

Yapı, merkezinde bir yönde boşluklu(bağ kirişli) diğer yönde ise boşluksuz çekirdek perde sistemine sahiptir. Yapının kolonları dış desteklerden gelen eksenel yükler çok büyük olduğundan ilk 8 kat kompozit, 8. kattan sonra çelik olarak tasarlanmıştır. Kiriş sistemi ilk 8 kat betonarme kirişler, 8. kattan sonra çelik kirişlerden oluşturulmuştur. Dış destek elemanları ortada ve en üst katta olmak üzere çelik makaslardan oluşmaktadır.

Tezde sayısal örnekler diğer bölümlerde ayrıntılı olarak verilmiştir. Elemanların doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde ATC 72 ve ASCE 41, yeni yönetmeliğe ek olarak kullanılmıştır.

1.1. Tezin Amacı

Yapının lineer ön tasarımı TBDY(2017) deki kurallara göre ETABS 2016 programı ile yapılmıştır. Daha sonra Sap2000 de Perform3D ye aktarabilmek için modellenmiştir.Yapı eleman ve malzemelerinin doğrusal olmayan özellikleri belirli kaynak ve yönetmeliklerde belirtildiği gibi Perform3D ye tanımlanmış ve doğrusal olmayan tasarım için Perform 3D kullanılmıştır.

Yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları TBDY(2017) de verilen sınırlandırmalar ile değerlendirilecektir. Yüksek yapılarda zorunlu hale getirilen doğrusal olmayan analizin gerekliliği irdelenecektir.

1.2. Tezin Bilime Katkısı

Yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları TBDY(2017)'de verilen sınırlandırmalar ile değerlendirilecektir. Yüksek yapılarda zorunlu hale getirilen doğrusal olmayan analizin gerekliliği irdelenecektir.

1.3. Tezin Çalışmasında Uygulana Methodlar

Tez çalışmasında aşağıda belirtilen methotlar kullanılmıştır.

- Elastik tasarım için ETABS kullanılacaktır. Doğrusal olmayan tasarım PERFORM 3D ile yapılacaktır. PERFORM 3D de geometrik modelleme zor olduğundan SAP2000 ile geometrik modelleme yapılacak ve PERFORM'a aktarılacaktır.
- Yapının elastik ön tasarımı TBDY2017 de belirtildiği kurallar göre yapılacaktır.
- Doğrusal olmayan eleman ve malzeme özellikleri tanımlanacaktır.
- Yapının bulunduğu bölge ve zemin cinsine göre deprem kayıtları seçilecek ve seismo match programı vasıtası ile ölçeklendirme yapılacaktır.
- Analiz sonuçları yönetmelikte verilen sınır şartlarına göre irdelenecektir.

2. YÜKSEK BİNALAR VE TAŞIYICI SİSTEMLERİ

2.1. Yüksek Binaların Tarihsel Gelişim Süreci

Tarihte güç ve prestij göstergesi olarak yapılan yüksek yapılar, 19.yy sonlarına doğru bina türü olarak inşa edilmeye başlanmıştır. 20.yy a girerken malzeme ve teknolojideki gelişmeler ile birlikte yüksek yapı tasarımı da gelişmiştir. Günümüze kadar ülke ve bölgelerde daha yüksek yapı yapma yarışı başlamıştır.

Yapı yüksekliğinin artması ile deplasman, zemin problemleri, yaşam konforu, inşa zorlukları, mimari kaygılar vs. gibi bir çok problem ortaya çıkmış bu problemleri ortadan kaldırabilmek için yeni yapısal sistemler geliştirilmiştir. Rüzgâr ve deprem gibi etkilerin yaşam konforunu etkilememesi veya yapısal elemandaki zarar görmeyi kontrol edebilmek için sönümleyiciler geliştirilmiştir. Cephe kaplama yapısı için hafif ve kolay montaj olabilecek yeri malzemeler üretilmiştir. Zemin modellemeleri için yeni programlar yazılmış ve zayıf zeminlerin rehabilitasyonu için yeni yöntemler geliştirilmiştir. Ayrıca yangın korunumu, kirli ve temiz su tesisatlarının gelişmesinde çok büyük etkisi olmuştur.

a)

b)

Şekil 2.1: a)Taipei 101 (Taipei, Tayvan), b) Sönümleyici sistemi.

2.2. Yüksek Binaların Taşıyıcı Sistemleri

Yüksek yapı taşıyıcı sistemlerinin belirlenmesinde yükseklik belirleyici etkendir (Şekil2.2). Deprem ve rüzgardan oluşacak yatay yüklerin zemine güvenli bir şekilde aktarılabilmesi için geçmişten günümüze bir çok sistem geliştirilmiş ve kullanılmıştır.

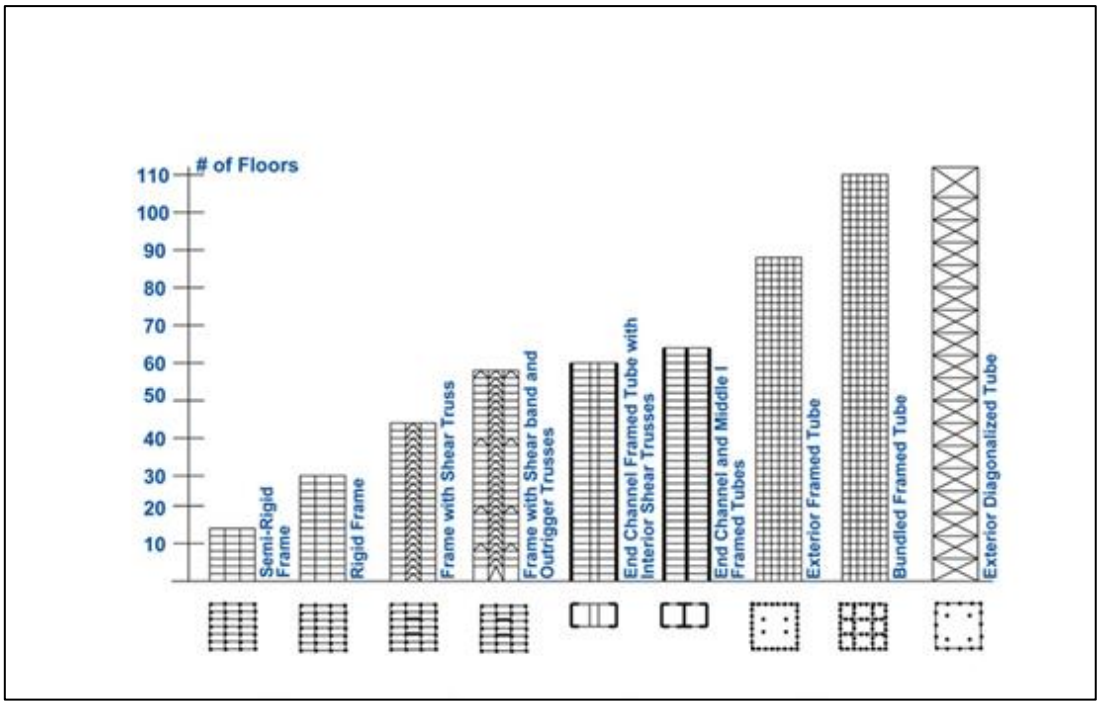
Günümüzde yüksek yapılarda çelik betonarme ve kompozit taşıyıcı sistem olmak üzere 3 çeşit sistem kullanılmaktadır. Betonun ucuz olması genelde şirketleri betonarme sisteme yönlendirmektedir. Fakat betonarme sistem belirli bir yüksekliğe kadar tek başına kullanılabilse de ikincil etkilerden dolayı belirli bir yükseklikten sonra çelik veya kompozit sistem kullanılması tercih edilmektedir.

Yüksek yapılarda çelik ve kompozit sistemlerin kullanılmasıyla yapı ağırlıkları azalmış ve yapıların hakim periyodlarının yüksek olmasından dolayı rüzgar etkisinin depreme göre daha baskın olduğu anlaşılmış, bunun üzerine yapıların geometrisi ve taşıyıcı sistemleri bunlara göre belirlenmeye başlamıştır.

Günümüzde deprem tasarımında kabul edilen değerler orta ve az yükseklikteki yapılar üzerinde yapılan çalışmalar ile ortaya çıkan verilerden elde edilmiştir. Bundan dolayı deprem, yüksek yapılarda her ne kadar baskın olmasa da klasik doğrusal tasarımın yetersiz olduğu görülmüş ve doğrusal olmayan tasarım ile elastik tasarlanan yapılar kontrol edilmeye başlanmıştır.

Yüksek binaların taşıyıcı sistemleri genel olarak aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir:

- Rijit çerçeve sistemler
- Perdeli çerçeve sistemler
  - Çelik çaprazlı çerçeve sistemler
  - Boşluklu/boşluksuz betonarme perdeli çerçeve sistemler
- Dış destekli (outrigger) çerçeve sistemler
- Tübüler sistemler
  - Çerçeve-tüp sistemler
  - Kafes-tüp sistemler
  - Demet-tüp sistemler
  - Tüp içinde tüp sistemler

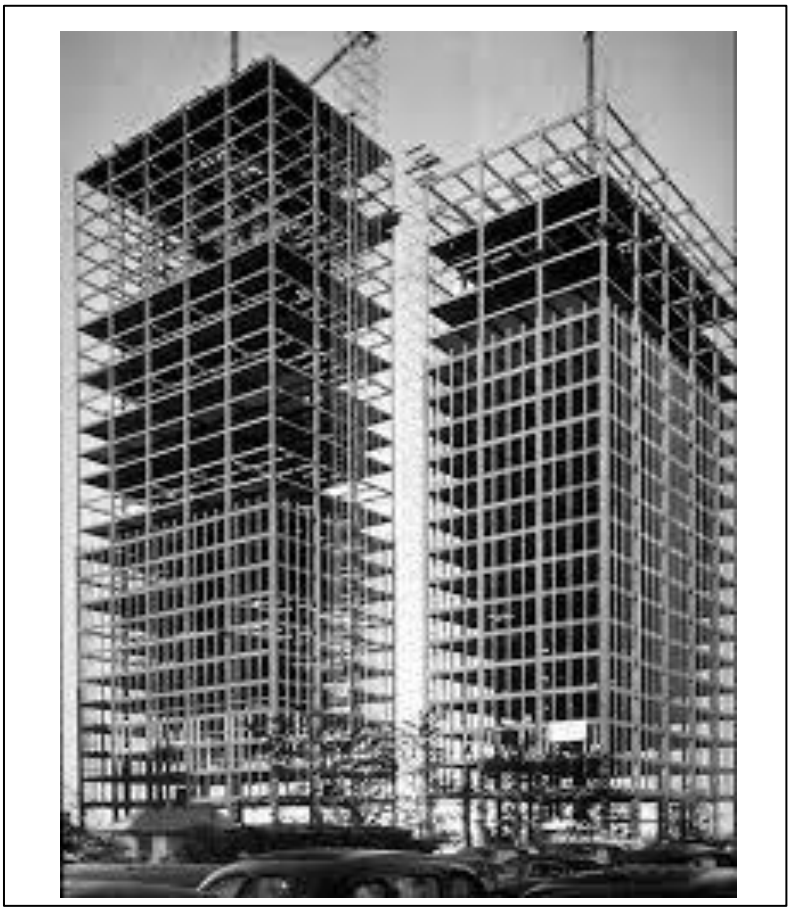


Şekil 2.2: Yapı yüksekliğine göre yapısal sistemler (CTBUH 1980).

2.2.1. Rijit Çerçeve Sistemler

Rijit çerçeve sistemler, kolon ve kirişlerin birbirlerine moment aktararak bağlanması ile oluşturulan sistemlerdir. Kolon ve kirişler betonarme, çelik ve karma sistem olabilir. Perdeli sistemlere göre daha fazla sünek davranışa sahip olmalarına rağmen perdeli sistemlere göre daha narinlerdir. Yatay yüklere karşı yaptığı deplasman, perdeli sistemlere göre daha fazla olduğundan belirli 30 kattan sonra rijit çerçeveli sistemler uygun değildir. Chicago'da bulunan 26 katlı 860&880 Lake Shore Drive Apartments rijit çerçeve sistem olarak tasarlanmıştır.

Rijit sistemlerde süneklilik kolon kiriş birleşimlerine, kirişler ve kolonlardaki donatılandırmaya ve boyutlarına göre değişmektedir. Yönetmeliklerde, kolon ve kirişlerin istenilen sünekliliği gösterebilmesi için belirlediği kurallar bulunmaktadır.



Şekil 2.3: Lake Shore Drive Apartments (Chicago, 1951).

2.2.2. Perdeli Çerçeve Sistemler

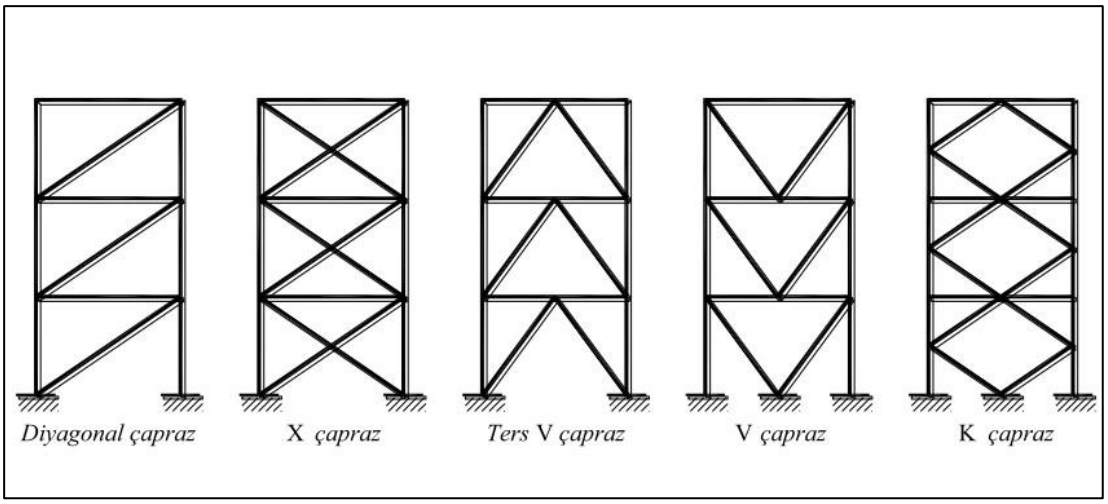
Kat sayısının artmasıyla birlikte yapı, yanal yüklere karşı daha fazla yatay deplasman yapar. Yatay deplasmanların artması yapıda ikincil etkilerin de artmasına sebep olacağından kısıtlanması gerekmektedir. Rijit çerçeveli sistemler belirli yapısal yüksekliğinden sonra tek başına yatay deplasmanların sınırlanmasında yetersiz kalacağından perdeli çerçeveli sistemler kullanılır. 45 kattan sonra perdeli çerçeveli sistemler uygun değildir.

Perdeli çerçeveli sistemler rijit çerçeveli sistemler ile kullanılarak deprem ve rüzgâr gibi yatay etkilere karşı koyabilir. Perdeli sistemler çelik çapraz elemanlar olabileceği gibi boşluklu/boşluksuz betonarme perde elemanlarda olabilir.

2.2.2.1. Çaprazlı Çerçeve Sistemler

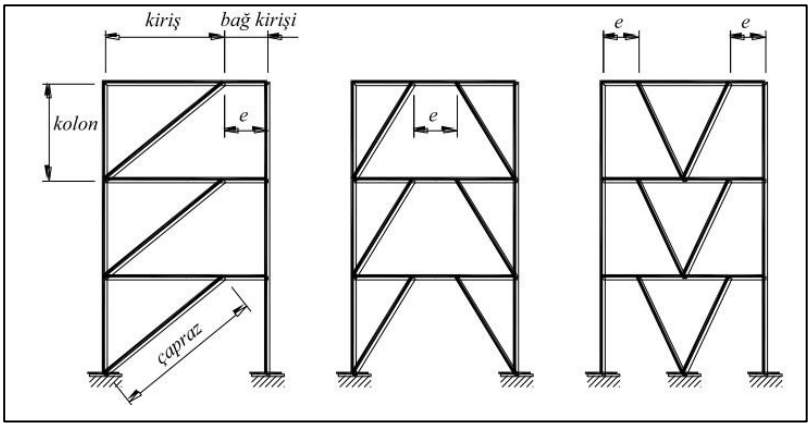
Çelik çaprazlı sistemler betonarme perdeli sistemler gibi rijit sistemler olmalarına rağmen betonarme perdeli sistemler gibi ağır ve gevrek değillerdir.Çelik çaprazlı sistemler, merkezi çelik çaprazlı sistemler ve dış merkezli çelik çaprazlı sistemler olmak üzere ikiye ayrılır. Süneklilik açısından dış merkezli çelik çaprazlı sistemler daha sünektir.

Merkezi çaprazlı çerçeve sistemlerin tipleri şu şekilde sıralanabilir; diyagonal çapraz, X çapraz, ters V çapraz, V çapraz, K çapraz. Merkezi çaprazlı çerçeve sistemlerin Şekil 2.4. ‘de gösterilmiştir [20].



Şekil 2.4: Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler.

Dış merkezli çapraz sistemler Şekil 2.5. ‘de gösterilmiştir.



Şekil 2.5: Dış merkezi çaprazlı çelik çerçeveler.

Çarpazlı sistemler burkulması önlenmiş çaprazlı sistemler olarak da teşkil edilebilir(Şekil 2.6).

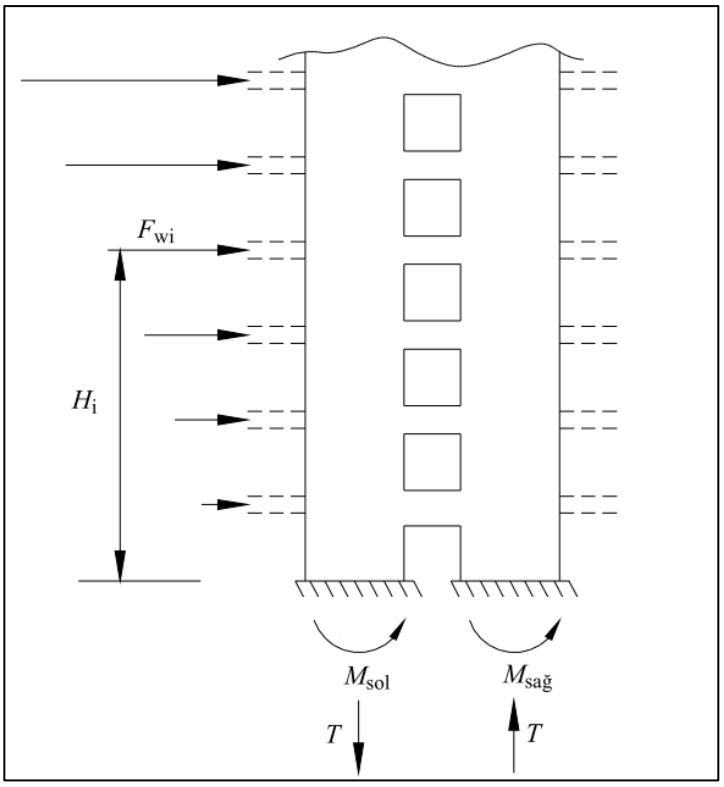
Şekil 2.6: Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve örneği.

2.2.2.2. Boşluklu / Boşluksuz Betonarme Perdeli Çerçeve Sistemler

Boşluklu/boşluksuz betonarme perdeli çerçeve sistemler, beton maliyetinin çeliğe göre daha ucuz olmasından ve yatay yüklere karşı etkili davranış sergilemesinden dolayı yaygın olarak kullanılmaktadır.

Betonarme perdelerin birbirlerine bağ kirişleri ile birbirlerine bağlanmasıyla boşluklu perdeli sistemler meydana gelir. Enerji yutma yeteneği boşluksuz perdelere oranla daha yüksektir. Bağ kirişler net açıklık yükseklik oranlarına göre farklı davranırlar.

Betonarme boşluksuz perdeler, genellikle konsol olarak çalışan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Yapının yatay deplasmanını etkili bir şekilde engellemektedir.



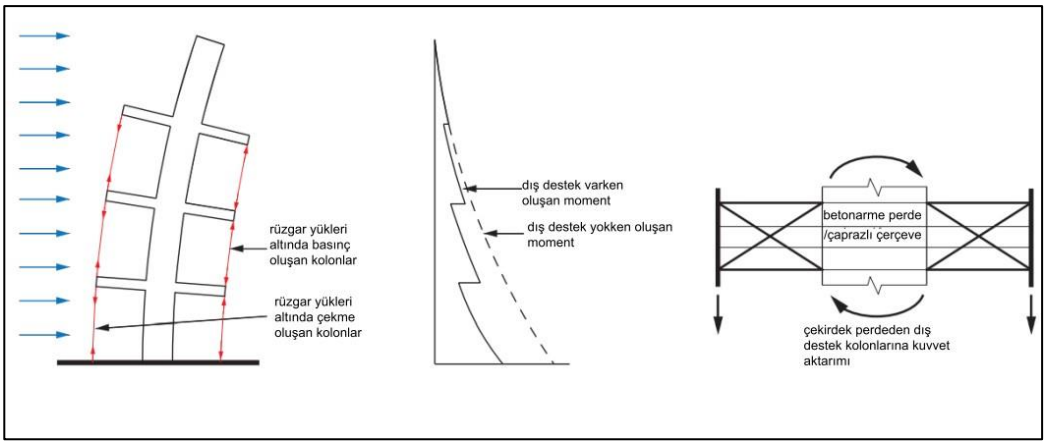
Şekil 2.7: Bağ kirişli betonarme perde kesiti (TBDY-2017).

2.2.3. Dış Destekli (Outrigger) Çerçeve Sistemler

Dış destekli çerçeve sistemler, çevresel kolonlar ile çekirdek perdesinin birbirlerine makas sistemle bağlanması ile ortaya çıkan sistemdir. Makas sistemlerdeki diyagonal elemanlar çelik profil, burkulması önlenmiş çapraz vb. yapısal elemanlar olabilir. Günümüzde, yüksek yapılarda sönümü arttırabilmek için çapraz elemanlarda farklı malzemelerden oluşturulmuş farklı sistemler tasarlanmakta ve denenmektedir.

Dış destekler , yanal yüklere karşı yeterli etkinliği sağlamak amacıyla en az bir, genellikle iki kat derinliğinde ve bina yüksekliği boyunca en az bir seviyede tasarlanır.Yerleştirildiği yüksekliğe göre etkinliği değişmektedir. Dış destekler genellikle mekanik tesisat katlarına yerleştirilir. Bu sistemler 100 kat üzeri yüksekliklerde uygun olmayabilir [7].

Dış destek (outrigger) dizaynı ile ilgili “CTBUH Outrigger Design Guide (2012)” bir yayın yapılmıştır. Bu yayının 2.baskısı 2017 yılında yayınlanmıştır.



Şekil 2.8: Dış destek sistemin çalışma mekanizması (CTBUH Outrigger Design Guide 2017).

2.2.4. Tübüler Sistemler

1960'lı yılların başında Fazlur Khan tarafından konsol kolon prensibi ile geliştirilen sistemdir.

Bu sistem ile yüz kat ve üzeri binalar için uygun bir sistemdir. 4 ana grupta toplanabilir.

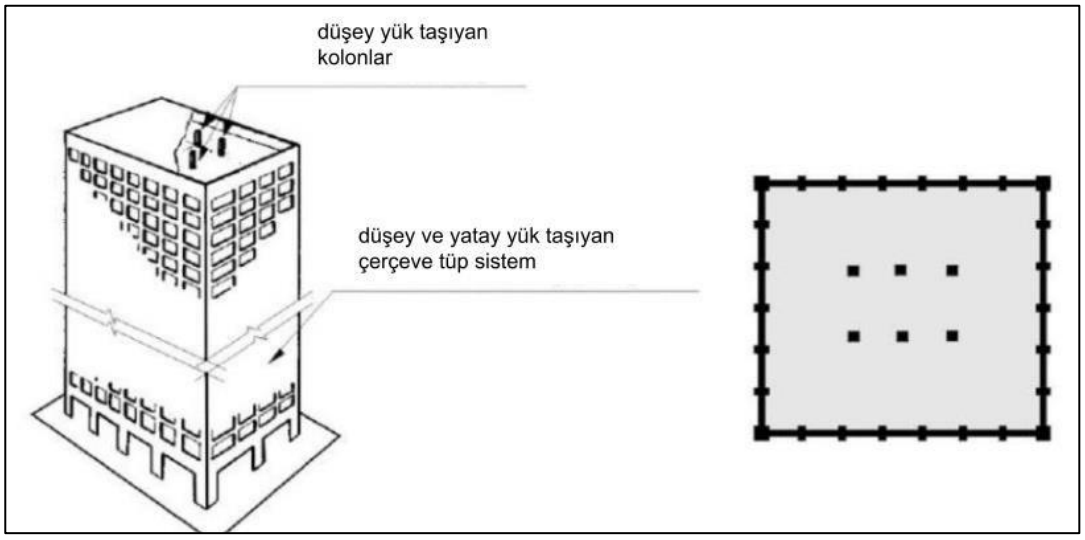
- Çerçeve Tüp Sistemler
- Kafes Tüp Sistemler
- Demet Tüp Sistemler
- Tüp içinde tüp sistemler

2.2.4.1. Çerçeve-Tüp Sistemler

Çerçeve-tüp sistemler, cephede sık aralıklarla bulunan kolonların arasında derin çerçeve kirişleriyle oluşturulan sisteme denir. Delikli perde görünümündedir.

Çerçeve-tüp sistemlerde klasik betonarme kolon aralığına göre (6m-7m) çok daha az aralıklıklarla kolon yerleşimi yapılmaktadır.Genellikle, dış çerçeve yatay yükleri taşıdığı bina içinde bulunan kolonların ise düşey yüklerin taşıdığı kabul edilir. Sık aralıklı yerleştirilmiş cephe kolonları, bina içerisinden görülen dış manzarayı panaromik olmaktan uzaklaştırır. Bina girişinde yer alan kamusal lobi mekanına geçerken, kolon sıklığı yüzünden yaşanabilecek erişim zorluklarına karşı, derin

aktarma kirişleri ya da New York'taki World Trade Center Twin Towers'da (1972) olduğu gibi branşlaşan kolonlar kullanmak çözüm olabilir [12].

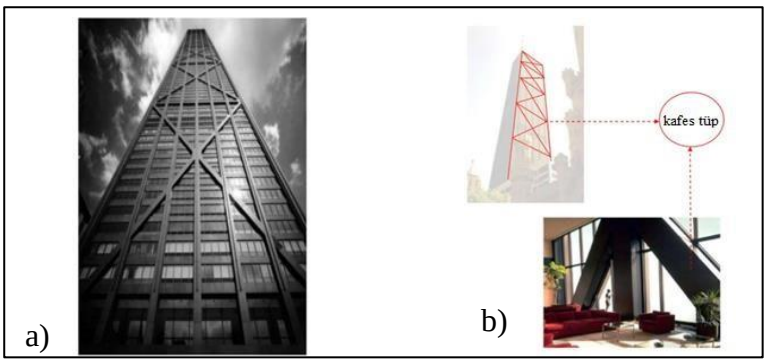


Şekil 2.9: Çerçeve tüp sistem.

2.2.4.2. Kafes-Tüp Sistemler

Kafes tüp sistemler, çerçeveli tüp sistemlerin kat yükseklikleri boyunca çaprazlar eklenerek yapının rijitliğini arttırmayı bu sayede de tüp kolonların arasındaki mesafeyi arttırmak amacı ile oluşturulmuş sistemlerdir.

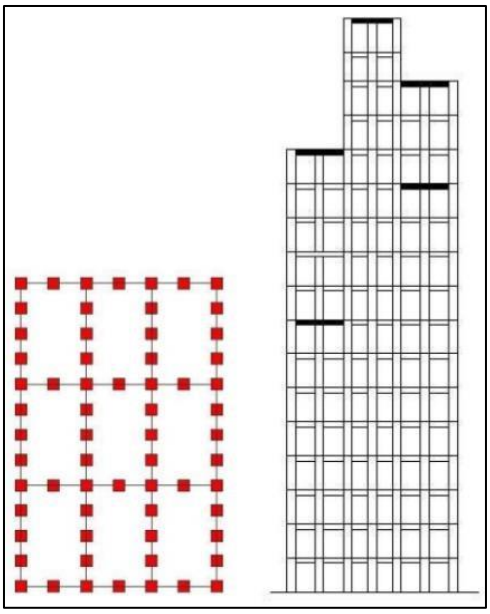
Kafes-tüp sistem ilk defa çelik yapı olacrak yapılmıştır. Ünlü strüktür mühendisi Fazlur Khan, kafes-tüp fikrinin geliştiricisi olup bunu ilk kez 100 katlı John Hancock Center'da (1969) uygulamıştır. New York'taki 50 katlı 780 Third Avenue Building (1985), kafes-tüp sistemin kullanıldığı ilk betonarme binadır [12].



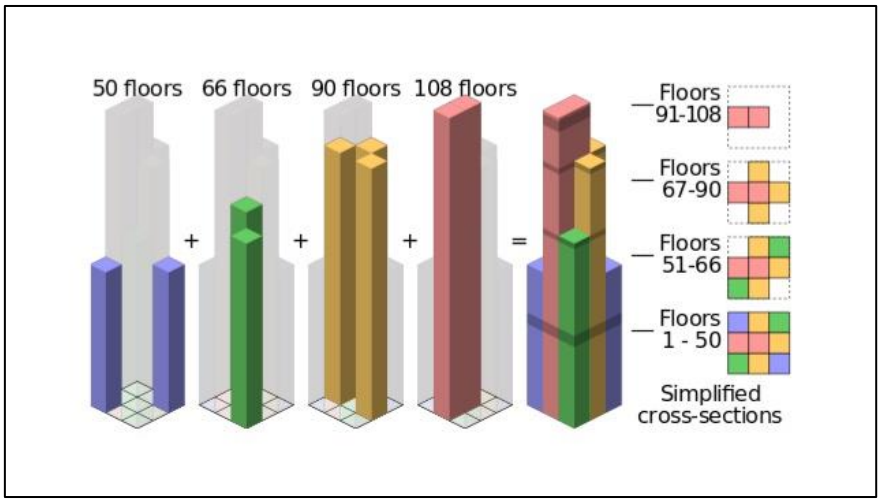
Şekil 2.10: a) John Hancock Center (1969), b) Kafes tüp sistem örneği.

2.2.4.3. Demet-Tüp Sistemler

Plandan bakıldığında tekli bir çok tüp sisteminin birleşmesinden oluşan bir tüpler kümesidir. Farklı kombinasyonlar farklı kat yüksekliklerinde yapılabilinir.Çerçeve-tüp,kafes-tüp veya her ikiside demet-tüp sistemin oluşturulmasında kullanılabilir. Geniş bir kullanıl alanına sahiptir. Örneğin Chicago'da bulunan 108 katlı Sears Tower 'da (1974) demet-tüp sistemi kullanılmıştır.



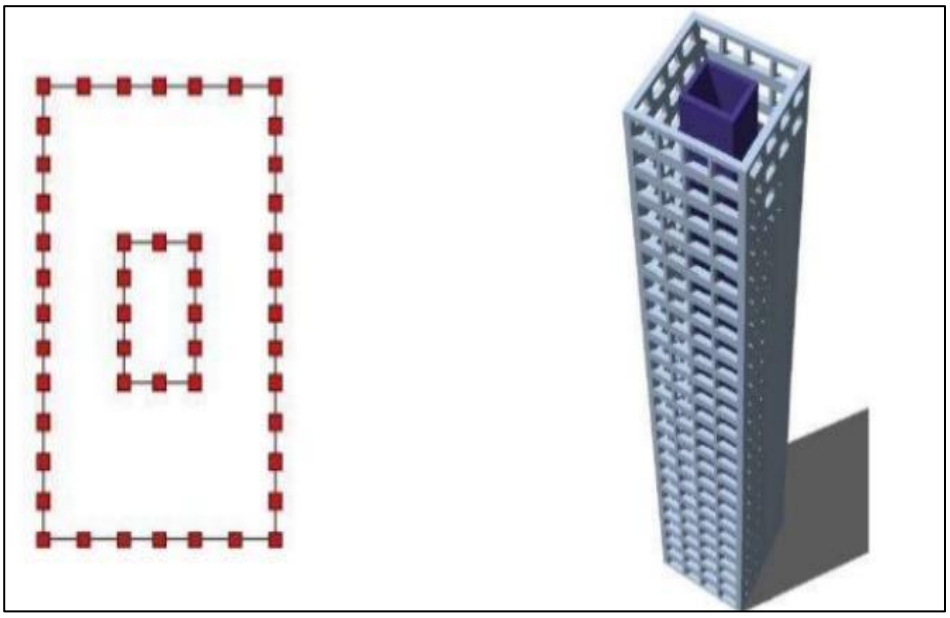
Şekil 2.11: Demet tüp sistem.



Şekil 2.12: Sears Tower, Chicago tübüler sistemi.

2.2.4.4. Tüp İçinde Tüp Sistemler

İç içe ayrı tüp sistemlerinin birleşmesi ile oluşan yapısal sistemdir. İç ve dıştaki sistemler çerçeve veya kafes tüp sistem olabilir. Yatay yüklerin taşınmasında iki tüp sistem birlikte çalışır. Birbiri arasındaki yatay yük akışı kat döşemesi ile olur. Millennium Tower, Tokyo yapısının taşıyıcı sistemi bu sisteme örnek verilebilir.



Şekil 2.13: Tüp içinde tüp sistem.

3. YÜKSEK BİNALARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ

3.1. Genel Tanımlar

Dünya genelinde artan yüksek yapı talebi, beraberinde yapısal tasarım ile ilgili bazı eksiklikleri de getirdi. Yüksek yapıların tasarımında, klasik yapı tasarımında alınan bazı kabüllerin eksik olduğu görülmüş bundan dolayı bir çok çalışma yapılmış, yayınlar yayınlanmıştır.

Ülkemiz de de artan yüksek yapı yapma talebi doğrultusunda ilk defa 2008 de "İstanbul Yüksek Yapılar Deprem Yönetmeliği" hazırlanmıştır. Geçen bir kaç yıl yapılan çalışmalar neticesinde yeni deprem yönetmeliğinde(TBDY-2017) yüksek yapı tasarımı ile ilgili geniş bilğiye yer verilmiştir.

Yönetmeliğin 13. bölümünde yüksek yapıların deprem tasarımı ile ilgili kurallar içermektedir. Klasik kabullerin eksikliğinden dolayı yönetmelikte doğrusal tasarımı sadece ön tasarımı olarak kabul etmiş ,doğrusal olmayan zamana bağlı analiz ile yapının istenilen performans seviyelerinde kalıp kalmadığının kanıtlanması istenmektedir.

Doğrusal tasarımda kabul edilen değerler ve doğrusal olmayan tasarımda tanımlanan malzeme ve eleman özellikleri TBDY-2017 ye göre ele alınacaktır.

3.2. Deprem Tasarım Sınıflandırması (DTS)

Bina kullanım sınıfına (BKS) ve yapının bulunduğu yerdeki kısa/uzun periodlara göre belirlenen, tasarım sınıfıdır [21].

Tablo 3.1: Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları (TBDY-2017).

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS = 1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS = 2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS = 3	Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0

Tablo 3.2: Deprem Tasarım Sınıfları (DTS) (TBDY-2017).

(DD-2) Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyod Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.333$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.333 \leq S_{DS} < 0.667$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.667 \leq S_{DS} < 1.00$	DTS = 2a	DTS = 2
$1.00 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

3.3. Bina Yükseklik Sınıfı

Bina tasarım sınıfına göre belirlenen sınıftır. Yönetmelikte 3. bölümde bulunmaktadır [21].

Tablo 3.3: Bina Yükseklik Sınıfı (TBDY-2017).

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

Tabloda BYS=1 olan sınıf yüksek binaların olduğu sınıftır ve bölüm 13 deki ilave kurallara göre tasarımı yapılmalıdır [21].

3.4. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

www.tdth.afad.gov.tr adresinden DD-1, DD-2, DD-3 deprem düzeyleri için ayrı ayrı Ss ve S1 değerleri alınacaktır [21].

3.4.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1)

DD-1 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %2 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem yer hareketini nitelemektedir. Bu deprem yer hareketi, göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır [21].

3.4.2. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2)

DD-2 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketini nitelemektedir. Bu deprem yer hareketi, standart tasarım deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır [21].

3.4.3. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3)

DD-3 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %50 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 72 yıl olduğu sık deprem yer hareketini nitelemektedir [21].

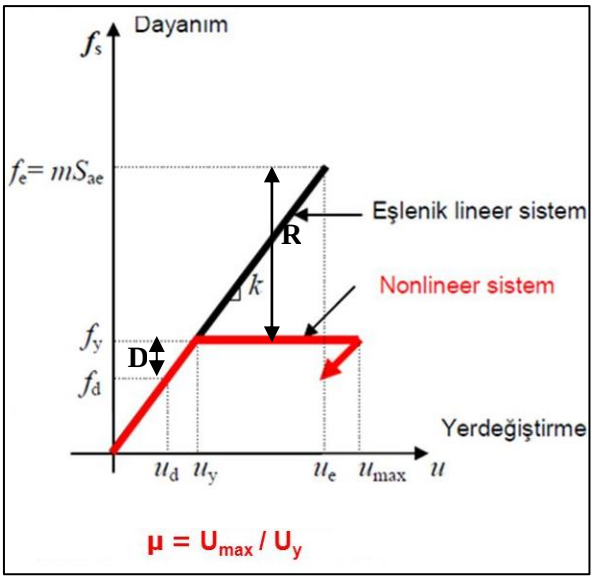
3.4.4. Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4)

DD-4 Deprem Yer Hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %68 (30 yılda aşılma olasılığı %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 43 yıl olduğu çok sık deprem yer hareketini nitelemektedir. Bu deprem yer hareketi, servis deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır [21].

3.5. Bina Davranış Katsayısını ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı

Yapılar sahip oldukları yapısal sistemlere göre belirli bir sünekliliğe sahiptir ve deprem tasarımında yapının sınırlı miktarda doğrusal olmayan bölgeye geçmesine izin verilir. Doğrusal tasarımda bu durumu yansıtmak için davranış katsayısı “R” kullanılır.

Yönetmelikte akma dayanımının tasarım dayanımına oranı olarak ifade edilen katsayıya dayanım fazlalığı katsayısı denir. Yapılarda sünek davranmayan kısımlar bu dayanım fazlalığı katsayısı ile çarpılarak tasarlanır.



Şekil 3.1: Süneklilik, R katsayı ve dayanım fazlalığı gösterimi

3.6. Bina Performans Hedefleri ve Tasarım Aşamaları

3.6.1. Bina Performans Hedefleri

TBDY 2017 dört adet deprem deprem düzeyi için tablo 3.4(b)'de normal ve ileri performans hedefleri belirtilmiştir. Doğrusal olmayan analiz sonuçları bu performans düzeylerine göre irdelenecektir. II. Aşama ile III. Aşama'nın sıraları değiştirilebilir.

Tablo 3.4: Yeni Yapılacak veya Mevcut Yüksek Binalar İçin Performans Hedefleri (BYS = 1) (TBDY 2017).

Deprem Yer H. Düzeyi	DTS=1, 2, 3, 3a, 4, 4a		DTS=1a, 2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-4	KK	DGT–ŞGDT	—	—
DD-3	—	—	HK	ŞGDT
DD-2	CG	DGT(3)	CG	DGT(3,4)
DD-1	GÖ	ŞGDT	CG	ŞGDT

Kesintisiz kullanım (KK) performans düzeyi, yapıda hasarın meydana gelmediği veya ihmal edilebilir ölçüde kaldığı performans düzeyidir.

Sınırlı hasar (SH) performans düzeyi, yapıda sınırlı düzeyde hasarın meydana geldiği, diğer bir deyişle doğrusal olmayan davranışın sınırlı kaldığı performans düzeyidir.

Kontrollü hasar (KH) performans düzeyi, yapıda çoğunlukla onarılması mümkün olan, çok ağır olmayan hasarın meydana geldiği performans düzeyidir.

Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyi, yapıda ileri düzeyde ağır hasarın meydana geldiği performans düzeyidir.

3.6.2. Tasarım Aşaması I

DD-2 deprem hareketinin etkisi ile doğrusal ön tasarım yapılacaktır.Yapı modellenmesinde elemanlar Tablo 3.6'de belirtilen etkin kesit rijitlikleriyle çarpılacaktır. Mod birleştirme yöntemi kullanılacaktır. Bölüm 4, 7, 8 ve/veya 9'da verilen kurallara ilave olarak bölüm 13'de verilen kurallar kullanılacaktır. Azaltılmış iç kuvvetlerin Eşdeğer Taban Kesme Kuvveti'ne göre arttırılması denklem 13.1'de verilen $V_{t,min}$ 'a göre yapılacaktır [21].

Tablo 3.5: DD-2 Deprem Tasarımında Kullanılacak Etkin Rijitlik Çarpanları (TBDY-2017).

Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı	Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı	
Perde – Döşeme (Düzlem İçi)	***Eksenel***	***Kayma***
Perde	0.50	0.50
Bodrum perdesi	0.80	0.50
Döşeme	0.25	0.25
Perde – Döşeme (Düzlem Dışı)	***Eğilme***	***Kesme***
Perde	0.25	1.00
Bodrum perdesi	0.50	1.00
Döşeme	0.25	1.00
Çubuk eleman	***Eğilme***	***Kesme***
Bağ kirişi	0.15	1.00
Çerçeve kirişi	0.35	1.00
Çerçeve kolonu	0.70	1.00
Perde (eşdeğer çubuk)	0.50	0.50

3.6.3. Tasarım Aşaması II

Yüksek yapının ön tasarımı yapıldıktan sonra normal performans hedefi için DD-4 deprem hareketine göre "Kesintisiz Kullanım", ileri performans hedefi için DD-3 deprem hareketine göre "Sınırlı Hasar" performans hedefini sağlaması gerekmektedir. "Kesintisiz Kullanım" performans hedefi için DGT(dayanıma göre tasarım), "Sınırlı Hasar" performans hedefi için ŞGDT(şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım) yapılmalıdır [21].

DGT yapılması durumunda bütün yapı elemanları tablo 3.6'da verilen etkin kesit rijitlik çarpanıyla çarpılmalıdır. ŞGDT yapılması durumunda sadece döşeme ve bodrum perdeleri için veriler değerler kullanılabilir. Ek dış merkezlik gözönüne alınmayacak ve sönüm %2.5 alınacaktır [21].

.

Tablo 3.6: Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanları için II. Aşamada Uygulanacak Etkin Kesit Rijitliği Çarpanları.

Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı	Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı	
Perde – Döşeme (Düzlem İçi)	***Eksenel***	***Kayma***
Perde	0.75	1.00
Bodrum perdesi	1.00	1.00
Döşeme	0.50	0.80
Perde – Döşeme (Düzlem Dışı)	***Eğilme***	***Kesme***
Perde	1.00	1.00
Bodrum perdesi	1.00	1.00
Döşeme	0.50	1.00
Çubuk eleman	***Eğilme***	***Kesme***
Bağ kirişi	0.30	1.00
Çerçeve kirişi	0.70	1.00
Çerçeve kolonu	0.90	1.00
Perde (eşdeğer çubuk)	0.80	1.00

3.6.4. Tasarım Aşaması III

Bu tasarım aşamasında zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılacaktır. Seçilen deprem kayıtları DD-1 depremine göre belirlenen elastik spektrum grafiğine göre ölçeklendirilecek ve doğrusal olmayan analizde

kullanılacaktır. Ek dış merkezlilik hesaba katılacaktır. Sönüm oranı %2.5 alınacaktır [21].

Kritik iç kuvvetler için iki doğrultuda 11 adet deprem analizinin sonucunun mutlak değer ortalamasının bir standart sapması eklenmesi ile hesaplanacaktır [21].

Kritik olmayan iç kuvvetler için iki doğrultuda 11 adet deprem analizinin sonucunun mutlak değer ortalaması ile hesaplanacaktır [21].

İki doğrultuda 11 adet deprem analizinin sonucunun ortalama göreli kat ötelemesi oranı 0.03', tek bir depremden elde edilen en büyük göreli kat ötelemesi oranı ise 0.045'i geçmeyecektir [21].

3.7. Deprem Yer Hareketi Spektrumları

3.7.1. Spektral İvme Katsayıları ve Tasarım Spektral İvme Grafikleri

www.tdth.afad.gov.tr adresinden, 2x11 farklı deprem kaydı için kısa ve uzun olmak üzere iki farklı spektral ivme katsayısı alınarak elestik spektrum grafiği oluşturulur.

Kısa periyod bölgesi için harita spektral ivme katsayısı SS, 1.0 saniye periyod için harita spektral ivme katsayısı S1'dir.

Zemin koşulu [(VS)30 =760 m/s] esas alınarak %5 sönüm oranında tek serbestlik dereceli sistemde her iki doğrultu için geometrik ortalamaları alınarak yerçekimi ivmesine bölünmesi ile oluşturulan boyutsuz katsayılardır.

Tanımlanan harita spektral ivme katsayıları SS ve S1, aşağıdaki şekilde tasarım spektral ivme katsayıları SDS ve SD1' e dönüştürülür:

$$S_{DS} = S_S * F_S \tag{3.1}$$

$$S_{D1} = S_1 * F_1 \tag{3.2}$$

Burada F_S ve F_1 yerel zemin katsayılarını göstermektedir [21].

Yerel zemin sınıfları ZA, ZB, ZC, ZD, ZE, ZF olarak sınıflandırılmıştır.ZF zemin sınıfı için sahaya özel zemin davranış analizş yapılacaktır [21].

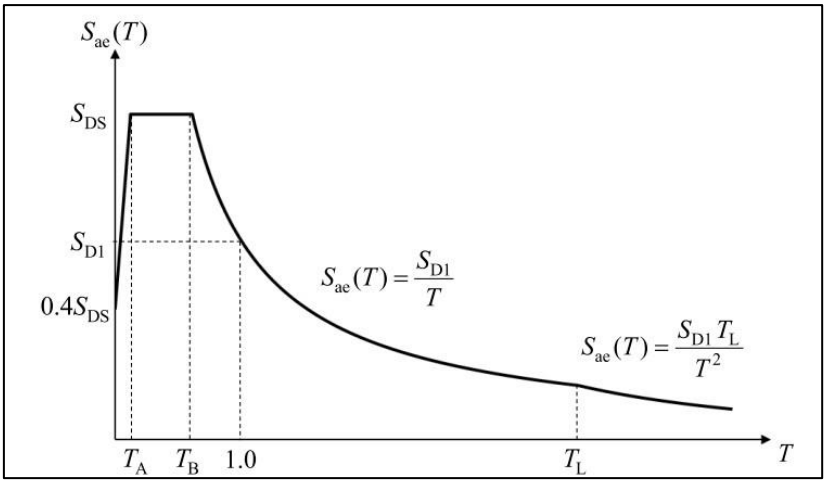
Katsayılar kullanılarak yatay elastik tasarım ivme spektrumu(Şekil 3.2), yatay elastik tasarım yerdeğiştirme spektrumu(Şekil 3.3) ve yönetmelikte belirtilen bazı durumlara göre düşey elastik tasarım ivme spektrumu oluşturulur(Şekil 3.4).

Tablo 3.7: Kısa Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Katsayıları.

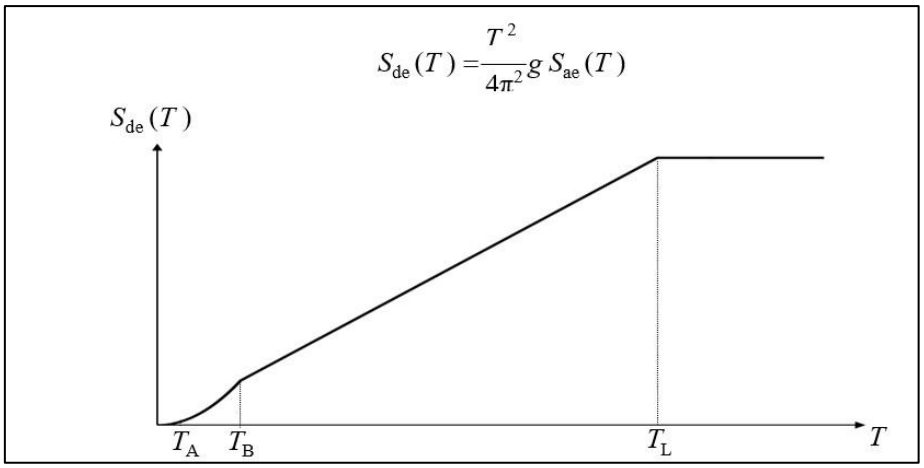
Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için *Yerel Zemin Etki Katsayısı* F_S					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	*Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır* (**Bkz.16.5**).					

Tablo 3.8: Uzun Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Katsayıları.

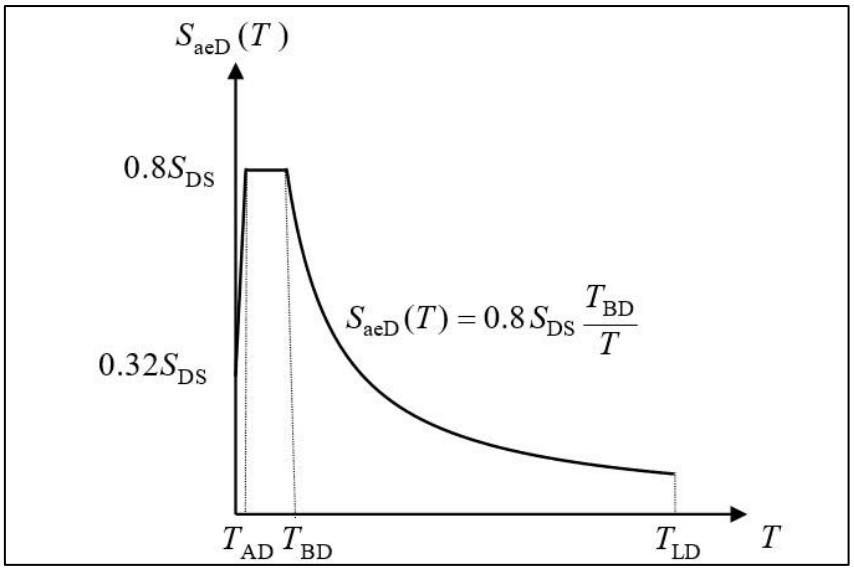
Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot için *Yerel Zemin Etki Katsayısı* F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	*Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır* (**Bkz.16.5**).					



Şekil 3.2: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu (TBDY-2017).



Şekil 3.3: Yatay elastik tasarım yer değiştirme spektrumu (TBDY-2017).



Şekil 3.4: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu (TBDY-2017).

3.7.2. Sahaya Özel Deprem Yer Hareketi Spektrumu

Yönetmelikte tariflenen tasarım spektrumu yukarıda özetlenmiştir. Yapının yapılacağı sahaya özgü analizler yapılarak o alana özel spektrumlar hazırlanabilir. Hazırlanan spektrum, yukarıda tanımlanan spektrumun ordinat değerlerinin %90'ından daha az olmamalıdır. ZF zemin sınıfındaki bölgelerde sahaya özgü spektrumların hazırlanması zorunludur [21].

3.7.3. Zaman Tanım Alanında Deprem Yer Hareketi

Zaman tanım alanında analizler, zemin sınıfına,deprem büyüklüğü,fay uzaklığına ve kaynak mekanizmasına göre seçilen deprem kayıtlarının, bulunduğu bölgeye uygun elastik spektrum grafiklerine göre, yapının hakim periyodunun 0.2T1 ile 1.5T1 periyotları arasında ölçeklendirilmesi ile oluşturulan deprem kayıtlarıyla yapılır [21].

3.8. Yüksek Yapıların Doğrusal Tasarımı

Yüksek yapı taşıyıcı elemanlarının ve birleşimlerinin deprem yükleri altındaki doğrusal tasarımında, TBDY 2017'de belirtilen betonarme binalar için bölüm 7, çelik binalar içinse bölüm 9 kullanılmalıdır.Bu bölümde detaylı olmayacak şekilde elastik tasarımda gerekli bazı kurallara değinilicektir.

3.8.1. Çerçeve Elemaların Doğrusal Tasarımı

Yüksek yapıların doğrusal tasarımında süneklilik düzeyi normal veya süneklilik karma sistemler izin verilmemektedir. Bütün yapı elemanları yapının süneklilik düzeyi yüksek olacak şekilde tasarlanmalıdır.Bu bölümde özet olacak şekilde, elastik kesit hesaplarında yönetmelikten alınan değerler anlatılacaktır.

Süneklilik düzeyi yüksek betonarme kolonları TBDY 2017 bölüm 7.3 de belirtilen kurallar doğrultusunda tasarlanmalıdır. Min kolon kenar uzunlukları dikdörtgen kesitlerde 300 mm'den, dairesel kesitlerde 350 mm den aşağı olamaz. G+Q+E yük birleşeni altında kolonlardaki eksenel başınç kuvveti $N_{dm} \leq 0.40*f_{ck}*A_c$ olmalıdır. Donatı koşulları TBDY 2017 bölüm 7.3.2, 7.3.3 ve 7.3.4'de verilen koşulları sağlamalıdır.

Süneklilik düzeyi sistemlerde hem betonarme hem çelik sistemlerde kolonlar kirişlerden %20 daha güçlü olmalıdır [1], [2], [21].

Süneklilik düzeyi yüksek betonarme kirişlerde gövde genişliği min. 250 mm olacak ,kiriş yüksekliği, kirişe dik kolon veya perde genişliklerinin toplamını geçemeyecektir. Kiriş yüksekliği döşeme kalınlığının 3 katından ve 300 mm'den az olmayacaktır. Az olması durumunda döşeme elemanlarıyla beraber modellenecek,kiriş

gibi donatılandırılacak fakat çerçeve kirişi gibi düşünülmeyecektir. Kirişteki eksenel kuvvet $N_d \leq 0.1*f_{ck}*A_c$ olacaktır. Aksi taktirde kolon olarak tasarlanacaktır. Donatı koşulları TBDY 2017 bölüm 7.4.2, 7.4.3,7.4.4 ve 7.4.5'te verilen koşulları sağlamalıdır.

Süneklilik düzeyi yüksek perdelerde gövde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/16'sından ve 250 mm den az olmayacaktır.Gövde kalınlığı planda tutulmamış uzunluğunun 1/30'undan küçük olmayacaktır.Perde kolu her iki ucundan tutulu ile gövde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/12'sinden ve 250 mm den küçük olmayacaktır. G+Q+E yük birleşeni altında perdedeki eksenel basınç kuvveti $N_{dm} \leq 0.35*f_{ck}*A_c$ olmalıdır.Kritik perde yüksekliği ve kritik perde yüksekliği üstünde perde uç bölgeleri TDBY 2017 bölüm 7.6.5 de belirtildiği gibi donatılandırılacaktır. Gövde donatıları ise TDBY 2017 bölüm 7.6.3 ve 7.6.4'de şartları sağlamalıdır.

H_w/l_w >2 olan perdelerde tasarım kesme kuvveti denklem 3.3'e göre belirlenecektir.

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} * V_d \tag{3.3}$$

Dinamik büyütme katsayısı, B_v deprem yüklerinin tamamının betonarme perdeler ile taşındığı binalarda 1.0 diğer binalarde 1.5 alınacaktır. Kesin hesap yapılmadığında $(M_p)_t \leq 1.2*(M_r)_t$ alınabilir. Ve değeri boşluksuz perdelerde G+Q+(1.2D)*E, boşluklu perdelerde ise G+Q+(1.4D)*E değerinden büyük alımasına gerek yoktur. Ve tasarım kesme kuvveti,

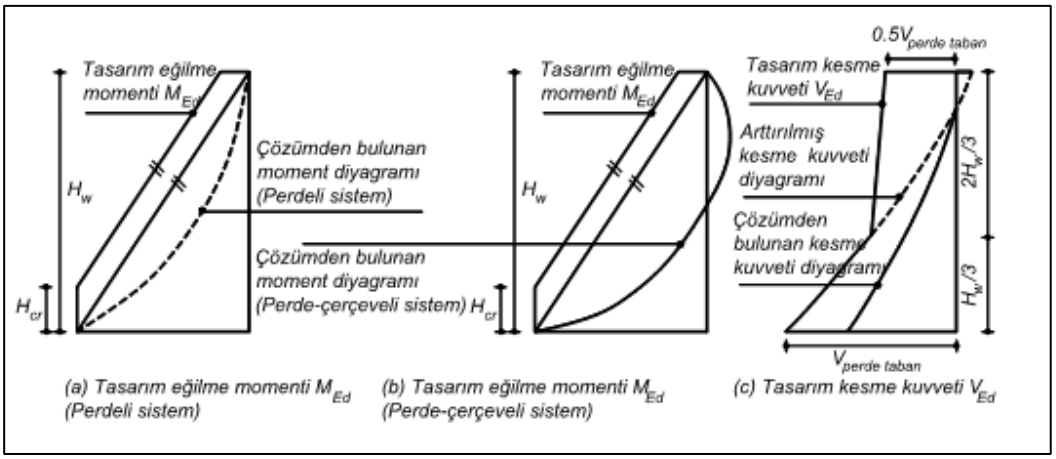
$$V_e = 0.85 * A_{ch} * \sqrt{f_{ck}} \quad \text{(Boşluksuz Perdelerde)} \tag{3.4}$$

$$V_e = 0.65 * A_{ch} * \sqrt{f_{ck}} \quad \text{(Boşluklu Perdelerde)} \tag{3.5}$$

koşullarını sağlamalıdır. Sağlamadığı durumlarda perde kesitleri büyütülmelidir. Ayrıca ,

$V_e \leq V_r = A_{ch} * (0.65 * f_{ctd} + \rho_{sh} * f_{ywd})$ olmalıdır.

$H_w/l_w > 2.0$ olan perdelerde tasarım eğilme momentleri kiritik perde yüksekliği boyunca sabit alınacaktır. Perdenin tabanında ve tepesinde hesaplanan momentleri birleştiren doğruya paralel olan doğrusal moment diyagramı uygulanacaktır [21].



Şekil 3.5: Perde tasarım momenti ve kesme kuvveti (TBDY-2017).

Bağ kirişleri çapraz donatılı ve düz donatılı olmk üzere iki şekilde teşkil edilebilir.

$$l_n > 2\ h_k \tag{3.6}$$

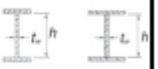
$$V_d \leq 1.5 * b_w * d * f_{ctd}\ , \tag{3.7}$$

Denklem 3.6 ve 3.7 de belirtilen koşullarının ikisini de sağlamaması durumunda çapraz donatılı yapılması gerekmektedir.Bağ kirişlerine etki eden kesme kuvveti denklem 3.8'de verilen sınırı aşmamalıdır.

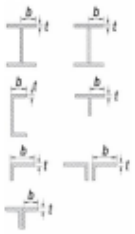
$$V_d \leq 0.85 * be * d * \sqrt{f_{ck}} \tag{3.8}$$

Çelik kirişlerde ve kolonlarda tablo 3.9 da verilen enkesit koşullarına uymalıdır.Ayrıca kirişlerde TBDY 2017 9.2.8'de belirtildiği gibi alt ve/veya üst başlıkları yanal burkulmalara karşı desteklenecektir.

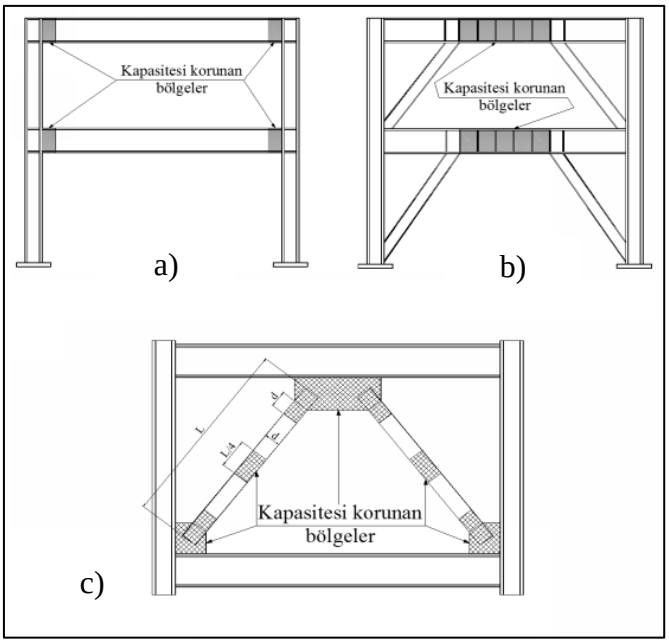
Tablo 3.9: Enkesit Koşulları.

	Eleman Tanımı	Narinlik Oranı	Sınır değerler: Süneklik Düzeyi Yüksek Elemanlar, λ_{hd}	Sınır değerler: Süneklik Düzeyi Sınırlı Elemanlar, λ_{md}	Açıklama
Rijitleştirilmiş Elemanlar	Dikdörtgen kutu kesitler	b/t	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [a]	
	Yapma dikdörtgen kutu kesitler ve I kesitinden kutu şeklinde teşkil edilmiş kesitlerin başlıkları	b/t			
	I kesitinden kutu şeklinde teşkil edilmiş kesitlerin yan levhaları ve çapraz eleman olarak kullanılacak yapma kutu kesitler	h/t			
	Çapraz eleman olarak kullanılacak I veya yapma I kesitlerin gövdeleri	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Kiriş veya kolon olarak kullanılacak I veya yapma I kesitlerin gövdeleri[b]	h/t_w	$C_a \le 0.125$ ise $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a)$	$C_a \le 0.125$ ise $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-2.75C_a)$	
	Kiriş veya kolon olarak kullanılacak I profilinden kutu şeklinde teşkil edilen enkesitlerin yan levhaları	h/t	$C_a > 0.125$ ise $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$C_a > 0.125$ ise $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Kiriş veya kolon olarak kullanılacak yapma kutu enkesitlerin gövdeleri	h/t	$C_a = \frac{\Omega_c P_a}{F_y A}$, $\Omega_c = 1.67$ (GKT)	$C_a = \frac{P_a}{\phi_c (F_y A)}$, $\phi_c = 0.90$ (YDK	

Tablo 3.9: Devamı.

	Boru enkesitli elemanlar	D/t	$0.038\frac{E}{F_y}$	$0.044\frac{E}{F_y}$ [c]	
	Eleman Tanımı	Narinlik Oranı	Sınır değerler: Süneklik Düzeyi Yüksek Elemanlar, λ_{hd}	Sınır değerler: Süneklik Düzeyi Sınırlı Elemanlar, λ_{md}	Açıklama
Rijitleştirilmemiş Elemanlar	I veya yapma I kesitlerin başlıkları, U veya T kesitler, korniyer (L) veya ayrık çift korniyerlerin kolları, sürekli birleşik çift korniyerlerin kolları	b/t	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Kompozit Elemanlar	Kutu enkesitli kompozit elemanların cidarları	b/t	$1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Boru enkesitli kompozit elemanların cidarı	D/t	$0.076\frac{E}{F_y}$	$0.15\frac{E}{F_y}$	

Süneklilik düzeyi yüksek çelik yatay yük taşıyan sistemlerde kapasitesi korunmuş bölgelerde(şekil 3.6) doğrusal olmayan davranışı olumsuz yönde etkileyecek ani kesit değişimleri, ek detayı, boşluklara, eleman bağlantılarına ve başlıklı kayma elemanlarının kullanılmasına izin verilmez [2], [3], [8].

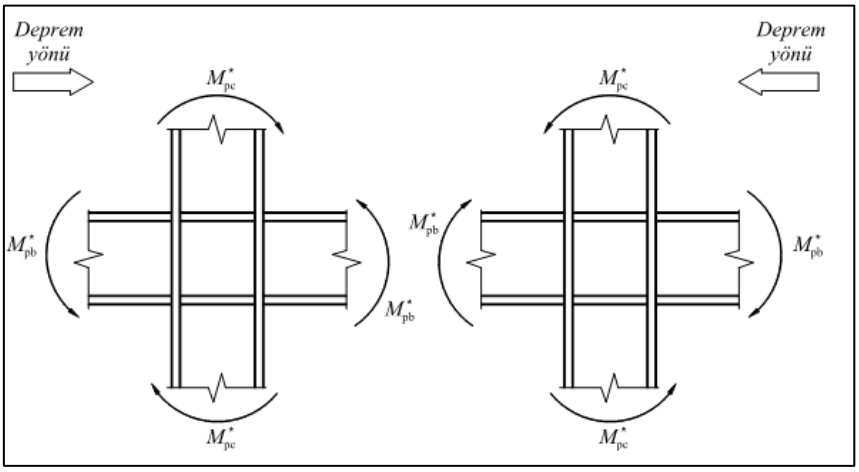


Şekil 3.6: Kapasitesi korunan bölgeler a) Moment çerçevesi, b) Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve, c) Merkezi çaprazlı çelik çerçeve (TBDY-2017).

Betonarme çerçeve sistemlerde olduğu gibi çelik çerçeve sistemlerinde de kolonlar kirişlerden güçlü olmak zorundadır.Deprem doğrultusunda kolon ve kirişlerin moment kapasiteleri (şekil 3.7) toplamı denklem 3.6'da belirtilen koşulu sağlamalıdır.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \tag{3.9}$$

$$\sum M_{pc} = \sum(W_{pc} * (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}), \sum M_{pb} = \sum(1.1 * R_y * F_{yb} * W_{pb} + M_{uv}) \tag{3.10}$$



Şekil 3.7: Deprem yönlerine göre kolon-kiriş kapasiteleri (TBDY-2017).

Kiriş-kolon birleşim bölgeleri en az 0.04 radyan göreli kat ötelemesi açısı'nı sağlaması gerekmektedir.Ayrıca kiriş birleşim kapasitesi, kiriş plastik kapasitesi ve kiriş üzerindeki yükten meydana gelecek kesme kuvvetinin oluşturduğu moment toplamını karşılaması gerekmektedir.Kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi de kirişlerin toplam kapasitelerinden oluşacak kesme kuvvetini karşılayabilmesi gerekmektedir [2], [3], [8].

Kompozit kesitlerin karakteristik dayanımları; plastik gerilme dağılımı yöntemi, şekil değiştirme uygunluk yöntemi, elastik gerilme dağılımı yöntemi veya etkin gerilme – şekil değiştirme yöntemi ne uygun olarak belirlenir.

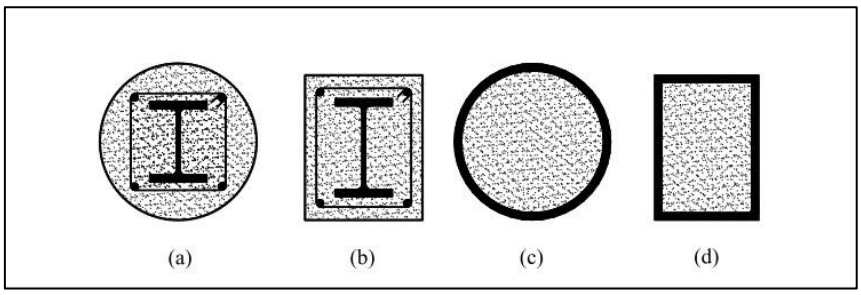
Kompozit elemanların karakteristik dayanımının belirlenmesinde betonun çekme dayanımı hesaba katılmaz. Çelik gömme kompozit elemanlarda yerel burkulma söz konusu değildir.

Plastik gerilme dağılımı yöntemi, eksenel kuvvet, eğilme momenti veya eksenel kuvvet ve eğilme momentinin bileşik etkileri altındaki kompozit en kesitlerin

karakteristik dayanımının belirlenmesi için uygulanan bu yöntemde, dikdörtgen gerilme yayılışı esas alınarak, basınç veya çekme etkisindeki çelik elemanlarda gerilmelerin Fy karakteristik akma dayanımına, basınç etkisindeki beton gerilmelerinin ise karakteristik basınç dayanımının 0.85 katına ($0.85f_{ck}$) ulaştığı varsayılır. Beton dolgulu kompozit elemanlarda, betondaki sargılama etkisi göz önünde tutularak, en büyük beton basınç gerilmesi için $0.95f_{ck}$ değerinin kullanılmasına izin verilebilir [2], [3], [8].

Şekil değiştirme uygunluk yönteminde betondaki maksimum birim kısalma 0.003 mm/mm olacak şekilde, enkesit yüksekliği boyunca doğrusal şekil değiştirme yayılışı varsayılır. Çelik ve betonun gerilme – şekil değiştirme bağıntıları deneylerden veya ilgili kaynaklardan alınabilir.

Genel olarak kompozit kolon tipleri, 3.8(a) ve 3.8(b) de gösterilen çelik gömme kompozit elemanlar, Şekil 3.8(c) ve 3.8(d) de gösterilen beton dolgulu kompozit elemanlar şeklindedir [2], [3], [8].



Şekil 3.8: Tipik kompozit elemanlar.

Çelik kompozit gömme elemanların karakteristik basınç dayanımları, eğilmeli burkulma sınır durumuna göre hesaplanacaktır.

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 \quad \text{için} \quad P_n = P_{no}\left[0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right] \tag{3.11}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} \geq 2.25 \quad \text{için} \quad P_n = 0.877P_e \tag{3.12}$$

$$P_{no} = F_yA_s + F_{ysr}A_{sr} + 0.85f_{ck}A_c \tag{3.13}$$

– Pe : Elastik burkulma yükü = $\pi^2(EI)_{ef}/(L_c)^2$

– Ac: Beton enkesit alanı

– As: Yapısal çelik çekirdek enkesit alanı

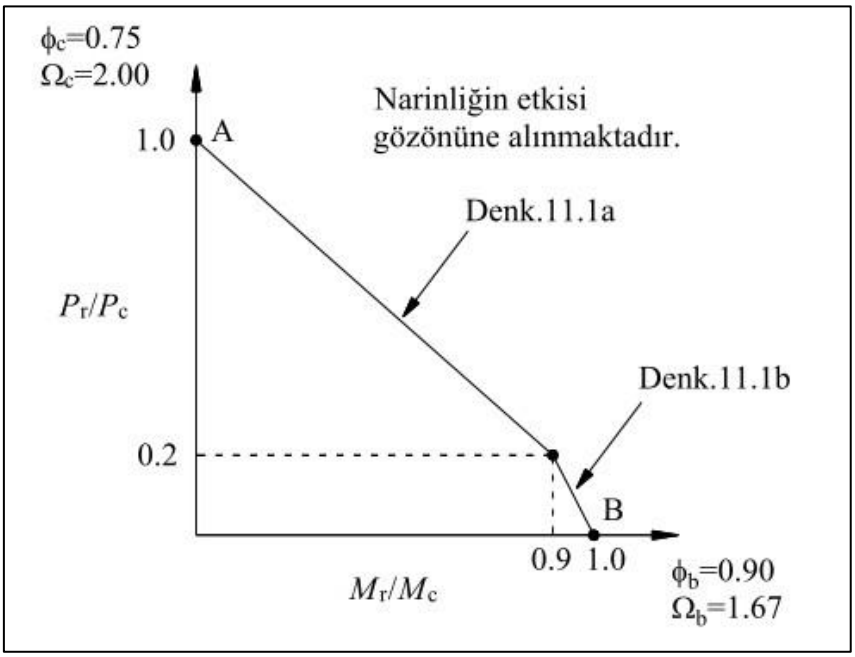
– Ec: Beton elastisite modülü

Eksenel çekme kuvveti etkisindeki, çelik gömme kompozit elemanların karakteristik çekme kuvveti dayanımı, P_na, akma sınır durumu esas alınarak denklem 3.11 ile hesaplanacaktır.

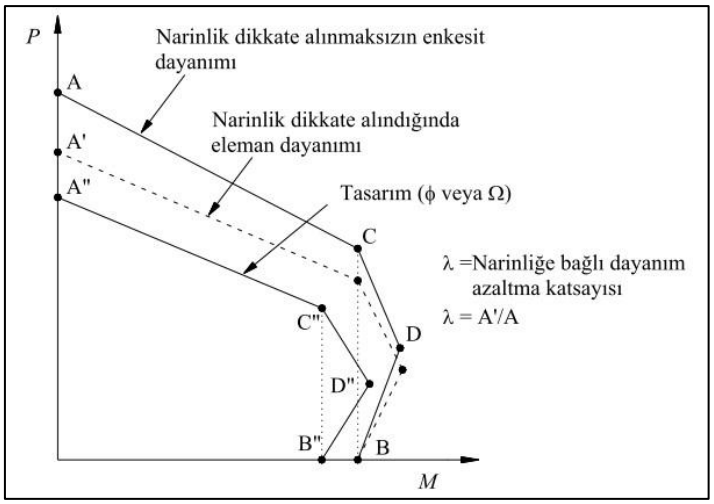
$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \tag{3.14}$$

Eksenel kuvvet ve eğilme momentinin bileşik etkisindeki kompozit elemanların tasarımı için plastik gerilme dağılımı yöntemine dayanan iki farklı yaklaşım aşağıda açıklanmaktadır.

Eksenel kuvvet ve eğilme momentinin bileşik etkisindeki çift simetri eksenli kompozit elemanların tasarımında, Şekil 3.9'de gösterilen genel etkileşim diyagramı ve Şekil 3.10'de gösterilen geliştirilmiş karşılıklı etki diyagramları kullanılacaktır.



Şekil 3.9: Kompozit elemanlar için genel etkileşim diyagramı.



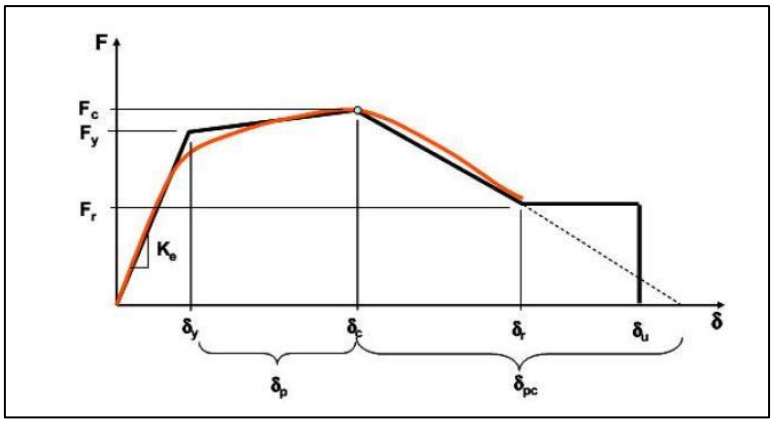
Şekil 3.10: Kompozit elemanlar için genişletilmiş karşılıklı etki diyagramı.

3.9. Yüksek Yapıların Doğrusal Olmayan Tasarımı

Yüksek yapıların deprem durumunda davranışları orta ve düşük yükseklikli yapılardan farklı olduğundan dolayı doğrusal olmayan tasarım yapılarak yapının TBDY 2017 belirtilen performans seviyelerini sağladığı kontrol edilmelidir. Tasarım için her yapısal elemanın doğrusal olmayan davranış modelleri belirlenmeli ve hesap yapılacak programa doğru bir şekilde tanımlanmalıdır [10], [11], [16], [18], [19]. Bu çalışmada dünyada kabul görmüş çeşitli programlar kullanılacaktır [9], [17], [20].

3.9.1. Davranış Eğrilerinin Tanımlanması

Davranış eğrisi, yapı elemanının çevrimsel davranışının oluşmasını sağlayan eğriye denir. Başlangıç davranış eğrisi çevrimsel yükleme yapılmadan oluşan eğriye aynı olmamakla birlikte çok benzerdir. Tipik tekdüze yükleme durumunda oluşan eğri şekil 3.7 de verilmiştir. Çevrimsel yükleme yapılmaya başladığından çevrimsel bozulmalar da başlar ve çevrimsel davranış eğrisi oluşur. Çevrimsel davranış eğrisi yükleme durumuna bağlı olarak değişir [5], [6].



Şekil 3.11: Tipik tekdüze yüklemeler ile oluşan davranış eğrisi.

Şekilde;

–F_c: Pekleşme kuvveti değeri

–F_y: Efektif akma kuvveti

–F_r: Artık kuvvet

–K_e: Efektif elastik rijitlik

–δ_p: Plastik şekil değiştirme

–δ_{pc}: Pekleşme sonrası plastik şekil değiştirme

–δ_{pc}: Pekleşme şekil değiştirme

–δ_r: Artık kuvvet için şekil değiştirme

–δ_u: Maksimum şekil değiştirme değeri

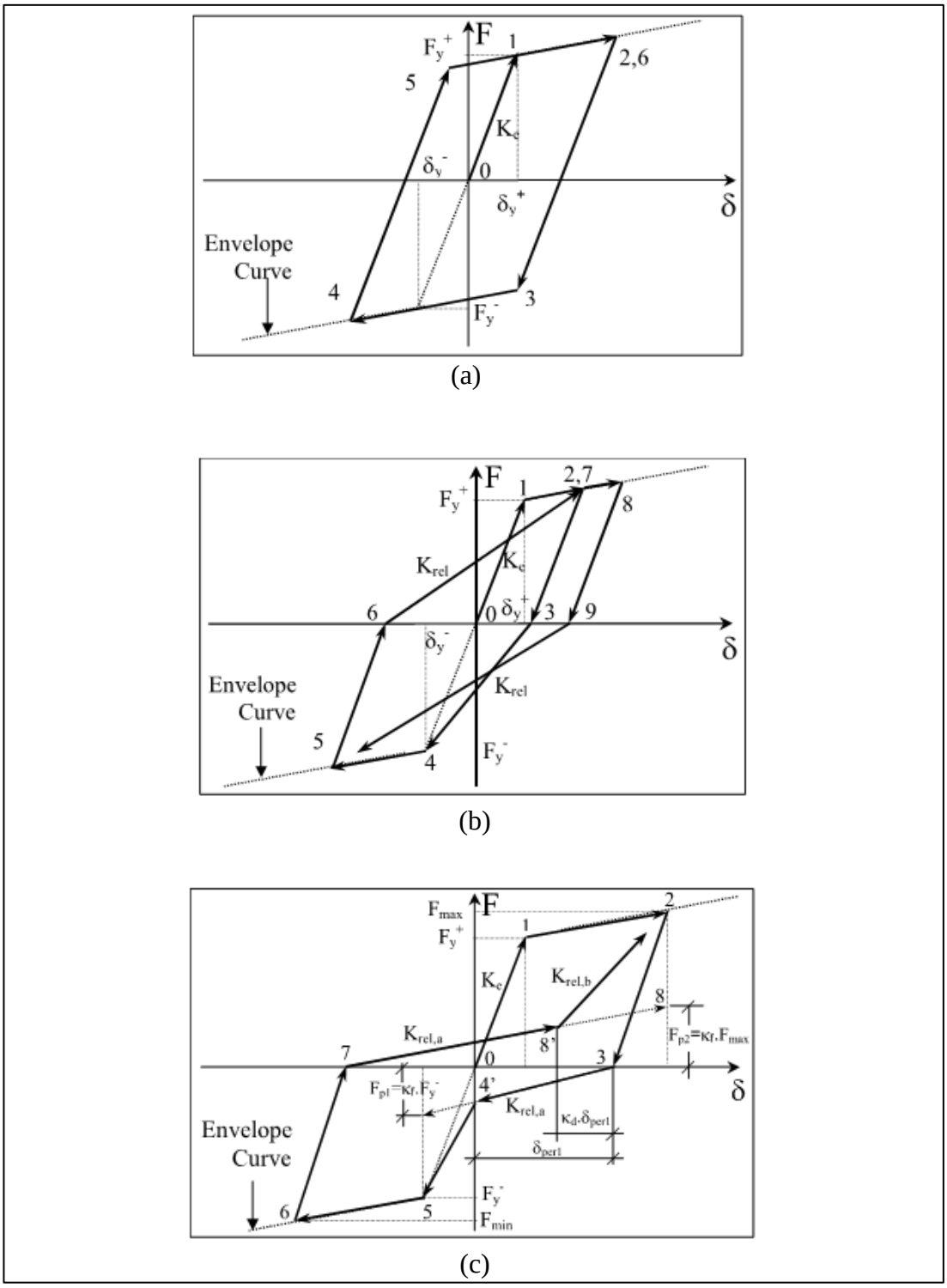
Şekilde bulunan değerler, eğilme etkisindeki bir plastik mafsal için F=M (moment), $\delta=\theta$ (dönme)'yi ifade eder.

3.9.2. Çevrimsel Davranış Modelleri

Yapı elemanları deprem yüklerine karşın doğrusal olmayan davranış göstermeleri durumunda çevrimsel davranış gösteririler ve bu davranışın yapısal modellerde tanımlayabilmek için bir çok malzeme cinsi üzerinde deneyler yapılmış ve çevrimsel modeller her bir malzeme cinsi için oluşturulmuştur.

Çevrimsel davranış modellerinde, çevrimsel davranıştan dolayı meydana gelecek bozulmaları içermektedir. Temel olarak stabil davranış gösteren 3 tip davranış modeli

vardır. Bunlar a) bilinear b) peak-oriented ve c) pinching davranış modelleridir [6], [10], [11].



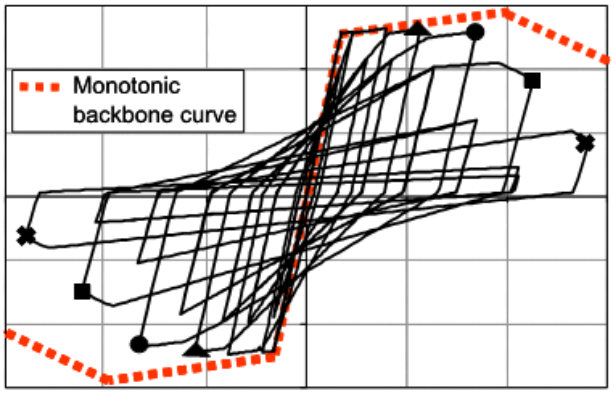
Şekil 3.12: a) Bilinear davranış modeli, b) Peak-oriented davranış modeli, c) Pinching davranış modeli (Medina ve Krawinkler, 2003).

Ayrıca üç doğrulu modeller de bulunmaktadır. Takeda modeli bunlardan bir tanesidir ve özellikle betonarme elemanlar için oluşturulmuştur. Çatlamadan önceki durumu da göz önüne aldığından üç doğrulu modeldir.

Davranış modelleri, ATC-72 de dört farklı şekilde belirtilmiştir.

• Birinci Model

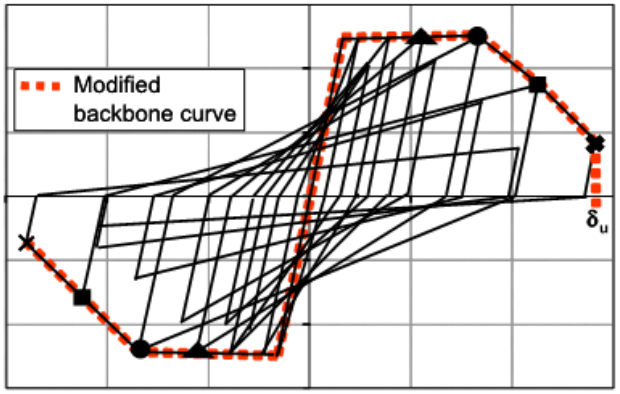
Çevrimsel bozulmalar analitik modele katılmıştır. Başlangıç davranış eğrisi referans alınarak oluşturulmuştur.(Şekil 3.13)



Şekil 3.13: Birinci analitik model (ATC-72).

• İkinci Model

Test protokollerine uygun olarak yapılmış testlerden elde edilen zarf eğrisine bulunması durumunda, bu eğri modifiye edilmiş davranış eğrisi olarak kullanılır. İlave çevrimsel bozulmaların modele etkitilmesine gerek yoktur. Maks. deformasyonlar testlerde elde edilen maks. deformasyonlara göre sınırlandırılmalıdır.(Şekil 3.14)



Şekil 3.14: İkinci analitik model (ATC-72).

• Üçüncü Model

Monotonik davranış eğrisi belli modifikasyon katsayılar ile çarpılarak oluşturulur. İlave çevrimsel bozulma etkisine gerek yoktur. malzeme cinsine ve yapısal elemanın konumuna göre modifikasyon katsayıları değişir.(Şekil 3.15)

Eğer daha kesin bir hesap yapılmadığı taktirde ATC-72 aşağıda belirtilen yaklaşık değerleri tavsiye etmektedir.

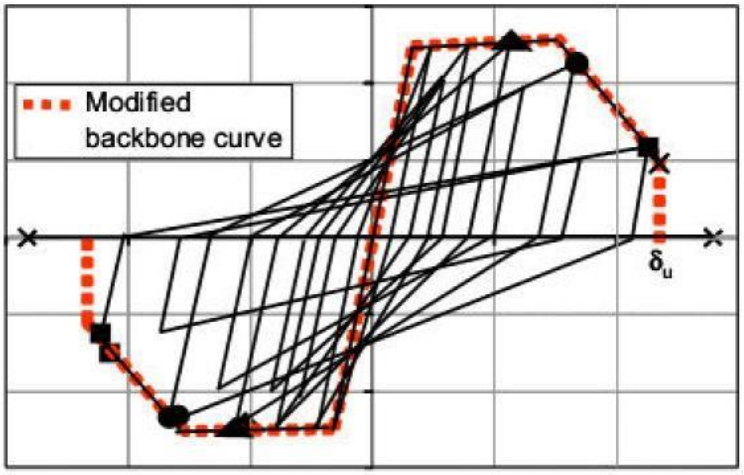
–F_c': Pekleşme kuvveti, ilk davranış eğrisindeki değerinin 0.9 katı alınabilir, ama F_y değerinden az alınamaz.

–δ_p': Pekleşme öncesi plastik deformaston, ilk davranş eğrisindeki δ_p değerinin 0.7 katı alınabilir.

–δ_{pc}': Pekleşme sonrası plastik deformaston, ilk davranş eğrisindeki δ_{pc} değerinin 0.5 katı alınabilir.

–δ_u': Maksimum deformasyon, ilk davranış eğrisindeki δ_c değerinin 1.5 katı olarak alınabilir.

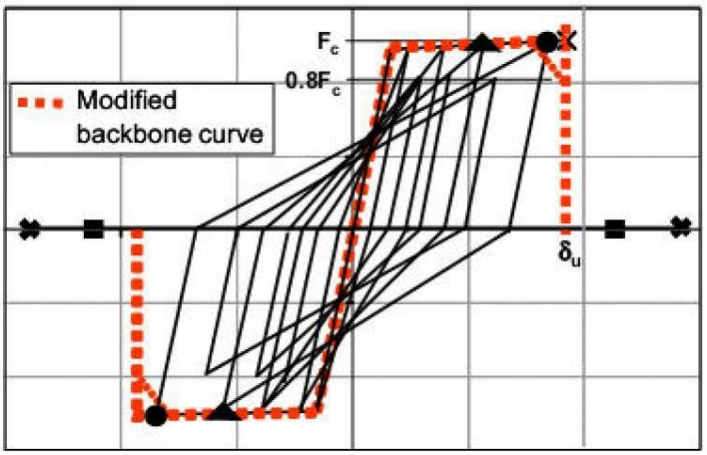
–F_r': Artık kuvvet, ilk davranış eğrisindeki F_r değerinin 0.7 katı alınabilir.



Şekil 3.15: Üçüncü analitik model (ATC-72).

• Dördüncü Modelde

Pekleşmenin akabinde azalan rijitlik, analitik modele dahil edilmezse en büyük şekil değiştirme, pekleşmedeki kuvvetin 0.8 katına denk gelen şekil değiştirmeye göre sınırlandırılır.(Şekil 3.16)



Şekil 3.16: Dördüncü analitik model (ATC-72).

3.9.3. Betonarme Kolon ve Kirişlerin Modellenmesi

Betonarme kolon ve kirişlerin deprem yükleri altında doğrusal olmayan davranış gösterdiklerinde deprem seviyelerine göre brüt kesitleri azalır. Bundan dolayı analize başlamadan yapısal elemanlar önce çatlamış kesit rijitlik çarpanları ile azaltılır. Bu sayede etki edecek deprem düzeyine göre yapının modu ve sönümü düzgün hesaplanmış olacaktır. Ayrıca yapısal elemanlarda meydana gelecek zararları elemana yansıta bilmek için plastik mafsal tanımlaması yapılacaktır.

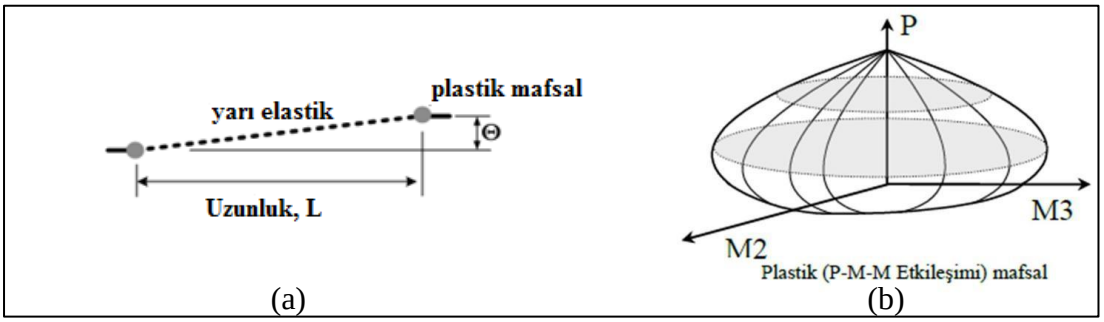
Çatlamış kesit rijitliği, etki eden deprem düzeyine göre betonarme yapısal elemanlarda çatlamalar meydana gelecektir. Bu çatlamalar yapısal elemanların rijitliklerini azaltacaktır. Bundan dolayı azalacak olan rijitlik miktarı önceden hesaplanarak yapısal elemanlara tanımlanacaktır.TBDY-2017'de yüksek yapıların performansının belirlenmesinde üç aşama vardır. Bu aşamaların birincisinde, yani doğrusal tasarımdan, TBDY-2017 tablo 4.2' de belirtilen çatlamış kesit rijitlik çarpanları kullanılacaktır. İkinci aşamasında TBDY-2017 tablo 13.1'de belirtilen çatlamış kesit rijitlik çarpanları kullanılacaktır. Üçüncü aşamasında ise çatlamış kesit rijitlik katsayıları her bir elemanın donatı durumuna göre denklem 3.12 ve 3.13'ye göre hesaplanacaktır.

$$(EI)_c = \frac{M_y}{\theta_y} * \frac{L_s}{3} \tag{3.15}$$

$$\theta_y = \frac{\varphi_y L_s}{3} + 0.0015\eta\left(1 + 1.5\frac{h}{L_s}\right) + \frac{\varphi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \tag{3.16}$$

Burada φ_y plastik mafsal kesitindeki etkin akma eğrilerini göstermektedir. Kiriş ve kolonlarda η=1, perdelerde ise η=0.5 alınacaktır. h kesit yüksekliğidir. Akma durumları için donatı sıyrılması dönmesini ifade eden son terimde yer alan d_b mesnede (düğüm noktasına veya temele) kenetlenen donatı çeliklerinin ortalama çapını, f_{ce} ve f_{ye} ise betonun ortalama (beklenen) basınç dayanımı ile donatı ortalama akma dayanımını göstermektedir. Etkin kesit rijitliği ile çarpılan çubuk elemanlara yığılı plastik mafsallar tanımlanacaktır.

Yığılı plastik mafsal, betonarme yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışları yığılı plastik mafsallar(şekil 3.17) ile modellenebilir . Hesaplanan davranış eğrisi kiriş veya kolon uçlarına tanımlanır [5], [6], [10], [11], [16].



Şekil 3.17: a) İdalize edilmiş eğilme elemanı, b) Etkileşim diyagramı.

TBDY-2017 yönetmeliğinde bölüm 5.8 belirtilen denklemler ile moment-plastik dönme ilişkisi her bir kesit için hesaplanacaktır. Yönetmelikte betonarme kiriş ve kolonlar için önceki bölümlerde anlattılan dördüncü model kullanılmaktadır. Plastik dönme değeri denklem 3.14 işe elde edilir.

$$\theta_p^{(GÖ)} = \frac{2}{3}\left[(\varphi_u - \varphi_y)L_p\left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5\varphi_u d_b\right] \tag{3.17}$$

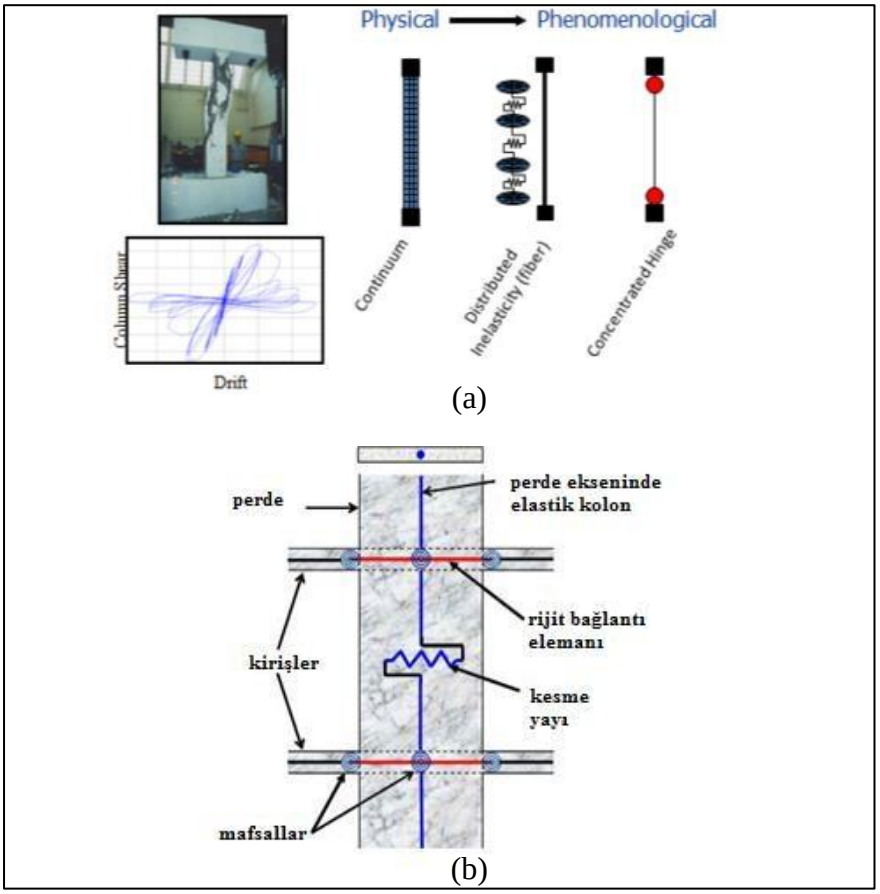
Φ_u, kesite etkiyen eksenel kuvvet dikkate alınarak GÖ performans düzeyi için hesaplanan beton ve çelik birim şekil değiştirmelerin sınırları içinde kesitin toplam eğriliğini göstermektedir.Lp ise plastik mafsal boyudur.

3.9.4. Betonarme Perdelerin Modellenmesi

Betonarme perdelerin modellemesinde orta-dikme çubuk modeli veya sonlu elemanlar kabuk modeli kullanılabilir [5], [6], [10], [11], [16].

Orta dikme çubuk modeli, perde eksenine eşdeğer kolon, kat kotlarında ise rijit kirişler tanımlanarak oluşturulan sistemdir(Şekil 3.18). Kolon üst ve alt kısımlarına yığılı plastik mafsal tanımlanır. Arada kalan kısım iste elastik tanımlanır.

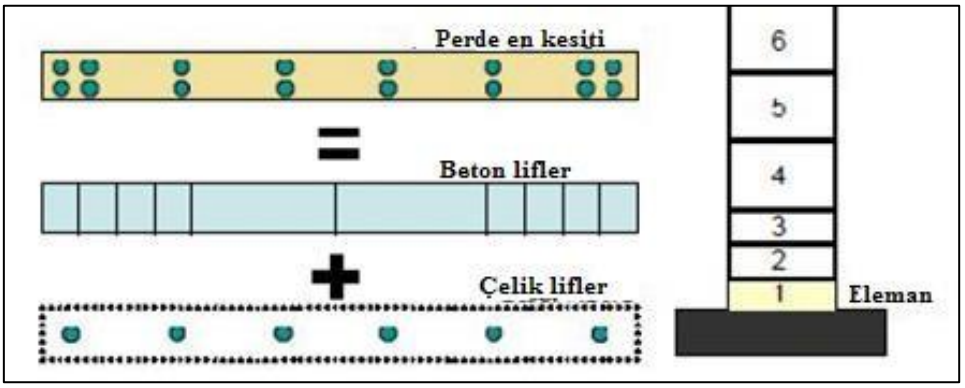
Poligon geometrisine sahip perdelerde bu model ile perdeyi doğrusal olmayan şekilde tanımlamak zordur.



Şekil 3.18: a)Perde modelleme çeşitleri, b) Orta dikme çubuk modeli (ATC-72).

Fiber eleman modeli ise beton ve donatı elemanlar ayrı ayrı tanımlanarak bir bütün oluşturulur. Böylece beton ve donatı çeliğinin malzeme tanımlaması yeterlidir. Ayrıca bir davranış eğrisi tanımlamamıza gerek yoktur. Elemanın tanımlanan sargılı ve sargısız beton, donatı özelliklerine göre doğrusal olmayan davranışta rijitlik değişimi

kendiliğinden olur. Fiber modelde betonarme perdelerin meshleme boyları, plastik mafsal boyu kadar olması yeterlidir (Şekil 3.19).

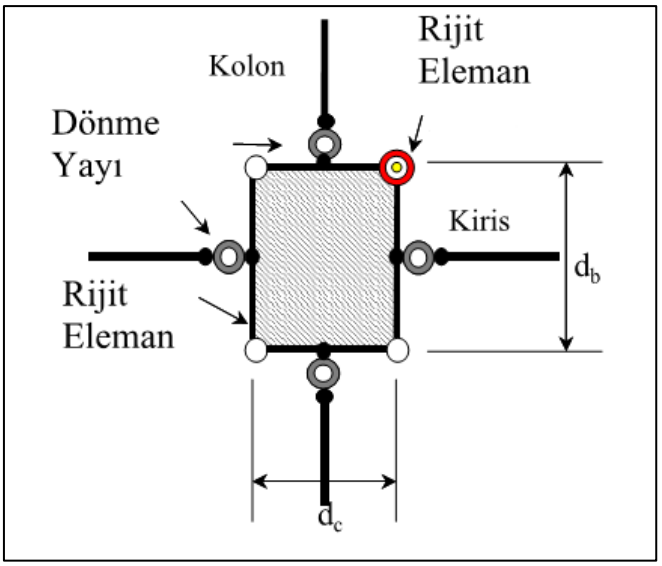


Şekil 3.19: Fiber (lif) model (ATC-72).

3.9.5. Çelik Kirişlerin Modellenmesi

Süneklilik düzeyi yüksek çelik kirişlerde doğrusal olmayan davranış esnasında yanal burulmalı burkulma meydana gelmediği kabulü ile eleman modellemesi yapılmaktadır [5], [6], [10], [11], [16]. Başlıkların alt ve üstlerden belirli mesafelerde tutulduğu kabul edilmektedir. Çelik kirişlerin tipik M-Ɵ davranış eğrisi şekil 3.21'de belirtildiği gibidir.

Ayrıca kiriş başlıkları ve kolon başlıkları arasında kalan kesme bölgesi de doğrusal olmayan davranış göstereceğinden, doğrusal olmayan davranış modellemesi yapılmalıdır.Panel bölgesinin modellenmesinde en uygun model Krawingler'in yapımış olduğu modeldir [5], [6]. Bu model için, her bir panel bölgesini modellemek için 4 köşeden düğüm noktası tanımlanmış 8 adet rijit eleman gerekmektedir(Şekil 3.20). Rijit elemanların köşelerine veya çubuk elemanların bağlandığı kısımlara yaylar tanımlanmalıdır. Performans değerleri tablo 3.11 da verilmiştir.



Şekil 3.20: Panel bölgesi analitik modeli (ATC-72).

Çelik kirişlerin moment-dönme eğrisi TBDY-2017'de 5C.1 ve ASCE 41-13 tablo 9-7.1'de belirtildiği gibi tanımlanacaktır.

$$\theta_y = \frac{W_p F_{ye} l_b}{6El_b} \tag{3.18}$$

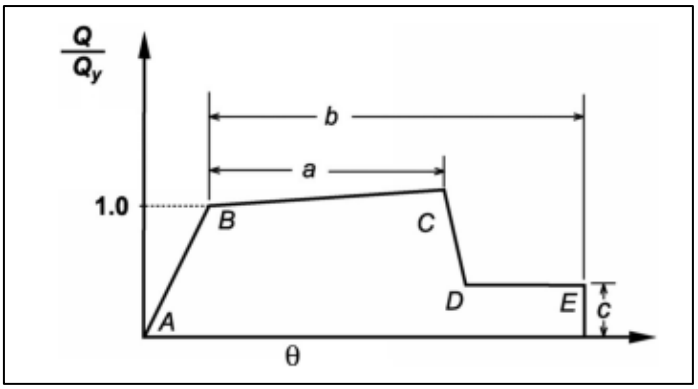
$$M_p = F_{ye} * W_p \tag{3.19}$$

–l_b : Kiriş boyu (m)

–F_{ye}: Yapı çeliğinin beklenen akma gerilmesi (kN/m^2)

–W_p: Plastik mukavemet momenti (m^3)

–Θ_y: Akma durumundaki kesit dönmesi (rad)



Şekil 3.21: Tipik M-Θ davranış eğrisi (ASCE41-13).

Çelik kirişler TBDY-2017'de verilen performans değerlerine göre değerlendirilmelidir. Performans değerleri tablo 3.10 da verilmiştir.

Tablo 3.10: Çelik Kirişlerde Plastik Dönme Sınırları.

Kiriş (Eğilme)	Şekildeğiştirme Sınırları		
	SH	KH	GÖ
Süneklik Düzeyi Yüksek (Bkz.Tablo 9.3)	$1\,\theta_y$	$6\,\theta_y$	$9\,\theta_y$
Süneklik Düzeyi Sınırlı (Bkz.Tablo 9.3)	$0.25\,\theta_y$	$3\,\theta_y$	$4\,\theta_y$

3.9.6. Çelik Kolonların Modellenmesi

Çelik kolonları doğrusal olmayan davranışı eksenel yüke göre TBDY-2017 de sınırlandırılmıştır. P/Pc >0.5 olması durumundan TBDY-2017 kolonların doğrusal davranış göstermesine izin vermemektedir. Kolon akma dönmesi aşağıda belirtilen denklemle belirlenecektir.

$$\theta_y = \frac{W_p F_{ye} l_k}{6 E I_k}\left[1 - \frac{P}{P_{ye}}\right] \tag{3.20}$$

–l_k : Kolon boyu (m)

–F_{ye}: Yapı çeliğinin beklenen akma gerilmesi (kN/m^2)

–W_p: Plastik mukavemet momenti (m^3)

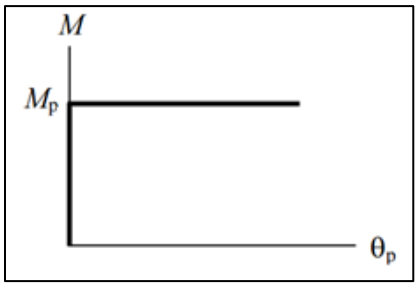
–Θ_y: Akma durumundaki kesit dönmesi (rad)

–W_p: Plastik mukavemet momenti (m^3)

–P: Maksimum plastik dönme durumunda kolondaki eksenel kuvvet (kN)

–P_{ye}: Çelik elemanın beklenen eksenel akma kuvveti (kN)

Çelik kolonlar TBDY-2017'de verilen performans değerlerine göre değerlendirilmelidir. Performans değerleri tablo 3.11 da verilmiştir.Çelik kolonlar için kullanılan M-Θ grafiği şekil 3.22'de belirtilmiştir.



Şekil 3.22: Kolon elemanların M-ϴ davranış grafiği.

Tablo 3.11: Çelik Kolonların Plastik Dönme Sınırları(TBDY-2017).

Kolon (Eğilme)	Plastik Dönme Sınırları [rad]		
	SH	KH	GÖ
$P / P_c < 0.20$ (Bkz.**Tablo 9.3**)			
Süneklik Düzeyi Yüksek	$1\,\theta_y$	$6\,\theta_y$	$9\,\theta_y$
Süneklik Düzeyi Sınırlı	$0.25\,\theta_y$	$3\,\theta_y$	$4\,\theta_y$
$0.20 \le P / P_c \le 0.50$ (Bkz.**Tablo 9.3**)			
Süneklik Düzeyi Yüksek	$1.5\,(1-1.66\,P/P_c)\theta_y$	$9\,(1-1.66\,P/P_c)\theta_y$	$13.5\,(1-1.66\,P/P_c)\theta_y$
Süneklik Düzeyi Sınırlı	$0.25\,\theta_y$	$0.7\,\theta_y$	$1\,\theta_y$
Kayma Bölgesi	$1\,\theta_y$	$9\,\theta_y$	$12\,\theta_y$

Kolonların olası plastik mafsal bölgeleri kolon uç noktalarında oluşmaktadır.

3.9.7. Dış Destek Elemanlarının Modellenmesi

Yüksek yapılarda çekirdek perdeleri konsol kolon şeklinde çalıştığından eğilme momentleri çok yüksektir. Bu eğilme momentleri dıştan destek sistemiyle belirli katlarda kolonlara eksenel yük olarak dağıtılabilir. Fakat bu dağıtma dış destek elemanlarında yüksek basınç ve çekme oluşturmaktadır.Bundan dolayı dış destek elemanlarında özellikle basınç altında çalışacak elemanların doğrusal olmaayan davranışları düzgün modellenmesi gerekmektedir.Tez kapsamında dış destek elemanları ASCE41-13 tablo 9.8'e göre modellenecektir.

3.9.8. Kompozit Kolonların Modellenmesi

Literatürde betonarme ve çelik elemanlar gibi kompozit elemanların M-Dönme eğrilerini oluşturabilecek formüller bulunmamaktadır. Bundan dolayı kompozit kolon

elemanların doğrusal olmayan davranışları modellenirken beton, donatı çeliği ve yapısal çelik elemanlarının malzeme davranışları tanımlanıp fiber olarak modellenebilir. Bu tezin içeriğinde betonarme kolon elemanlar fiber olarak modellenip bu şekilde kontrol edilecektir.Sınır değerler beton ve çelik için hesaplanan birim şekil değiştirmelere göre belirlenmiştir.

3.9.9. Bağ Kirişlerin Modellenmesi

Bağ kirişlerinin modellenmesinde en önemli etkenlerden biri kesit yüksekliği ile net açıklık oranıdır. Bu oran ve beklenilen sünek davranışına göre kesit etkili rijitliği değişmektedir. Yeni Zelanda standartına göre bu değişim tablo 3.12'den alınan değerler ile denklem 3.18 ile hesaplanabilir [6].

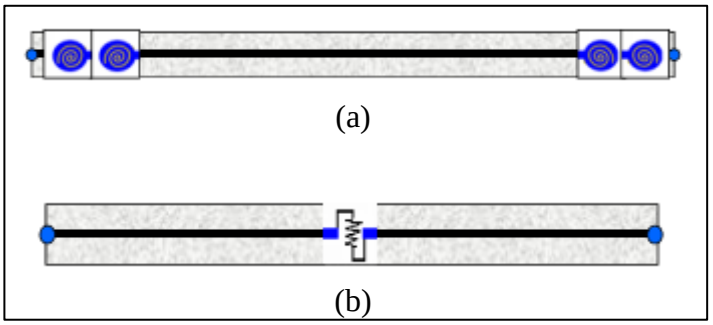
$$I_e = \frac{A}{B + C\left(\frac{h}{l_n}\right)} I_g \tag{3.21}$$

Tablo 3.12: Yeni Zelanda Kodu Etkin Rijitlik Hesaplama Değerleri.

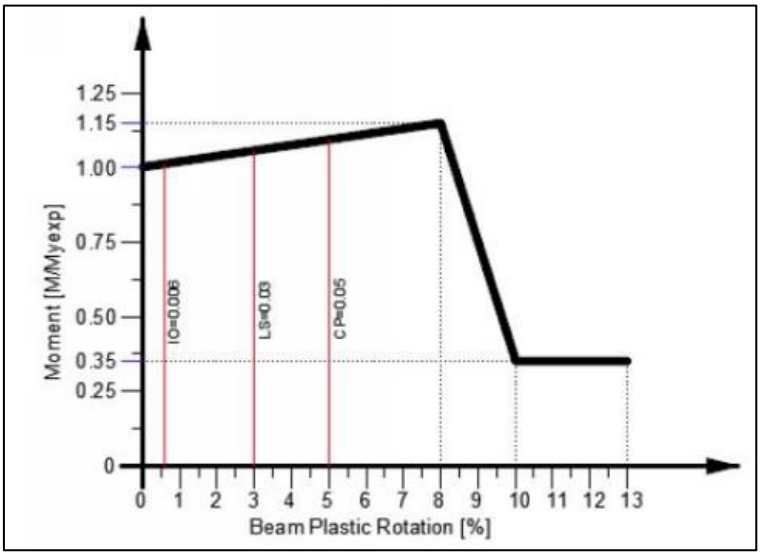
New Zealand Standard 3101 Coupling Beam Coefficients						
	Diagonally Reinforced			*Conventionally Reinforced*		
Ductility	*A*	*B*	*C*	*A*	*B*	*C*
1.25	1.00	1.7	1.3	1.00	1.0	5.0
3.0	0.70	1.7	2.7	0.70	1.0	8.0
4.5	0.55	1.7	2.7	0.55	1.0	8.0
6.0	0.40	1.7	2.7	0.40	1.0	8.0

TBDY-2017'de ise bağ kirişler için etkili eğilme rijitlik $(EI)_e$= 0.15*EI tanımlamıştır. ATC 72 4.3.1'de de $(EI)_e$= 0.15*EI alınmasını önermektedir.

Analitik modellemede moment plastik mafsalı veya kesme plastik mafsalı kullılabilir(Şekil 3.23a ve şekil 3.23b). Moment plastik mafsalı kiriş uçlarında, kesme plastik mafsalı ise kiriş ortasında verilecektir. ATC 72 $l_n/h \geq 2$ ise G_c=0.4 E_c ve $(EI)_e$=0.15 EI ve $l_n/h \leq 1.4$ ise G_c=0.1 E_c ve $(EI)_e$=0.15 EI alınmasını önermektedir. Ara değerler için lineer itarasyon yapılabilinir.

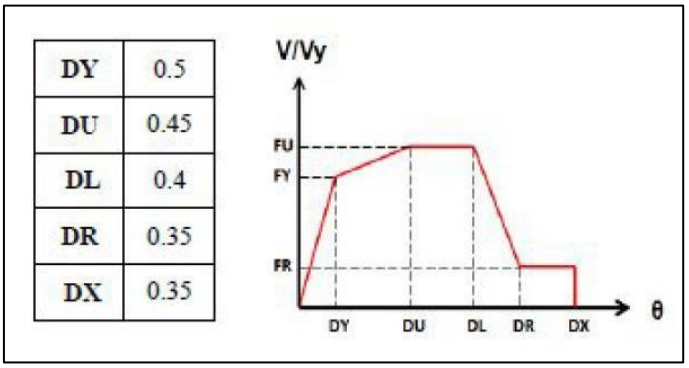


Şekil 3.23: a)Moment-dönme plastik mafsalı,
b) Kesme-deplasman plastik mafsalı.



Şekil 3.24: Çapraz donatılı bağ kiriş tipik davranış eğrisi [14], [15].

Çevrimsel enerji azalım ilişkisi belirleyen parametreler Tuna'nın (2012) çalışmasında gösterildiği gibi tanımlanmıştır [22]. Performans kabul kriterleri TBDY-2017'ye göre belirlenmiştir. DY, DU, DL, DR, DX değerleri çevrimsel davranışta bağ kirişteki enerji azalım parametrelerini vermektedir [22].



DY	0.5
DU	0.45
DL	0.4
DR	0.35
DX	0.35

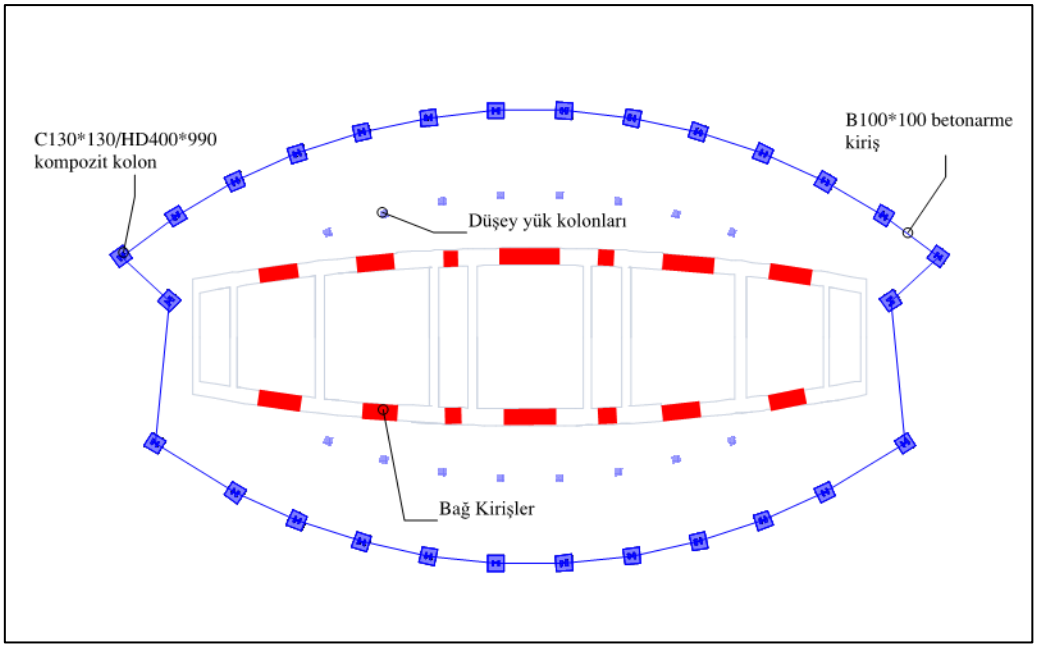
Şekil 3.25: Enerji azalım ilişkisi parametreleri [22].

4. SAYISAL UYGULAMA

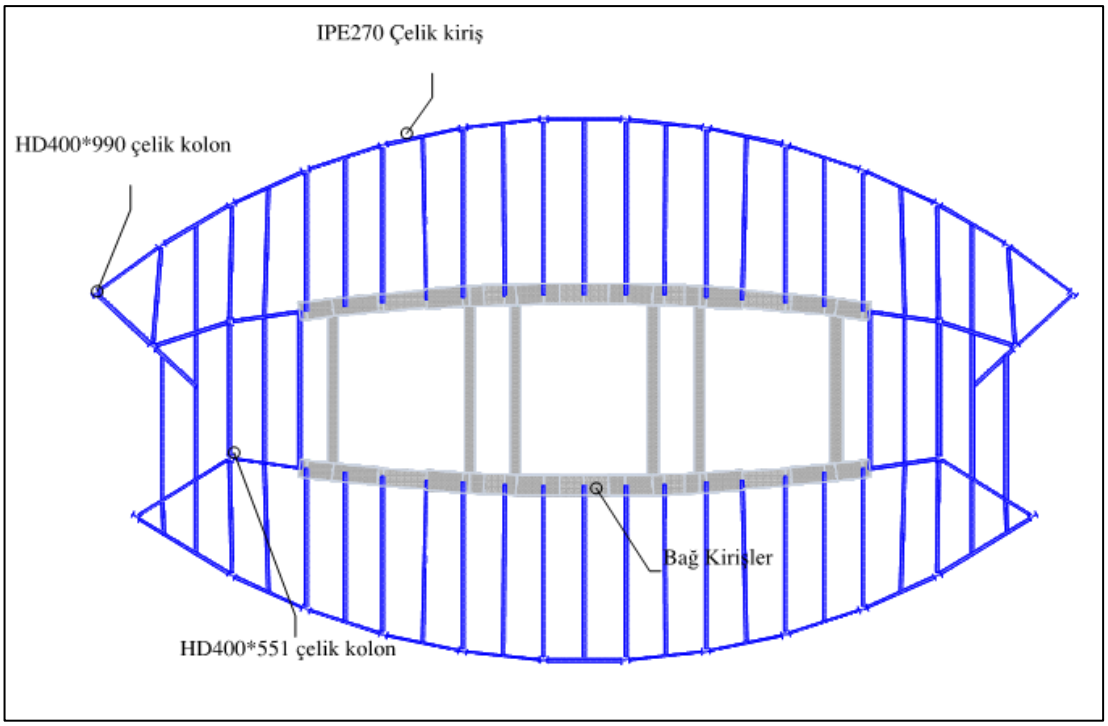
4.1. Yapısal Model Taşıyıcı Sistemleri ve Yük Kabulleri

Yapı 42 katlı ve 174 m yüksekliğindedir. Geometrisi simetrik olup, Naberejnaya(St.Petersburg) kulesinin geometrisi alınmıştır. Orta kısmında yapı boyunca devam eden çekirdek perdesi bulunmaktadır.Çelirdek perdesi bir yönde boşluklu diğer yönde ise boşluksuz perde olarak tasarlanmıştır. Boşluklu perdeler arasında kalan kiriş bağ kiriş olarak tasarlanmıştır. Orta ve en üstte outriger (dış destek) bulunmaktadır. Kolonlar yüksek eksenel yüklerden dolayı belirli kata kadar kompozit, belirli kattan sonra çelik kolonlar olarak tasarlanmıştır. Kompozit kolonların olduğu katlar mantar döşeme olarak tasarlandığından kirişler betonarme kiriş olarak düşünülmüştür. Belirli katlardan sonra kirişler çelik kiriş olarak devam etmektedir. Mantar döşemeler doğrusal olmayan analizde modellenmemiştir. Yapının genel geometrisi Şekil 4.1-4.5'de gösterilmiştir.

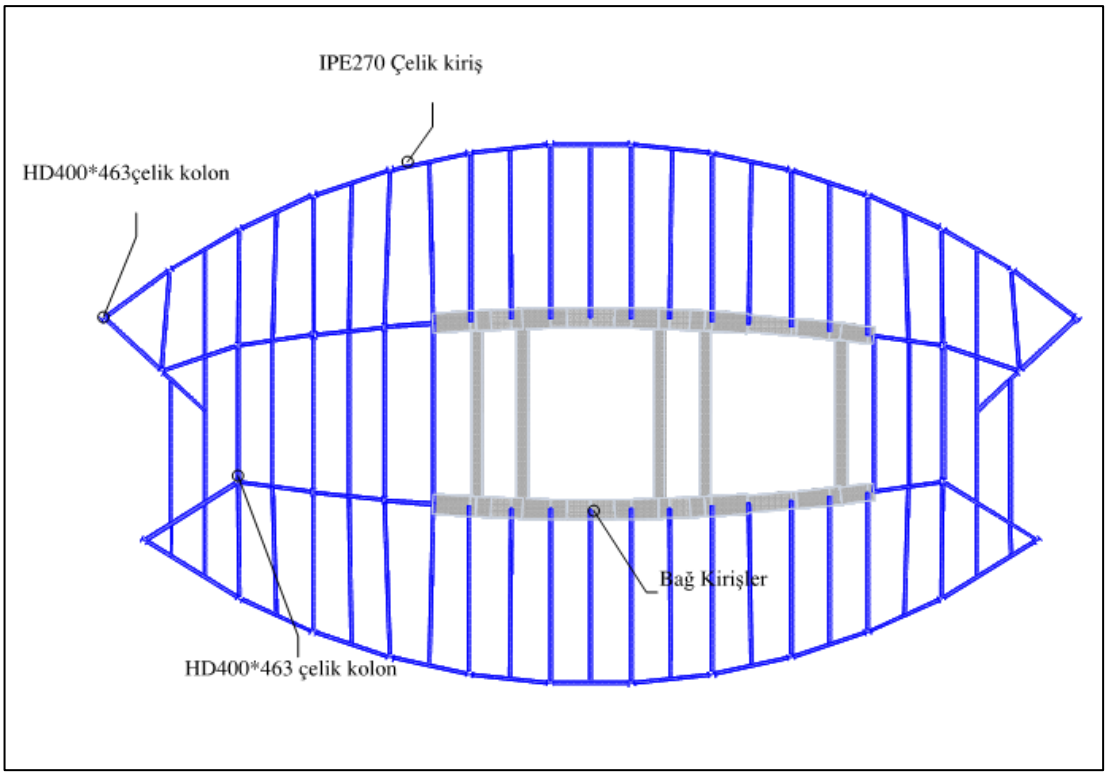
Yapısal elemanların ve tüm yapısal sistemin sismik davranışı zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ile irdelenmiştir. Yapının doğrusal ön tasarımı ETABS 2016 programı ile doğrusal olmayan davranışının irdelenmesinde ise PERFORM 3D programı kullanılılmıştır.



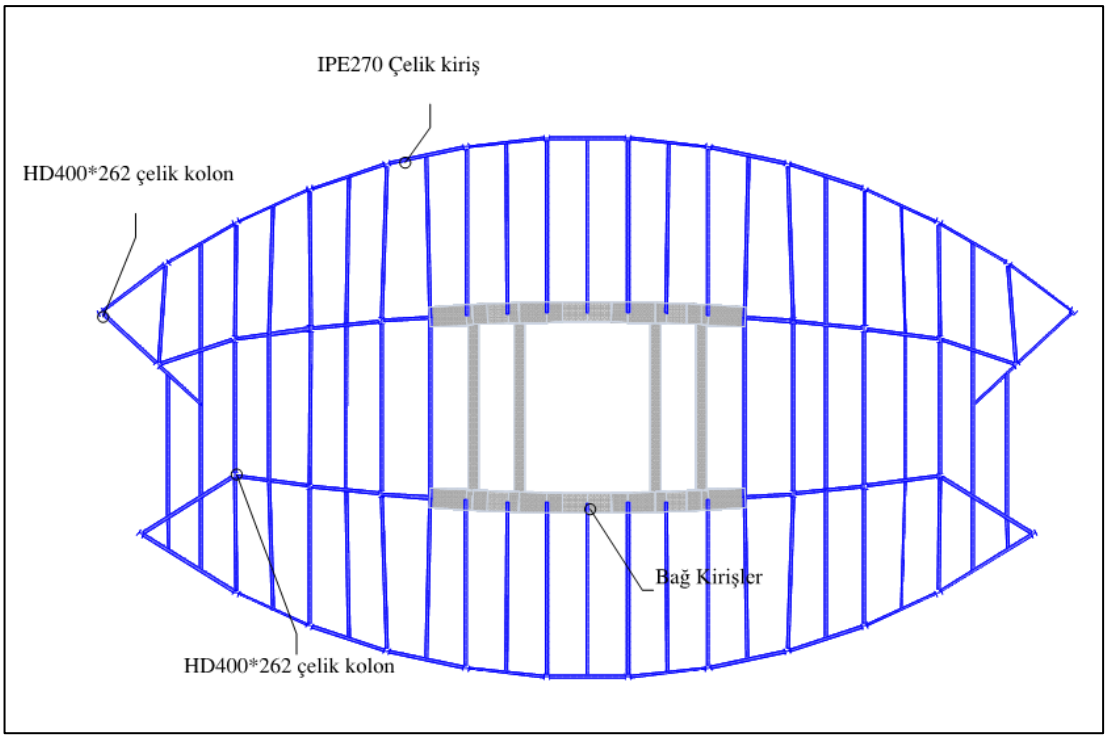
Şekil 4.1: 1.-9. Kat arası kalıp planı.



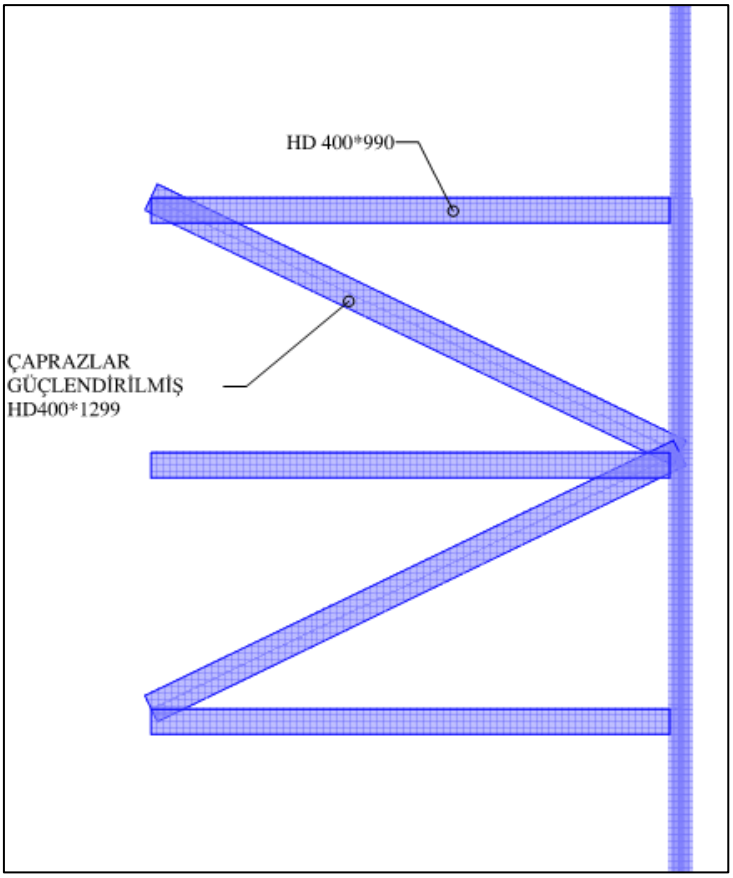
Şekil 4.2: 9.-26. Kat arası kalıp planı.



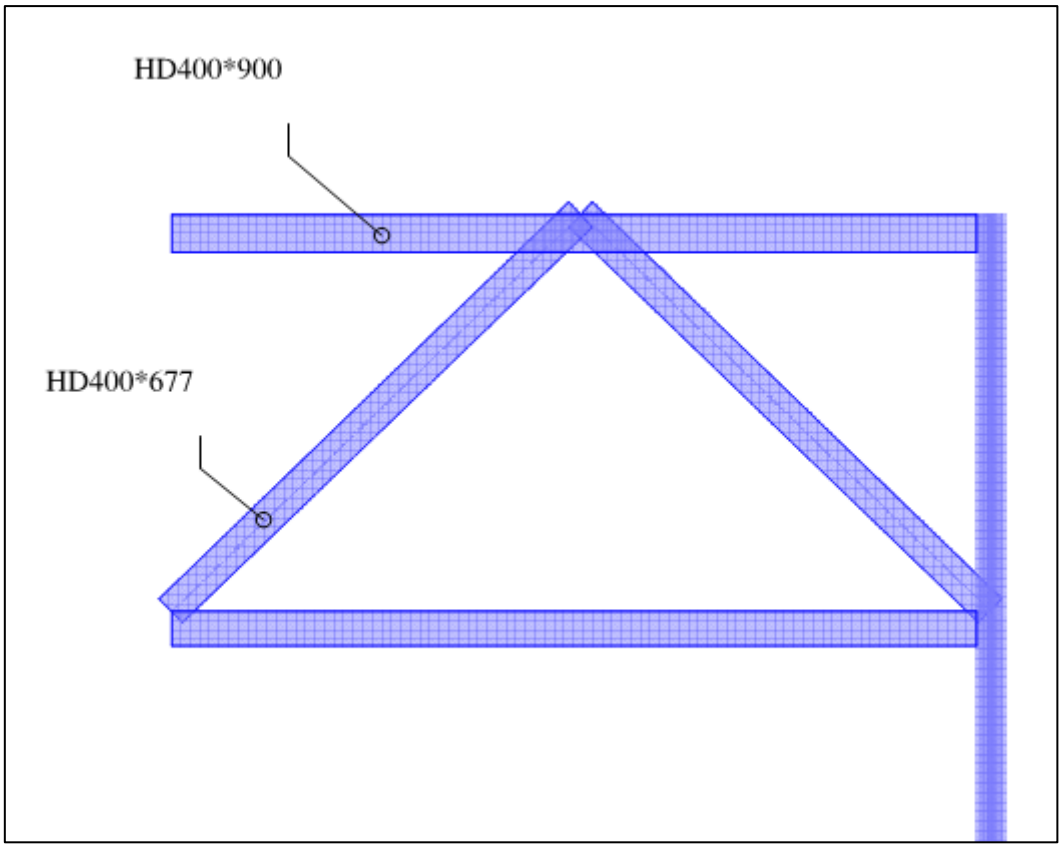
Şekil 4.3: 26.-37. Kat arası kalıp planı.



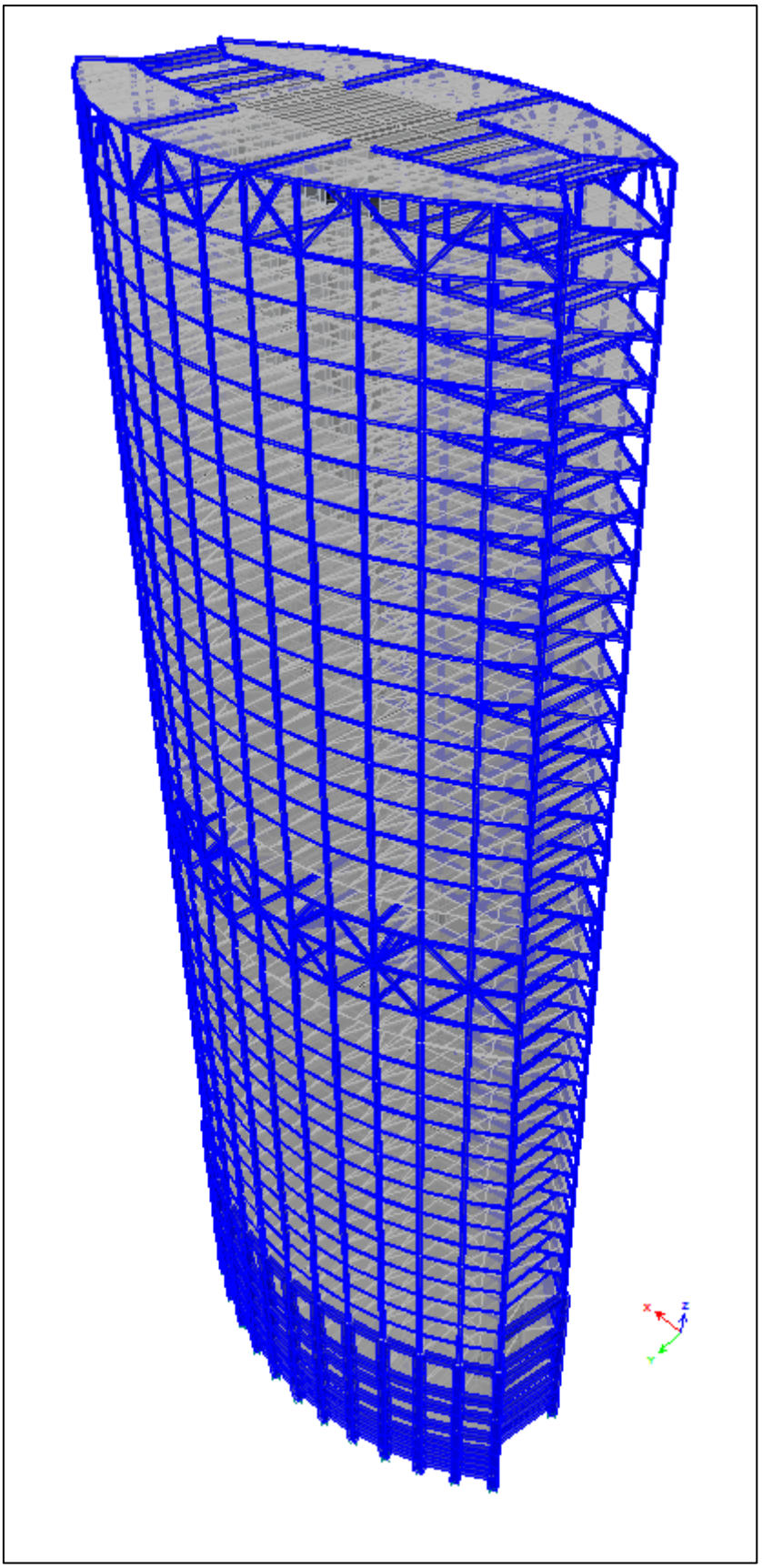
Şekil 4.4: 37.-42. Kat arası kalıp planı.



Şekil 4.5: Orta bölgede bulunan dış desteklerin (outrigger) tipik kesitleri.



Şekil 4.6: Üst bölgede bulunan dış desteklerin (outrigger) tipik kesitleri.



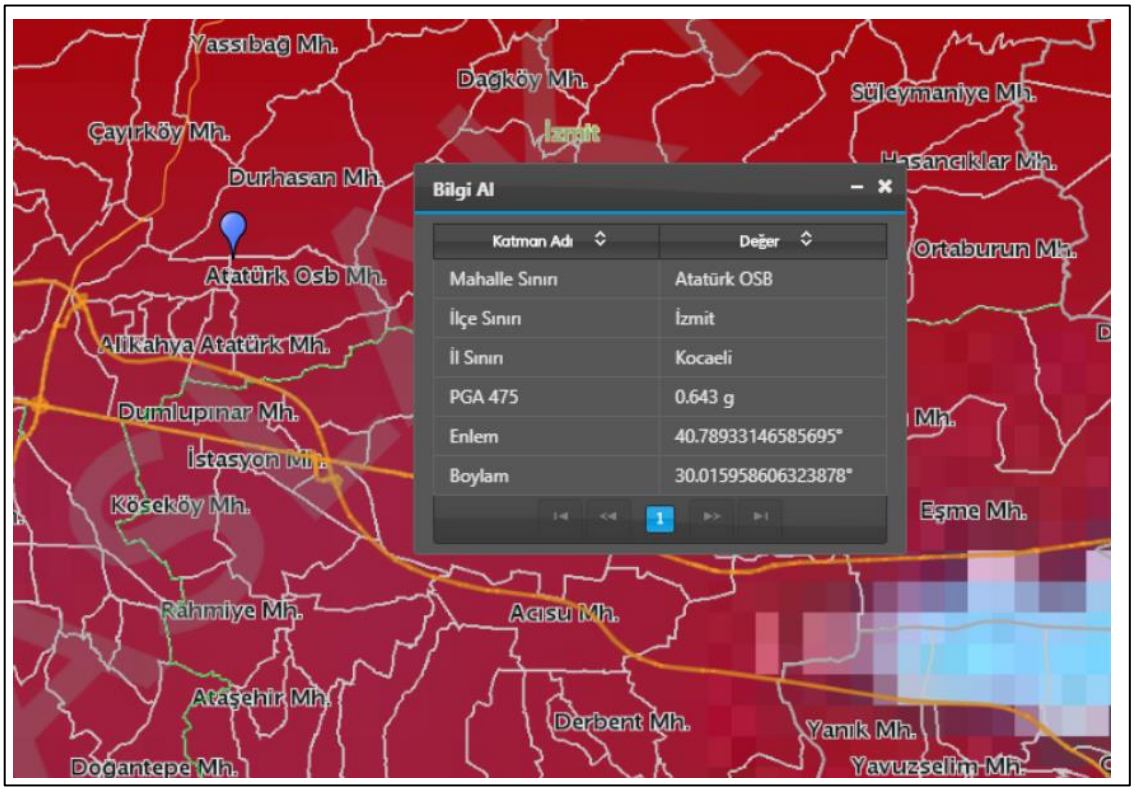
Şekil 4.7: Yapının genel görünüşü.

Yapı elemanlarının tasarımında beton donatı çeliği ve yapısal çelik elemanlarının malzemeleri ayrı ayrı tanımlanmıştır.Beton kalitesi C40,donatı çeliği S420 kullanılmıştır. Yapısal çelik elemanları ise S355 kalitededir.

Yapı yükleri olarak yapı elemanlarının kendi ağırlıkları haricinde 5 kN/m^2 ilave zati ağırlık ve 5 kN/m^2 hareketli yük alınmıştır [4]. Doğrusal yapı ön tasarımı bu yükler altında yapılmıştır.

4.2. Deprem Parametrelerinin Belirlenmesi

Elastik spektrum www.tdth.afad.gov.tr 'de bulunan yeni deprem haritasından bölgeye göre belirlenen S_s ve S_1 değerleri kullanılarak DD-1 ve DD-2 ye ayrı ayrı hesaplanacaktır(Şekil 4.8). DD-2'e göre belirlenen spektrum grafiği doğrusal ön tasarımda kullanılacaktır. DD-1'e göre belirlenen spektrum grafiği ise deprem ölçeklendirilmesinde kullanılacaktır.

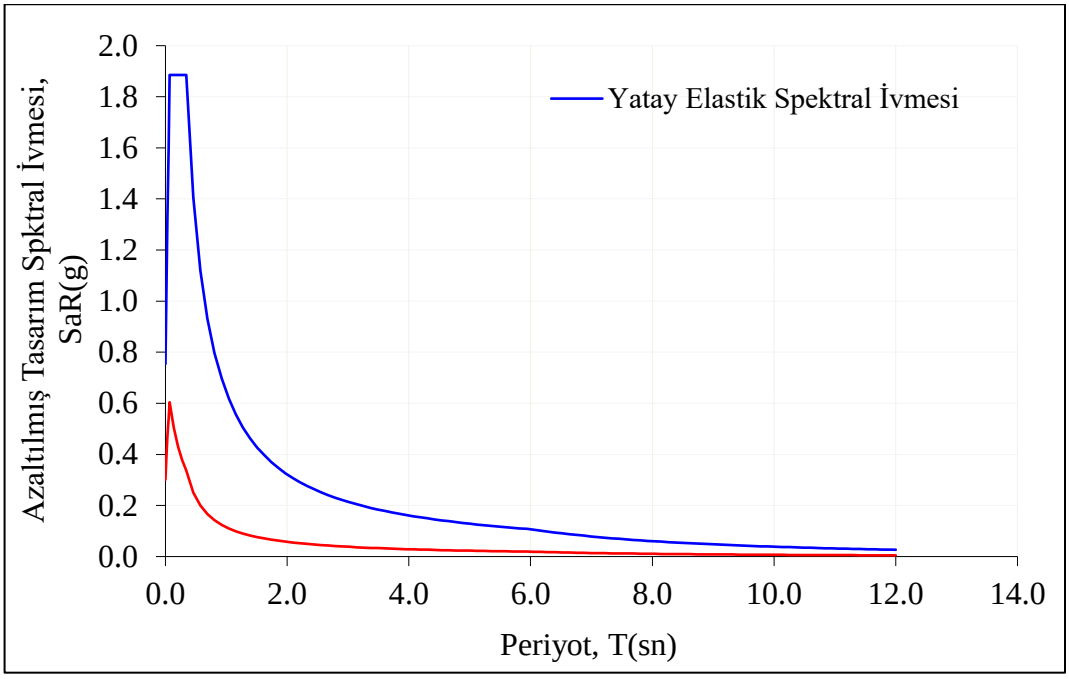


Şekil 4.8: Yapının bulunduğu bölge.

DD-2 deprem düzeyi için deprem parametreleri ve elastik spektrum grafiği her iki deprem doğrultusu için ayrı ayrı tanımlanmıştır.

Tablo 4.1: DD-2 Deprem Düzeyinde X Yönü İçin Tanımlanan Değerler.

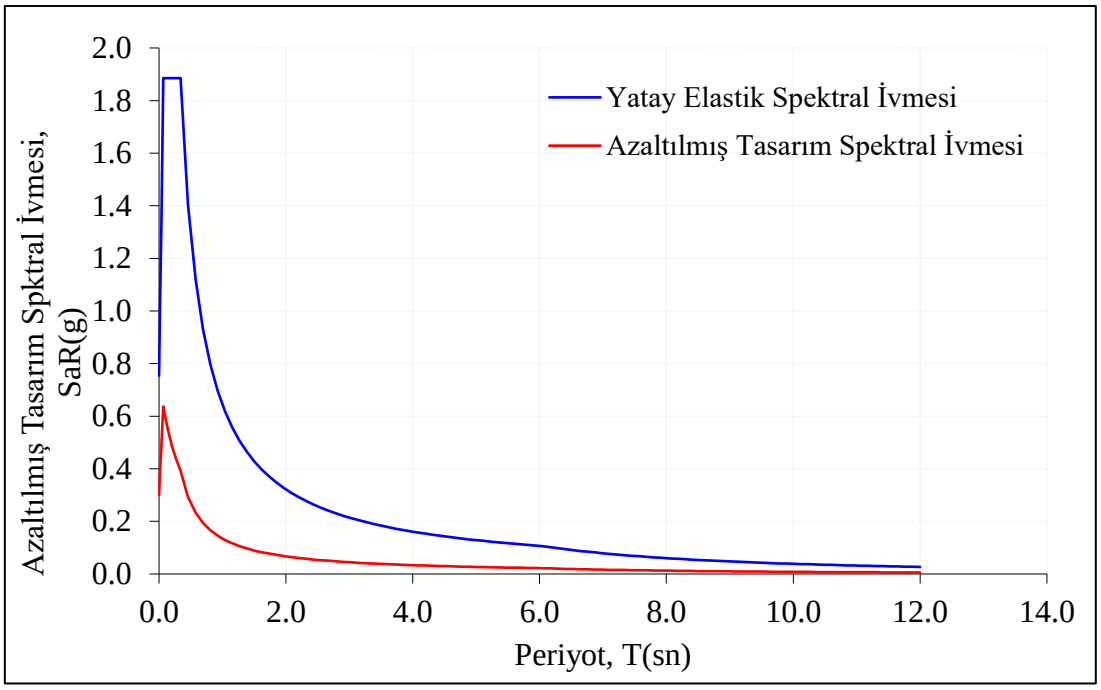
S_s =	1.571
S_1 =	0.429
Zemin Vs30=	ZC
TL=	6.0
Şekil için En Son Periyot =	12.0s
g_F	1.000
R, Davranış Katsayısı	5.600
I, Bina Önem Katsayısı	1.000
D, Dayanım Fazlalığı	2.500
Fs =	1.200
F1 =	1.500
SDS =	1.885g
SD1=	0.644
TB =	0.341s
TA =	0.068s



Şekil 4.9: X doğrultusu için yatay elastik spektral ivme grafiği.

Tablo 4.2: DD-2 Deprem Düzeyinde Y Yönü İçin Tanımlanan Değerler.

S_s =	1.571
S_1 =	0.429
Zemin Vs30=	ZC
TL=	6.0
Şekil için En Son Periyot =	12.0
g_F	1.000
R, Davranış Katsayısı	4.800
I, Bina Önem Katsayısı	1.000
D, Dayanım Fazlalığı	2.500
Fs =	1.200
F1 =	1.500
SDS =	1.885g
SD1=	0.644
TB =	0.341s
TA =	0.068s

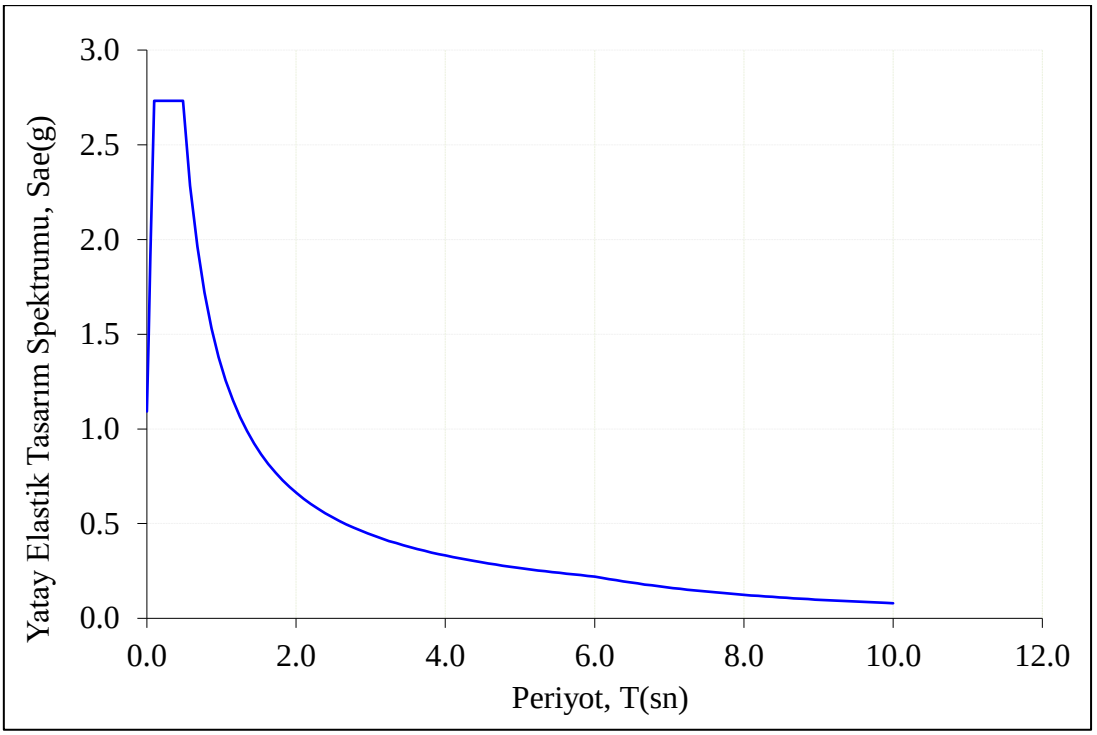


Şekil 4.10: Y doğrultusu için yatay elastik spektral ivme grafiği.

DD-1 deprem düzeyi için deprem parametreleri ve elastik spektrum grafiği her iki deprem doğrultusu için tek tanımlanmıştır.

Tablo 4.3: DD-1 Deprem Düzeyi İçin Tanımlanan Değerler.

S_s =	2.732
S_1 =	0.780
Zemin Vs30=	ZC
TL=	6.000
Şekil için En Son Periyot =	10.000
g_F	1.000
Fs =	1.000
F1 =	1.700
SDS =	2.732g
SD1=	1.326
TB =	0.485s
TA =	0.097s



Şekil 4.11: D1 deprem düzeyi için yatay elastik spektral ivme grafiği.

4.3. Yapı Ön Tasarımı

Yapı ön tasarımı DD-2 deprem düzeyine göre deprem haritasında belirlenen deprem parametreleri kullanılarak hesaplanan azaltılmış deprem spektrumuna göre yapılmıştır. Taban kesme kuvveti TBDY-17 bölüm 13 de belirtilen minimum taban kesme kuvvetine göre kontrol edilmiş az ise min. taban kesme kuvvetini elde edecek şekilde arttırılmıştır. Min. taban kesme kuvveti denklem 4.1 ile belirlenecektir.

$$V_{t,min} = 0.04\alpha_H m_t S_{DS} g \qquad 4.1$$

−α_H: Yükseklik katsayısı

−α_H = 1.0	$H_N \leq 105$ m
−α_H = 2.05-0.01 H_N	105 m<$H_N \leq 155$ m
−α_H = 0.5 H_N	155 m<H_N

−mt: Toplam yapı kütlesi

−S_{DS}: Kısa periyot tasarım spectral ivme katsayısı

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R TBDY-2017 tablo 4.1'den iki doğrultu için iki farklı değer alınmıştır. Deprem yükü sadece boşluklu perdeler tarafında taşınan yön için R=7, boşluksuz perde ve dış destekler tarafından taşınan yön için R=6 alınmıştır. Yüksek binaların ön tasarımında yönetmelikte belirttiği gibi bu değerlerin 4/5'ine göre tasarım yapılmıştır. D (dayanım fazlalığı katsayısı) her iki yön için 2.5 alınmıştır.

− m_t=141,343 t

− Vt,min = 0.04*0.5*1.885*141,343*9.81 =52,274 kN

Programdan okunan taban kesme kuvvetleri,

−X yönü için 78537 kN

−Y yönü için 83674 kN'dur

Her iki değer de min. taban kesme kuvvetinde büyük olduğundan herhangi bir arttırım yapılmayacaktır. Yapı modları,

−Mod: 3.61 sn

−2.Mod: 2.46 sn

−3.Mod: 1.472 sn

olarak programdan alınmıştır.

4.4. Yapı Sisteminin Doğrusal Olmayan Analizi

Bu bölümde, yapısal elemanların her bir çeşiti için doğrusal olmayan davranış eğrileri hesaplanacak doğrusal olmayan tasarım sonuçları ile doğrusal hesapla elde edilen sonuçlar karşılaştırılacaktır.

4.4.1 Rayleigh Sönümü ve Deprem Kayıtları

4.4.1.1 Rayleigh Sönümü

Rayleigh Sönümü; çok serbestlik dereceli sistemlerin titreşimlerinde gözlenen enerji kaybını hesaba katmakta kullanılan, viskoz sönüm matrisinin kütle ve rijitlik matrislerinin doğrusal birleşimleri ile oluşturduğu modeldir (Şekil 4.9).

Doğrusal ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında yapılan analizlerde bina sönümü önemli bir parametre olup analiz sonuçlarını büyük mertebede etkilemektedir. Doğru bir sönüm tanımı daha gerçekçi sonuçlara götürecektir.

Rayleigh sönüm fonksiyonu kütle ve rijitlik matrisi olmak üzere iki parametreden oluşmaktadır.

$$[C] = \alpha[M]+\beta[K] \tag{4.2}$$

α ve β katsayıları denklem 4.3 ve 4.4 deki gibi bulunacaktır.

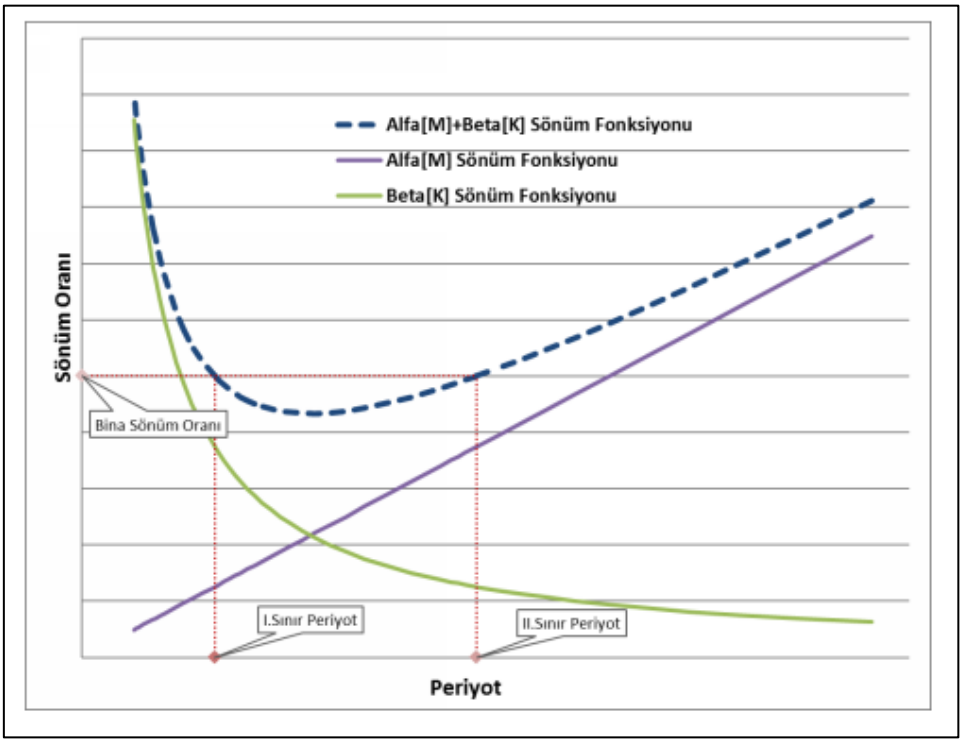
$$\alpha= 2*\zeta_1*\omega_1 - \beta*\omega_1^2 \tag{4.3}$$

$$\beta = \frac{2 * \zeta_1 * \omega_1 - 2 * \zeta_2 * \omega_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \tag{4.4}$$

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde her bir yapısal elemanın göstereceği doğrusal olmayan davranış sistemin rijitlik matrisini ve doğal titreşim periyodunu etkileyecektir. Değişen doğal titreşim periyoduna karşı sönüm fonksiyonu değişeceğinden sönüm tekrardan tanımlanması gerekmektedir. Bu yüzden Rayleigh sönüm modeli tanımlanırken sınır iki adet doğal titreşim periyodu dikkate alınır. Sınır periyotlarının seçilmesi analiz sonuçlarının doğruluğu açısından oldukça önemlidir.

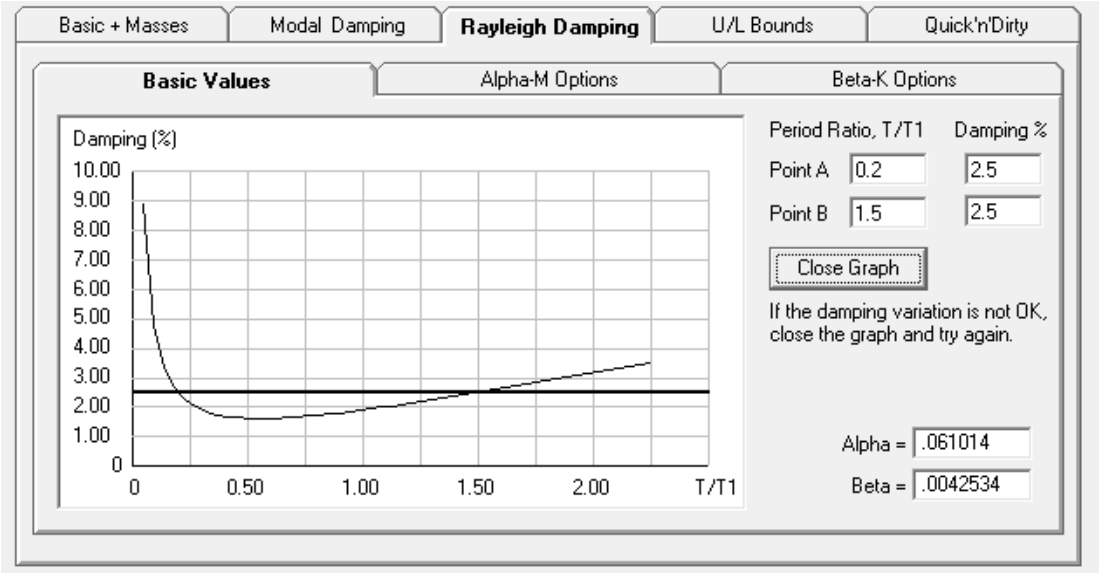
Esas olan binanın doğal titreşim periyotlarına karşılık gelen kütle katılım oranlarının yüzdeleridir. Titreşim periyotları açısal frekanslara çevrilir (ω1 ve ω2). Sınır periyotlarına karşılık gelen sönüm katsayıları belirlenir (ζ1 ve ζ2). Denklem (4.3) ve Denklem (4.4) yardımıyla α ve β katsayıları hesaplanır. Hesaplanan katsayılar ile binanın i modunun sönümü Denklem (4.5) ile oluşturulur.

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2 * \omega_i} + \frac{\beta * \omega_i}{2} \qquad 4.5$$



Şekil 4.12: Rayleigh sönüm fonksiyonu.

TBDY-17'de sınır sönümler yüksek yapılar için %2.5 olarak verilmiştir. ATC-72 bölüm 2.4.5'de Rayleigh sönümü için tavsilerde bululunmuş ve hakim periyotlarına karşılık gelen sönüm %2.5'dan az olduğunu belirtilmektedir. Bu tez kapsamında sınır değerlerde (0.2T1-1.5T1) kritik sönüm oranı %2.5 alınmıştır (Şekil 4.10).



Şekil 4.13: Yapının Rayleigh sönümünün tanımlanması.

4.4.1.2 Deprem Kayıtları

Deprem kayıtları, yapının bulunduğu zemin cinsine, faya yakınlık durumuna ve tasarım yapılacak deprem büyüklüğüne göre 2x11 tane elde edilecektir. Herbir kayıt istasyonundan iki doğrultu için deprem kayıtları alınacaktır [6], [21].

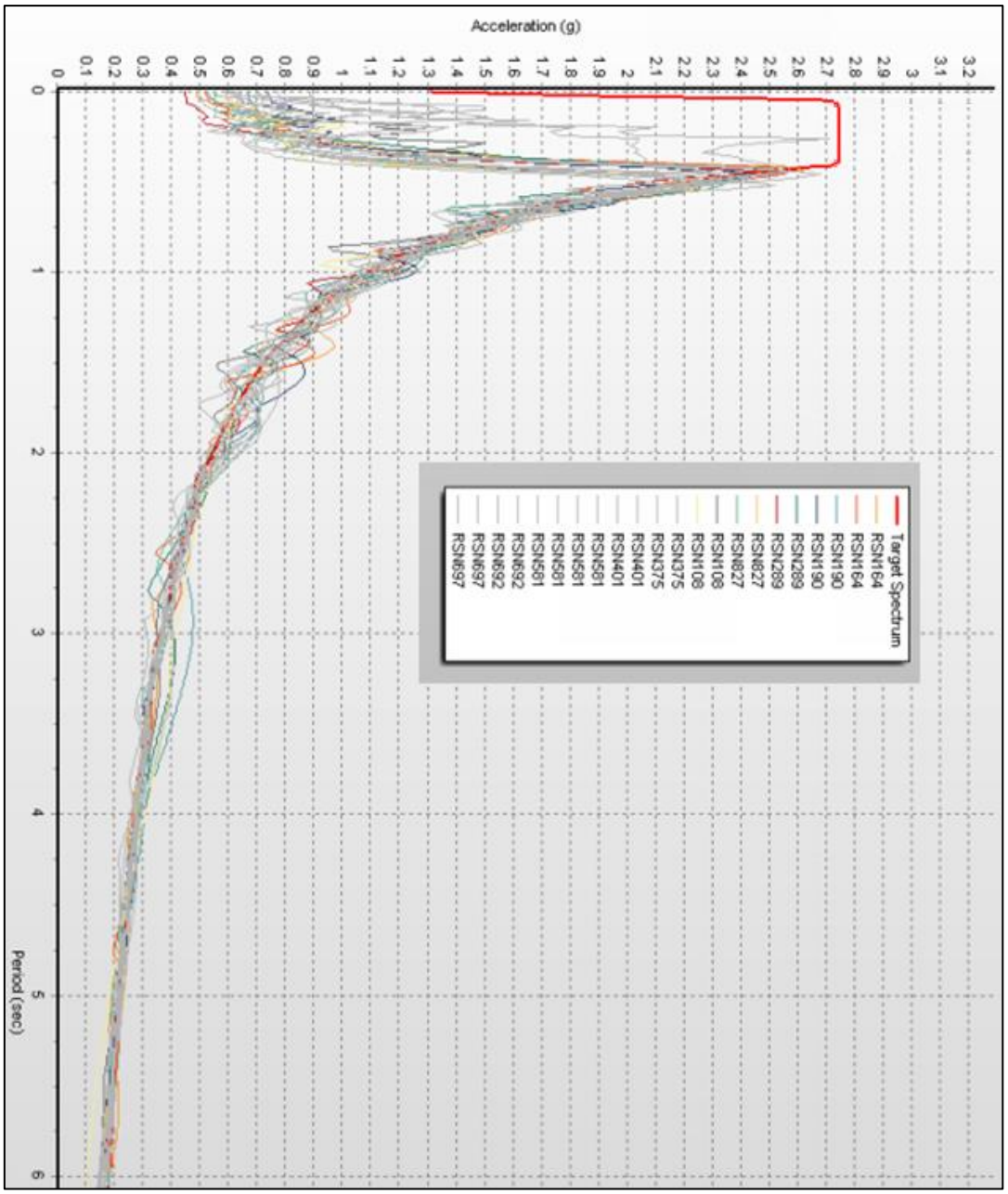
Tablo 4.4: Seçilen Deprem Kayıtları.

DEPREM	BÜYÜKLÜK	KAYIT İSTASYONU	FAY MEKANİZMASI	YÖN-BİLEŞEN	FAYA UZAKLIK (km)
Imperial Valley-06	6.53	Cerro Prieto	Doğru Atımlı	CPE147	15.19
				CPE237	
Imperial Valley-06	6.53	Superstition Mtn Camera	Doğru Atımlı	SUP045	24.61
				SUP135	
Irpinia, Italy-01	6.90	Calitri	Normal	CTR000	13.34
				CTR270	
Cape Mendocino	7.01	Fortuna - Fortuna Blvd	Ters	FOR000	15.97
				FOR090	
Northridge-01	6.69	Topanga - Fire Sta	Ters	TPF270	10.31
				TPF360	
Landers	7.28	Whitewater Trout Farm	Doğru Atımlı	WWT180	27.05
				WWT270	
San Simeon, CA	6.52	San Antonio Dam - Toe	Ters	36258021	16.17
				36258111	

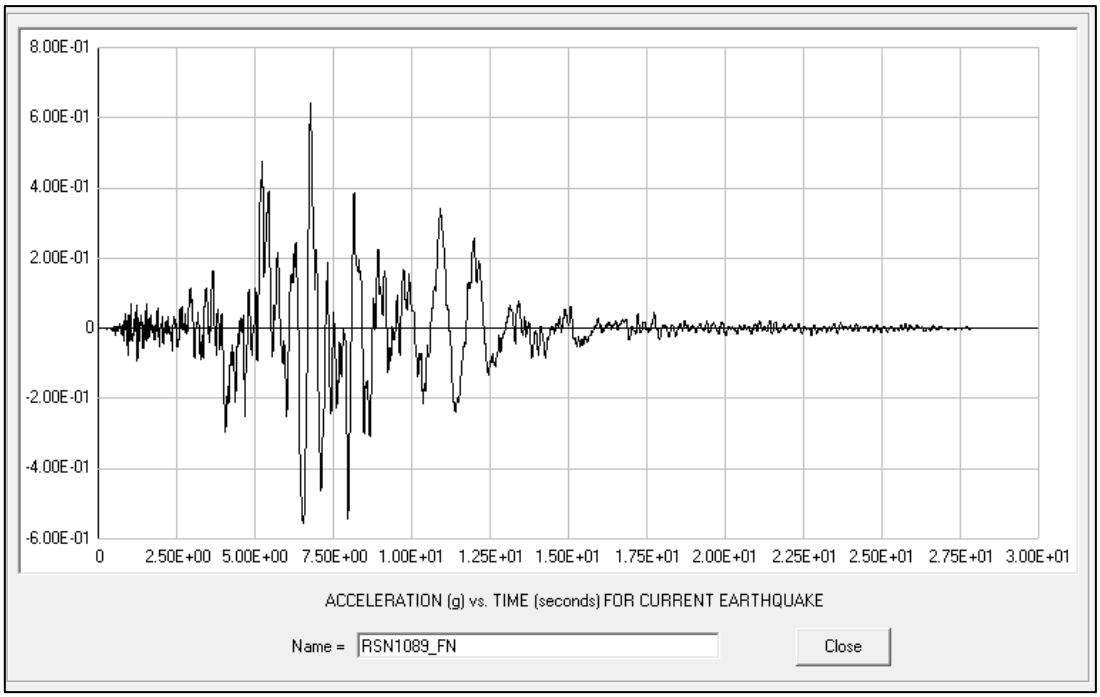
Tablo 4.4: Devamı.

Iwate, Japan	6.90	Kurihara City	Ters	48A61EW	12.83
				48A61NS	
Iwate, Japan	6.90	Ichinoseki Maikawa	Ters	4CA71EW	23.01
				4CA71NS	
Darfield, New Zealand	7.00	LPCC	Doğru Atımlı	LPCCN80E	25.21
				LPCCS10E	
Darfield, New Zealand	7.00	SPFS	Doğru Atımlı	SPFSN17E	29.86
				SPFSN73W	

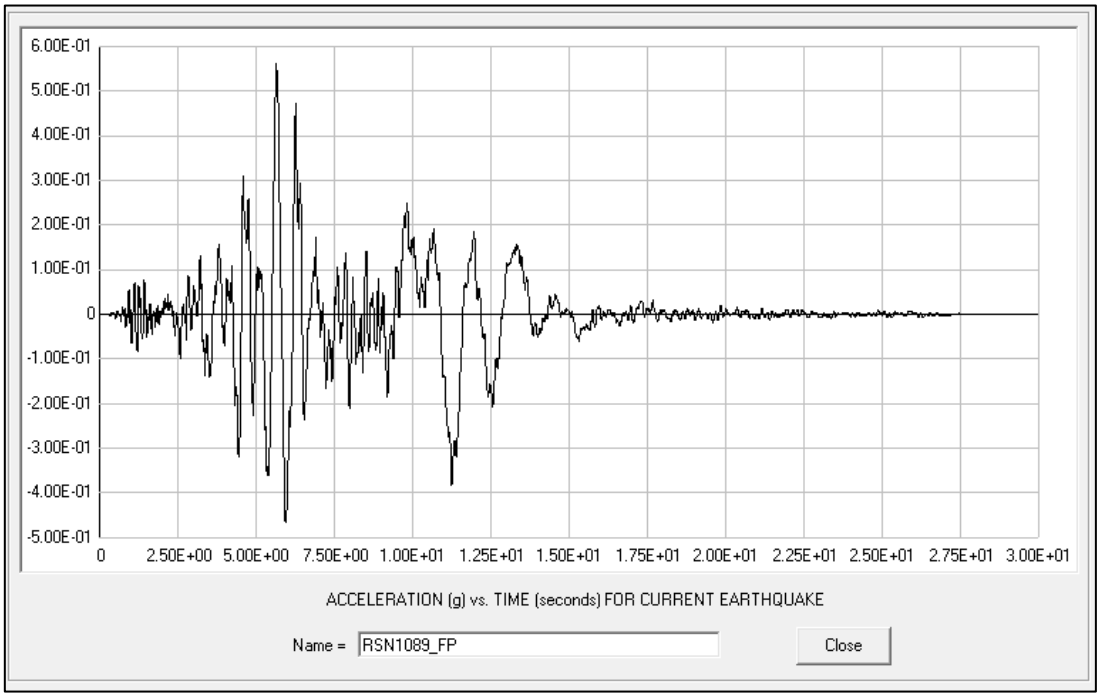
Bu deprem kayıtları yapının hakim periyotlarının 0.2 Tp-1.5*Tp aralığına göre DD-1 elastik spektrum eğrisine göre ölçeklendirilecektir [5], [6], [10], [11]. Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları Şekil 4.14'de verilmiştir. Verilen periyot aralığına göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtları şekil 4.15 – 4.36 arasında verilmiştir.



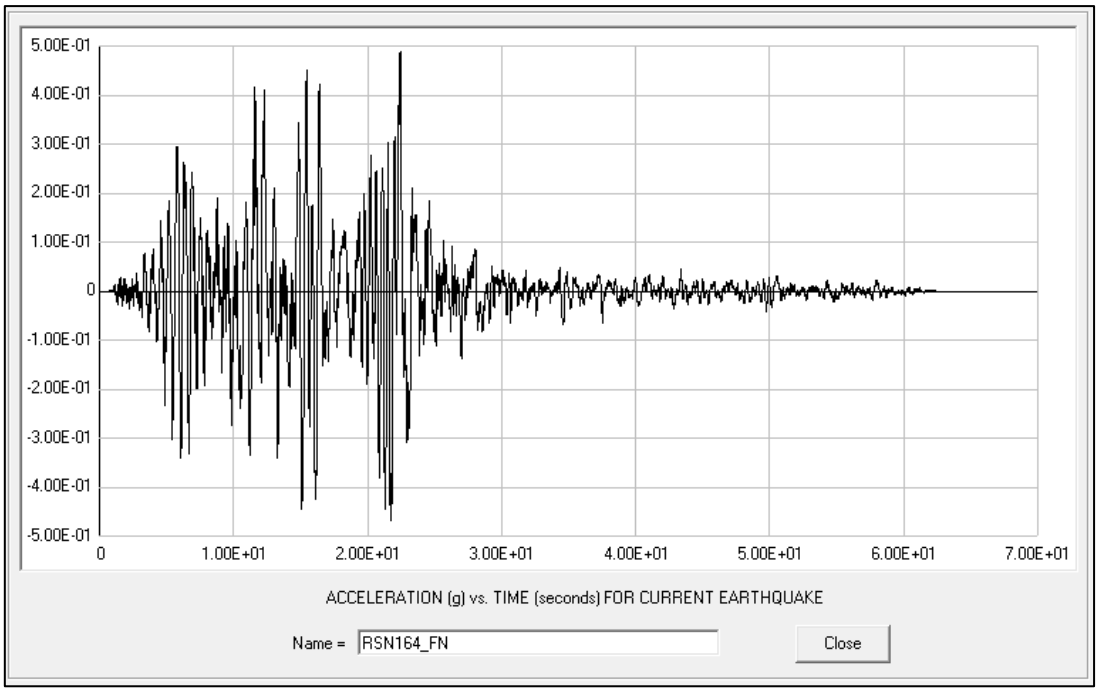
Şekil 4.14: Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları.



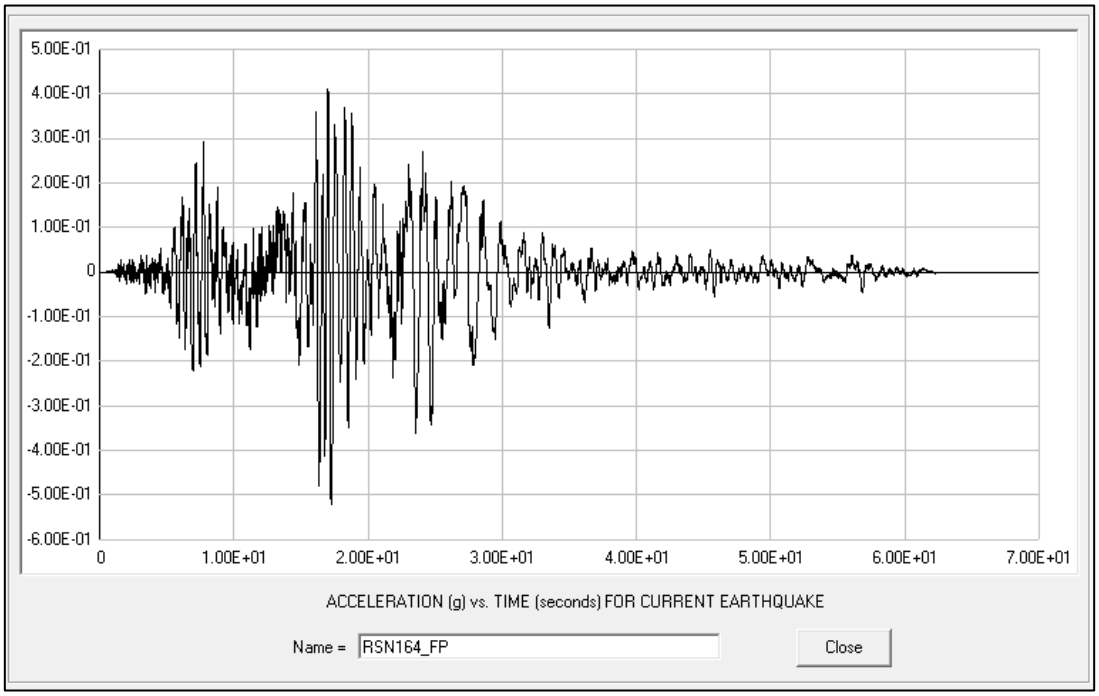
Şekil 4.15: RSN1089_NORTHR_TPF270.



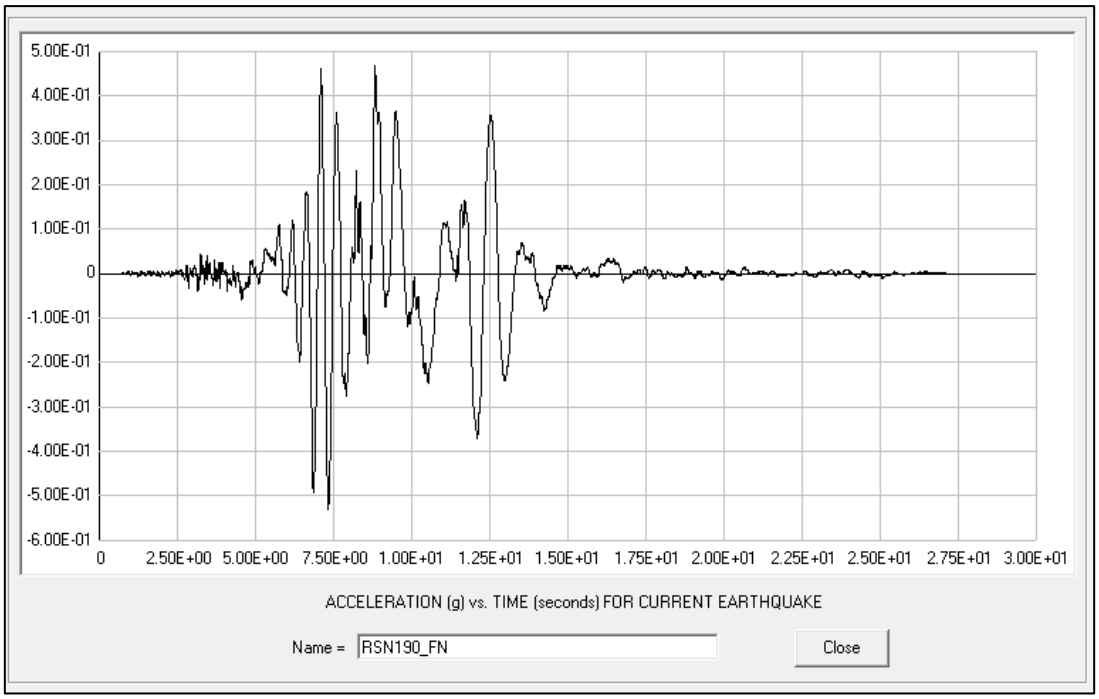
Şekil 4.16: RSN1089_NORTHR_TPF360.



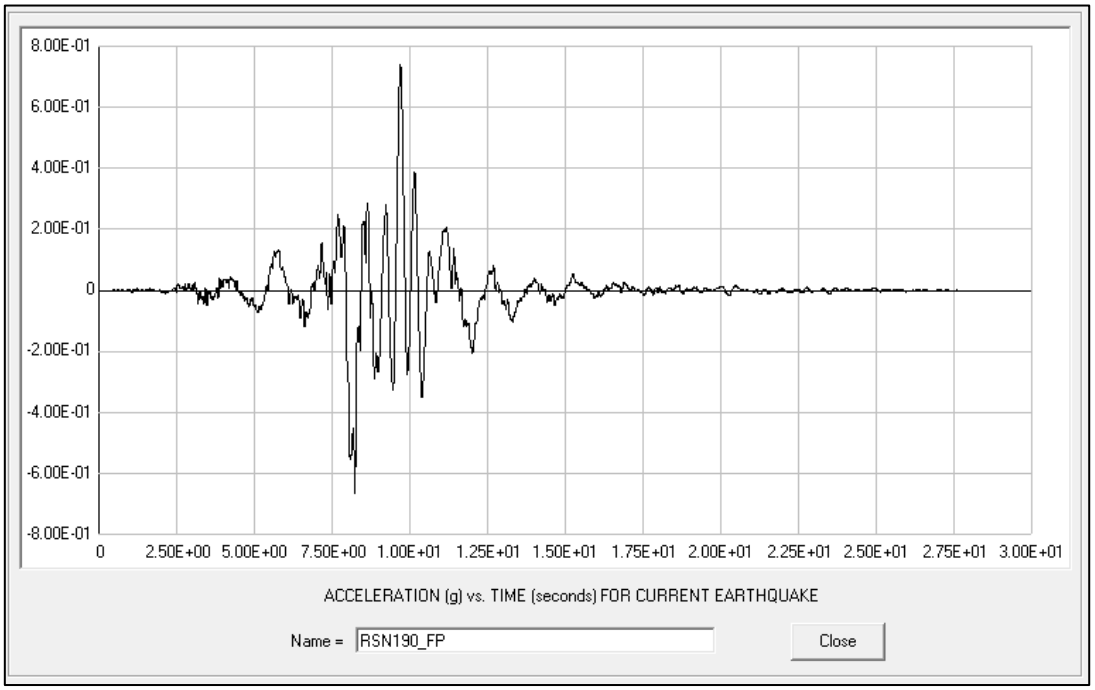
Şekil 4.17: RSN164_IMPVALL.H_H-CPE147.



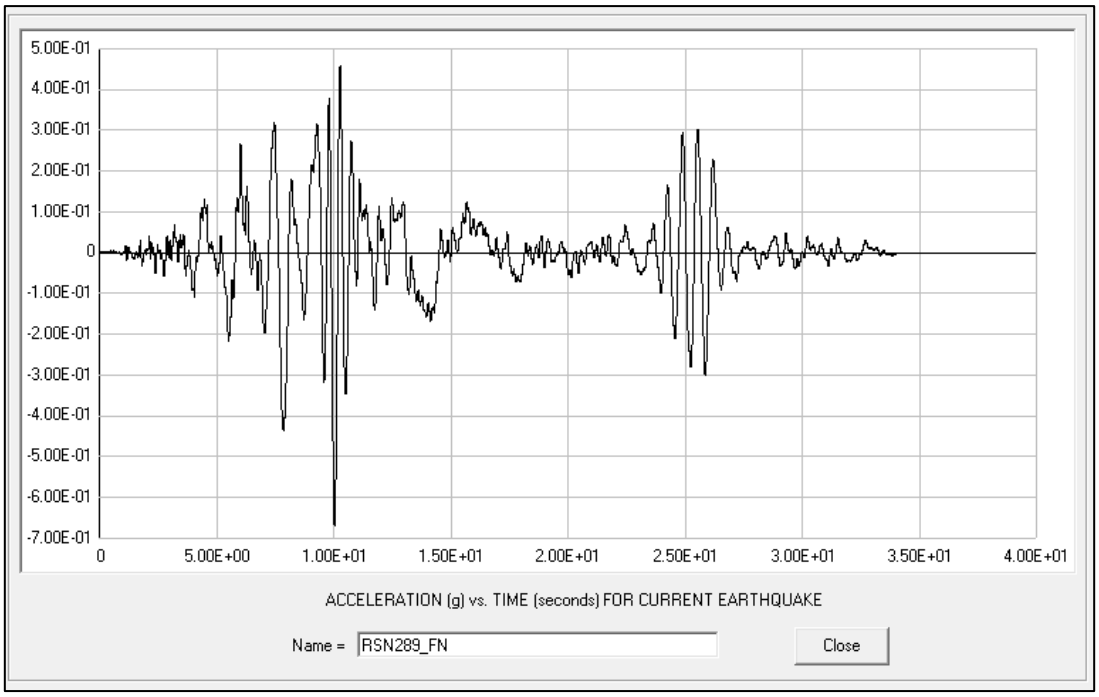
Şekil 4.18: RSN164_IMPVALL.H_H-CPE237.



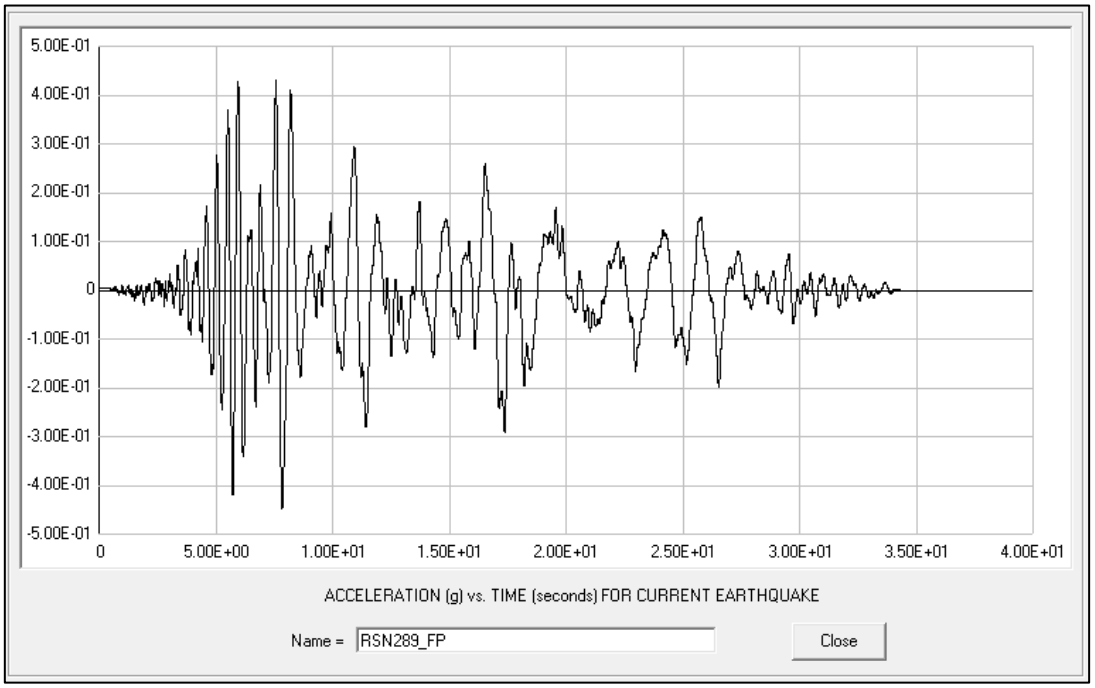
Şekil 4.19: RSN190_IMPVALL.H_H-SUP045.



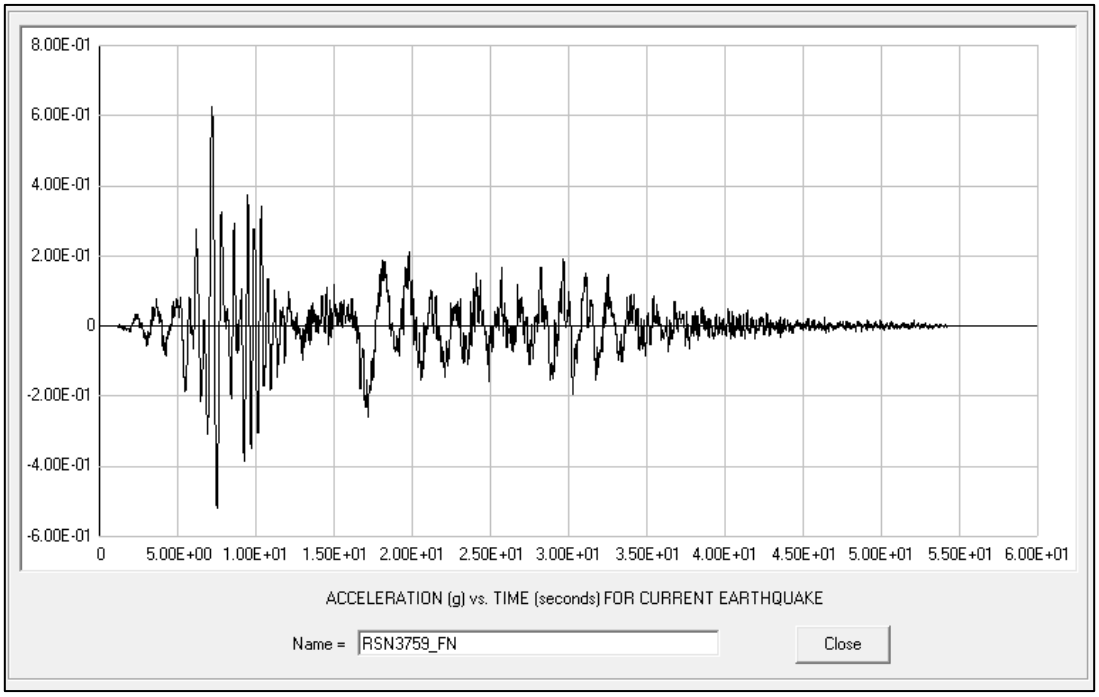
Şekil 4.20: RSN190_IMPVALL.H_H-SUP135.



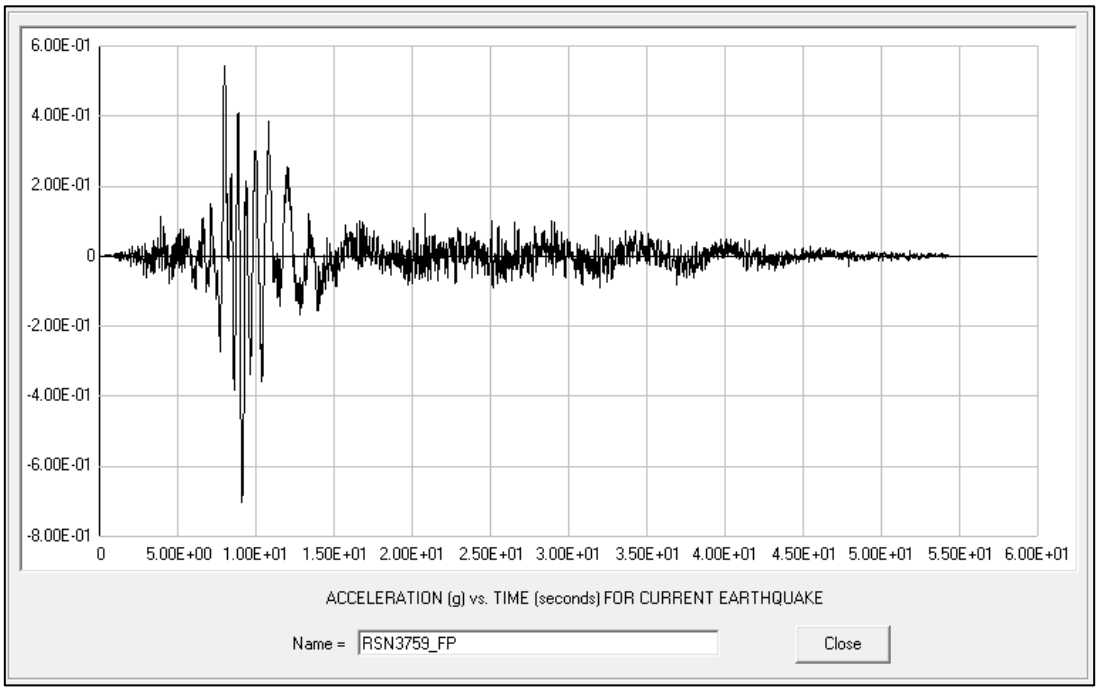
Şekil 4.21: RSN289_ITALY_A-CTR000.



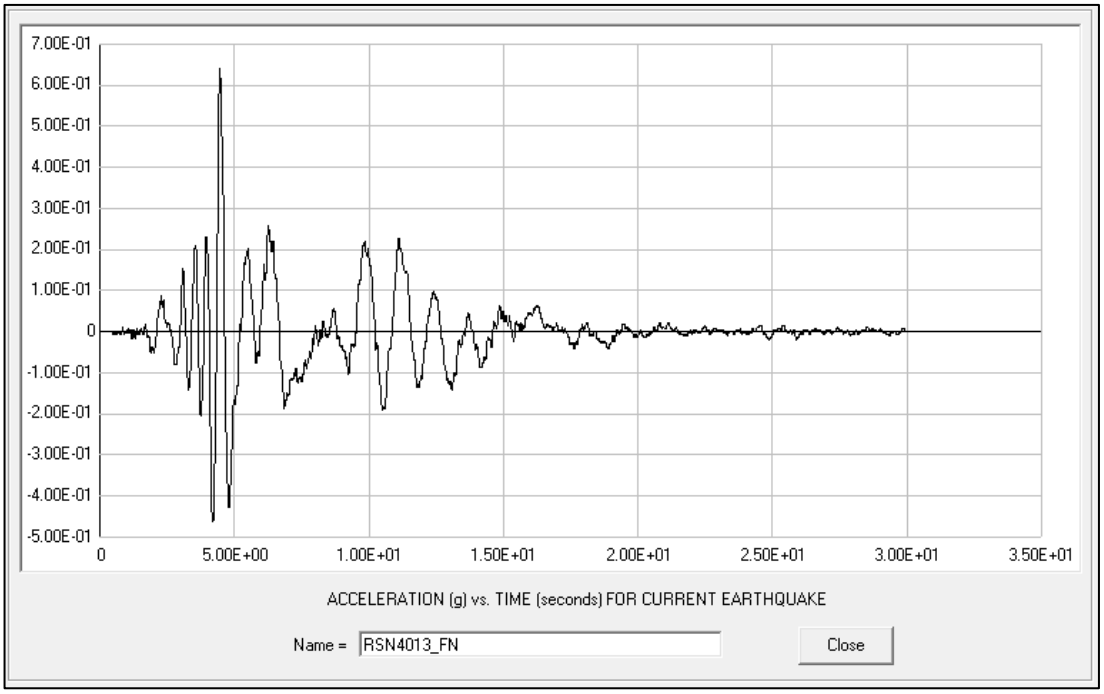
Şekil 4.22: RSN289_ITALY_A-CTR270.



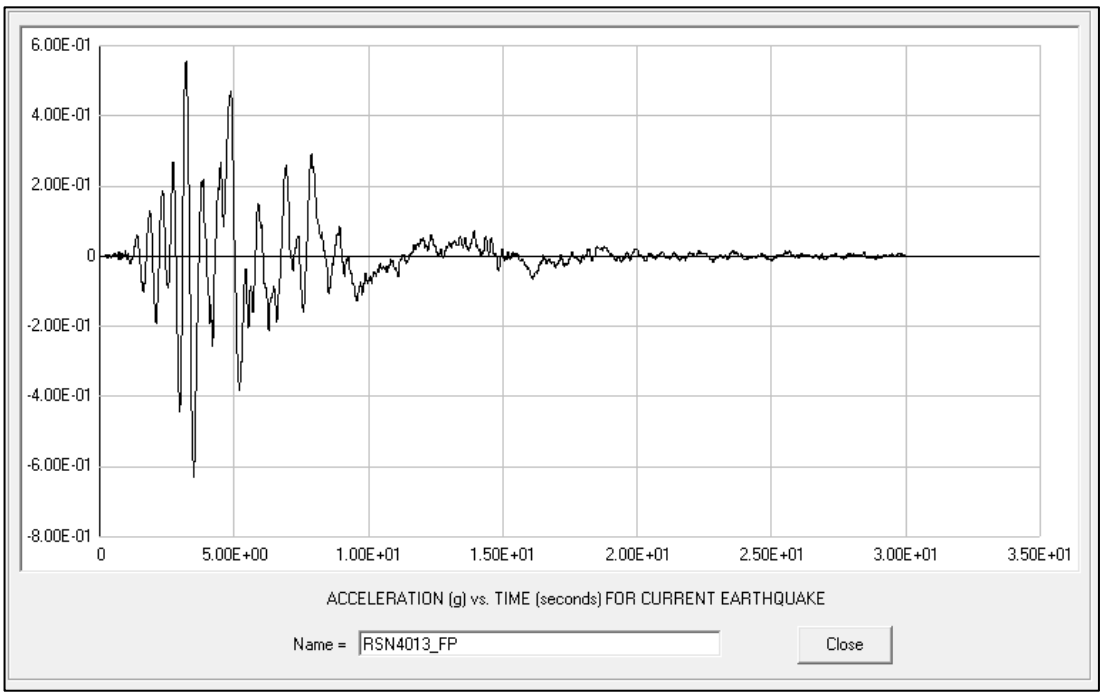
Şekil 4.23: RSN3759_LANDERS_WWT180.



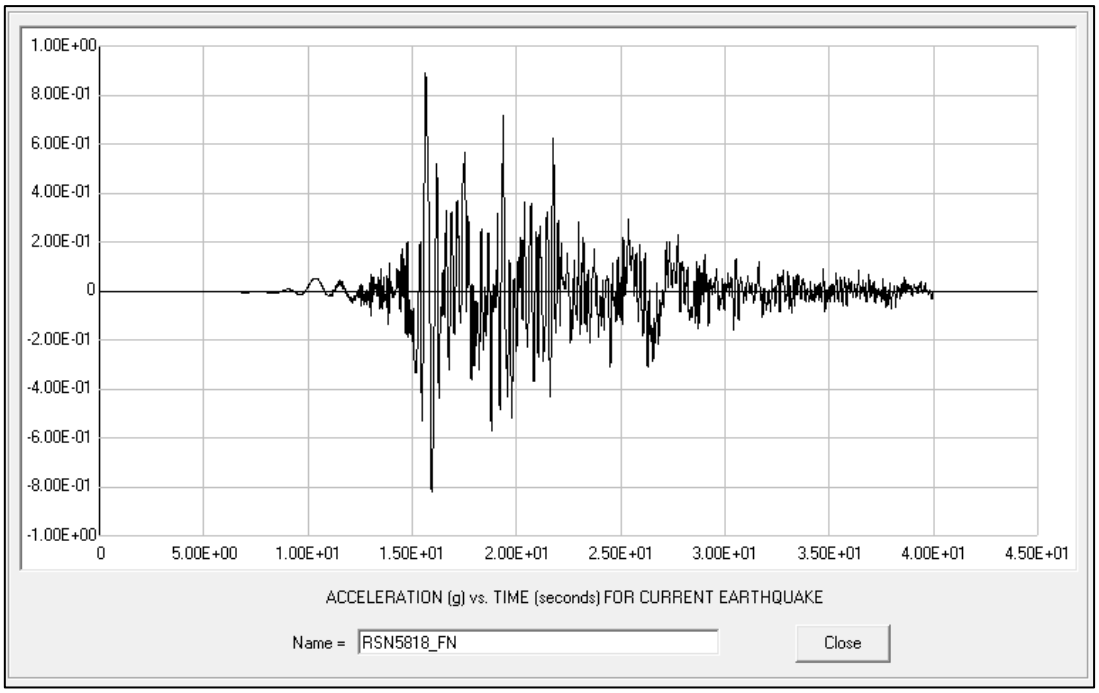
Şekil 4.24: RSN3759_LANDERS_WWT270.



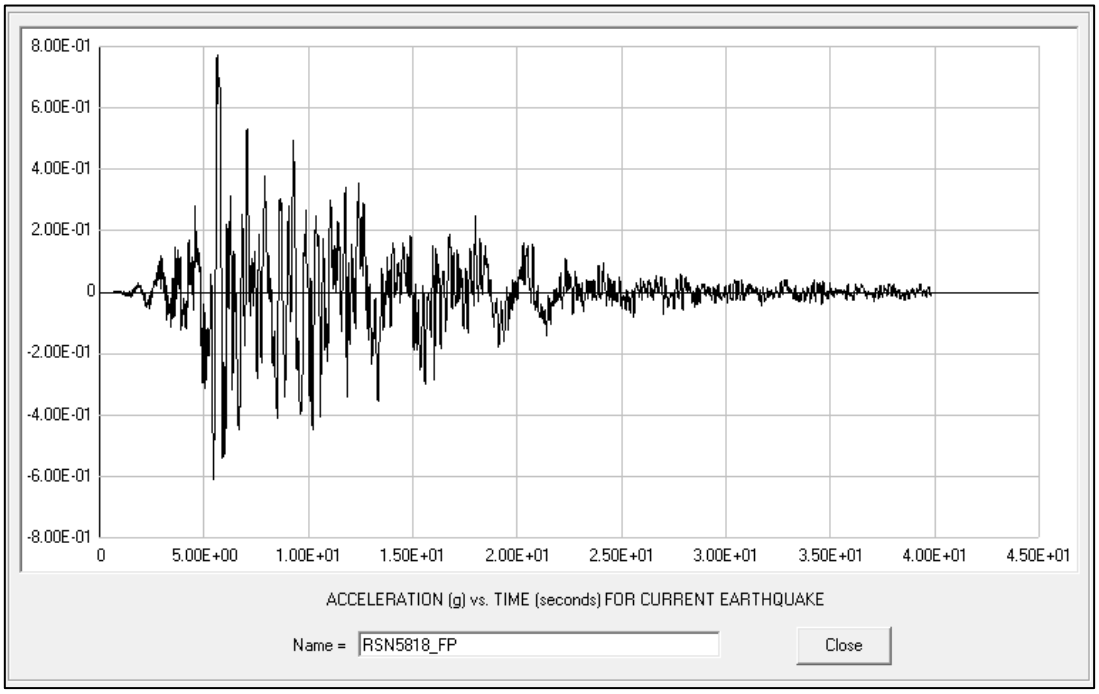
Şekil 4.25: RSN4013_SANSIMEO_36258021.



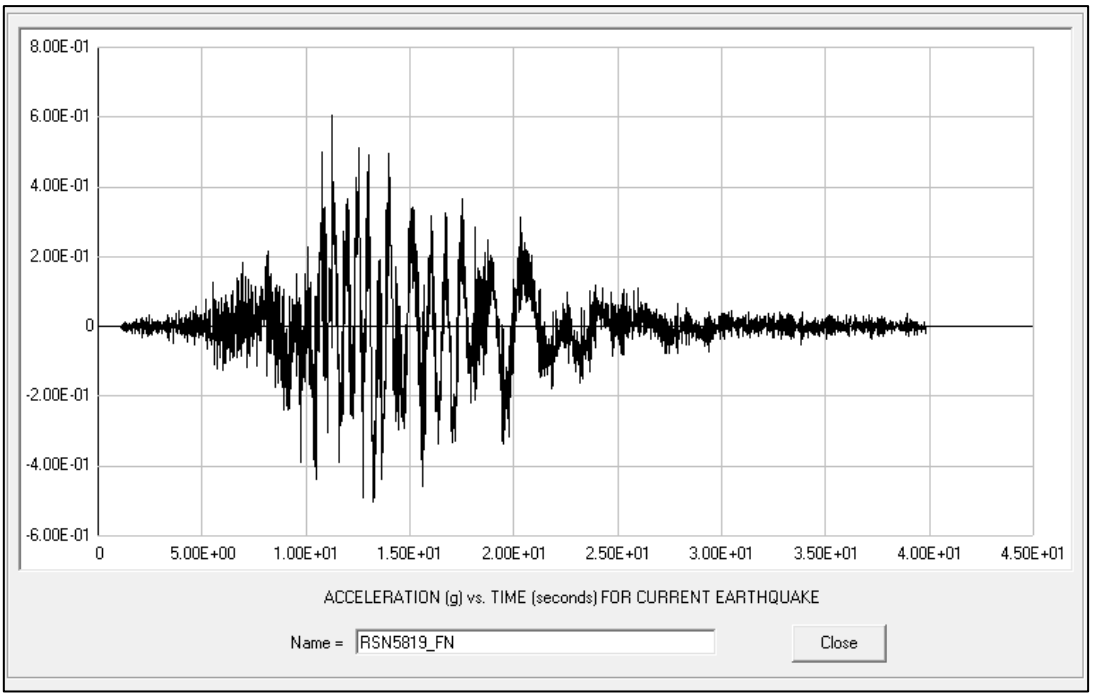
Şekil 4.26: RSN4013_SANSIMEO_36258111.



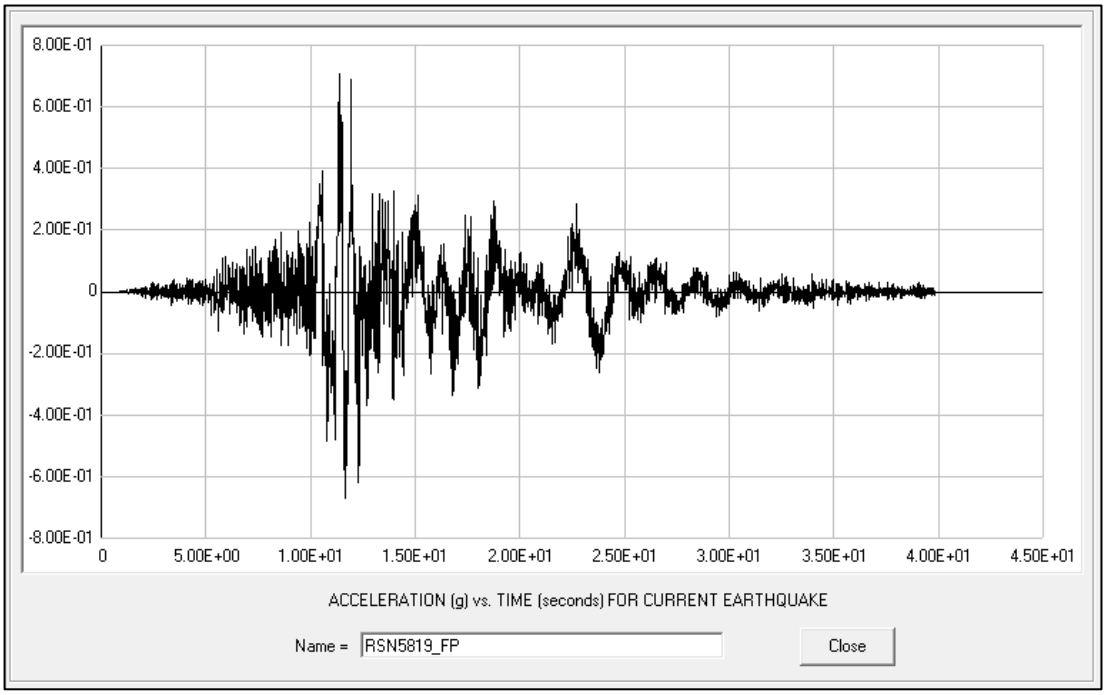
Şekil 4.27: RSN5818_IWATE_48A61EW.



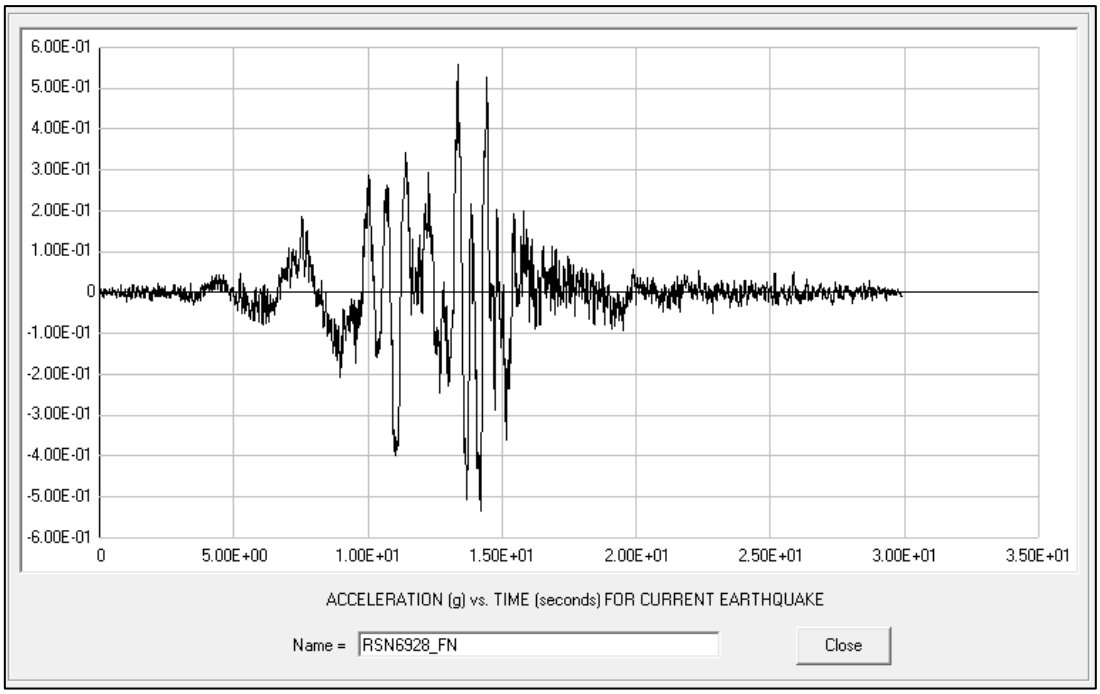
Şekil 4.28: RSN5818_IWATE_48A61NS.



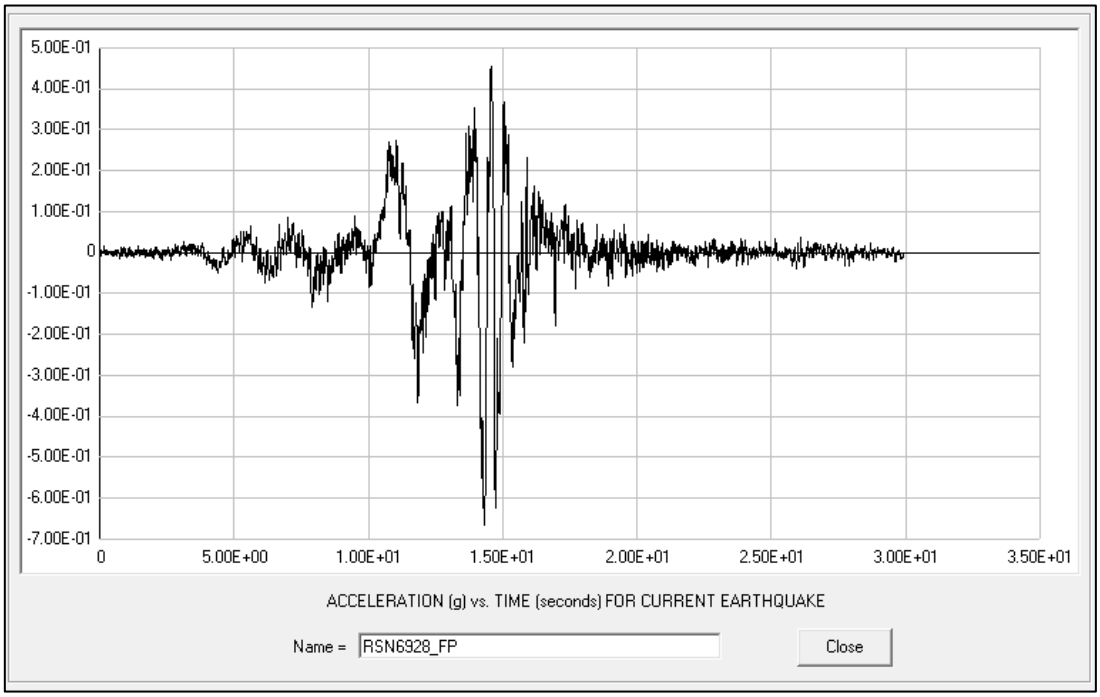
Şekil 4.29: RSN5819_IWATE_4CA71EW.



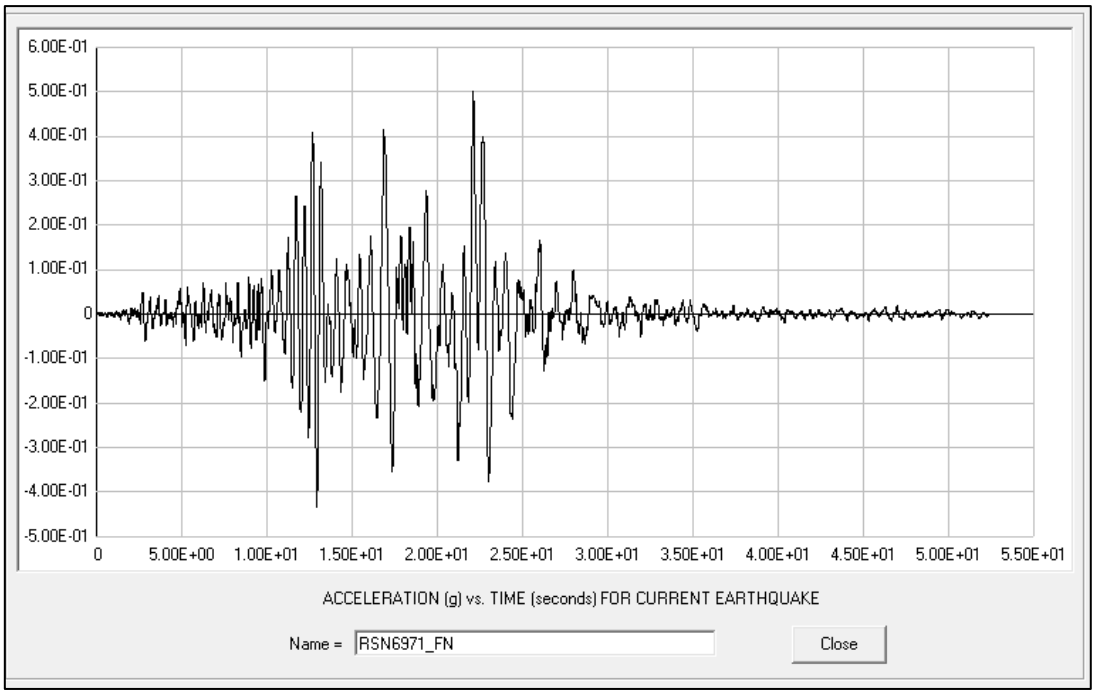
Şekil 4.30: RSN5819_IWATE_4CA71NS.



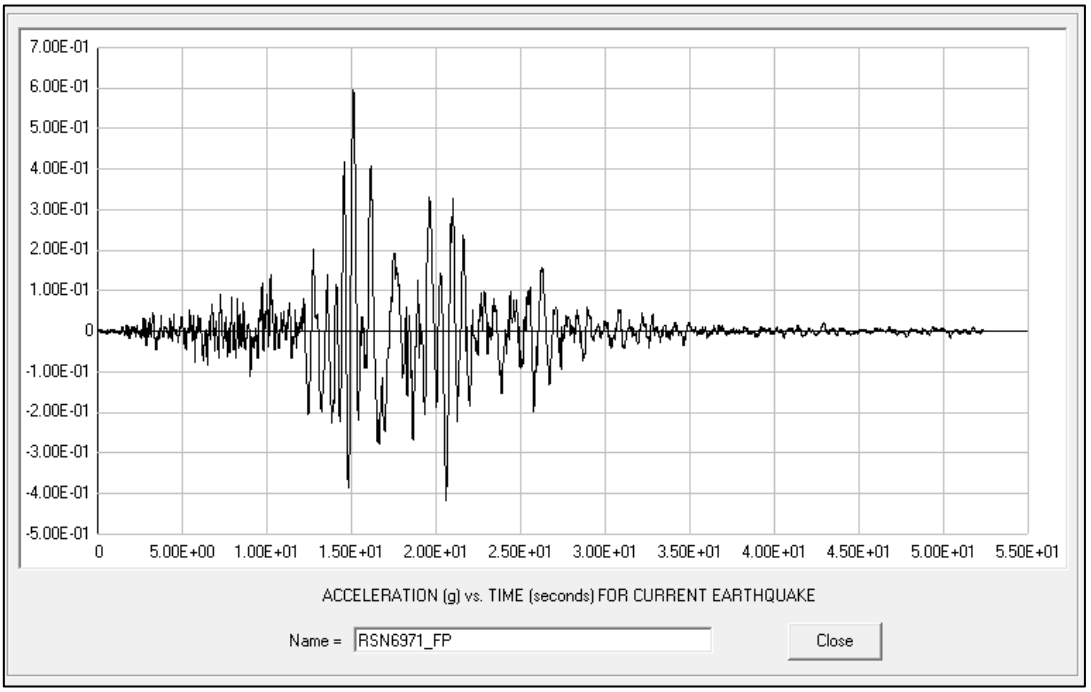
Şekil 4.31: RSN6928_DARFIELD_LPCCN80E.



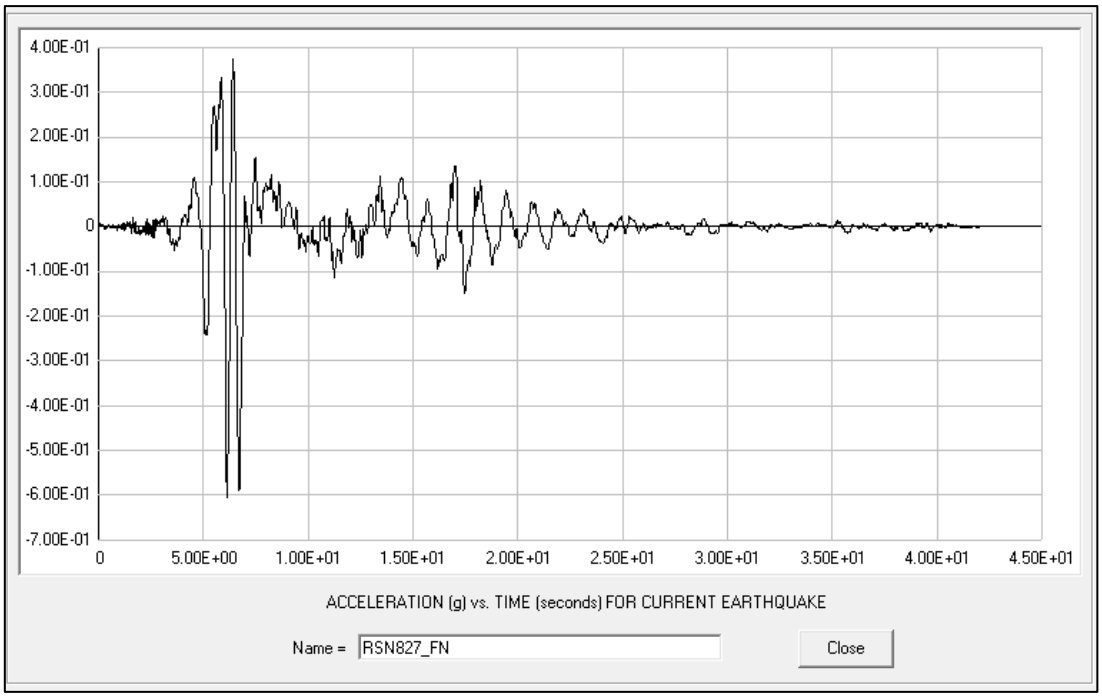
Şekil 4.32: RSN6928_DARFIELD_LPCCS10E.



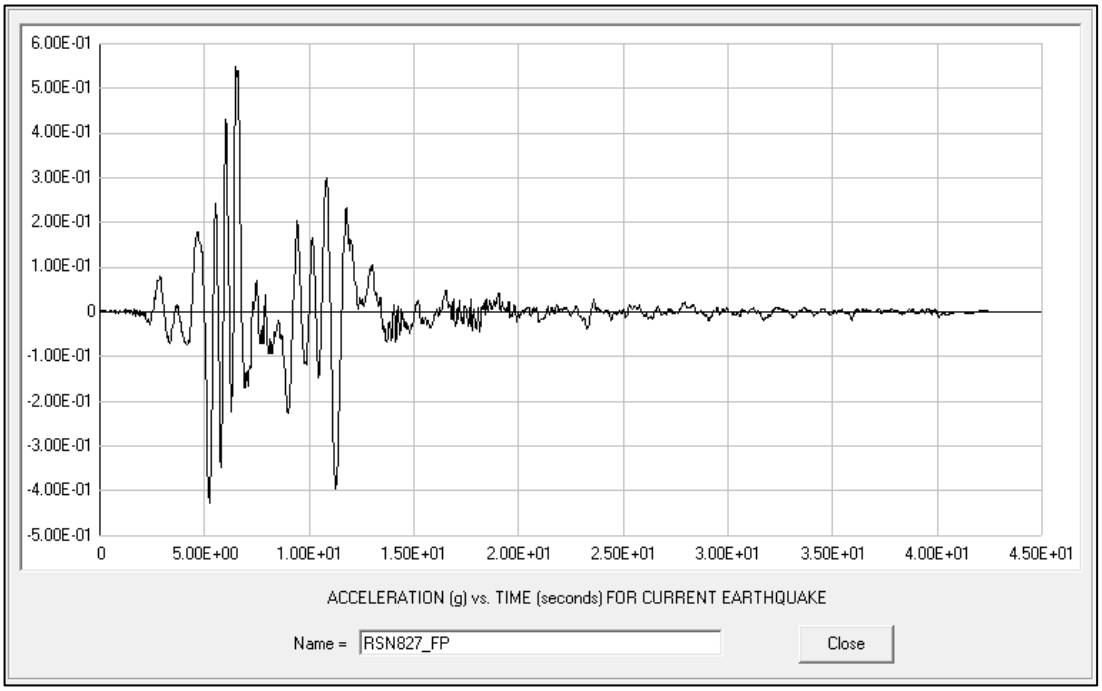
Şekil 4.33: RSN6971_DARFIELD_SPFSN17E.



Şekil 4.34: RSN6971_DARFIELD_SPFSN73W.



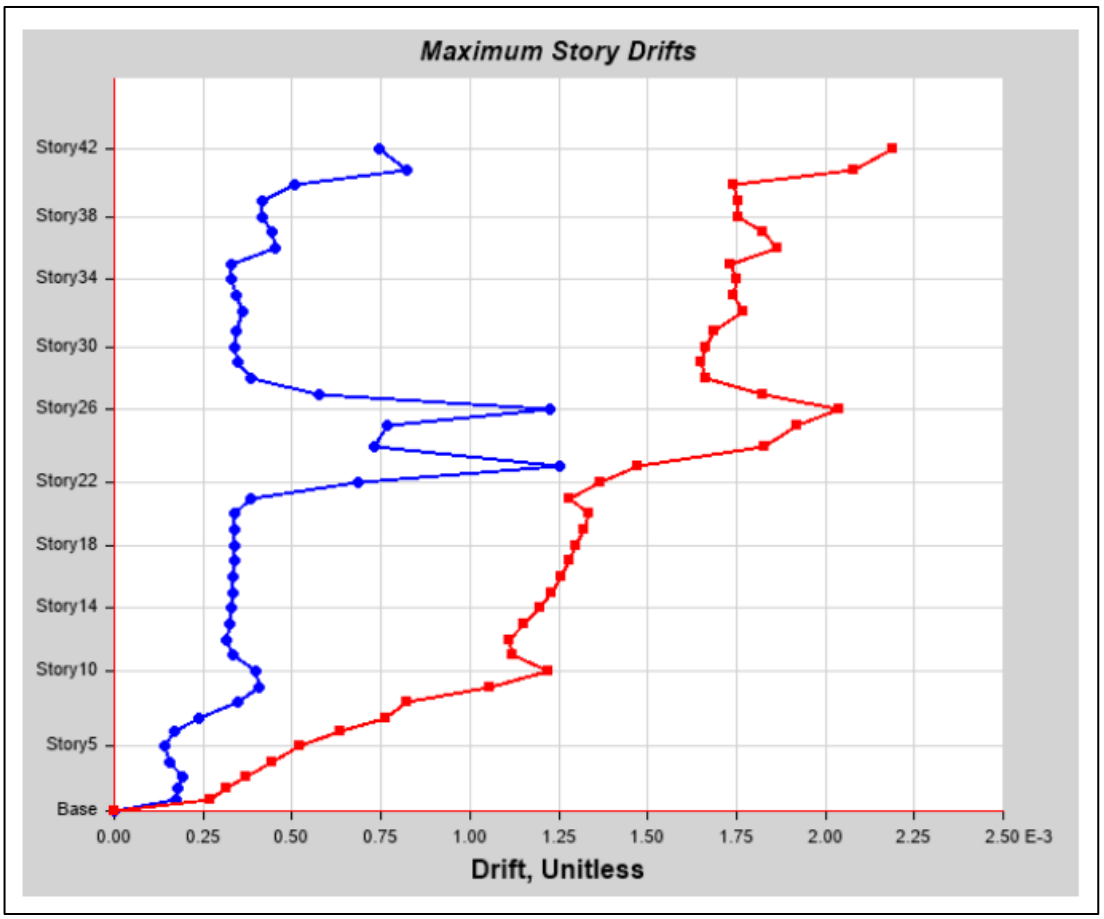
Şekil 4.35: RSN827_CAPEMEND_FOR000.



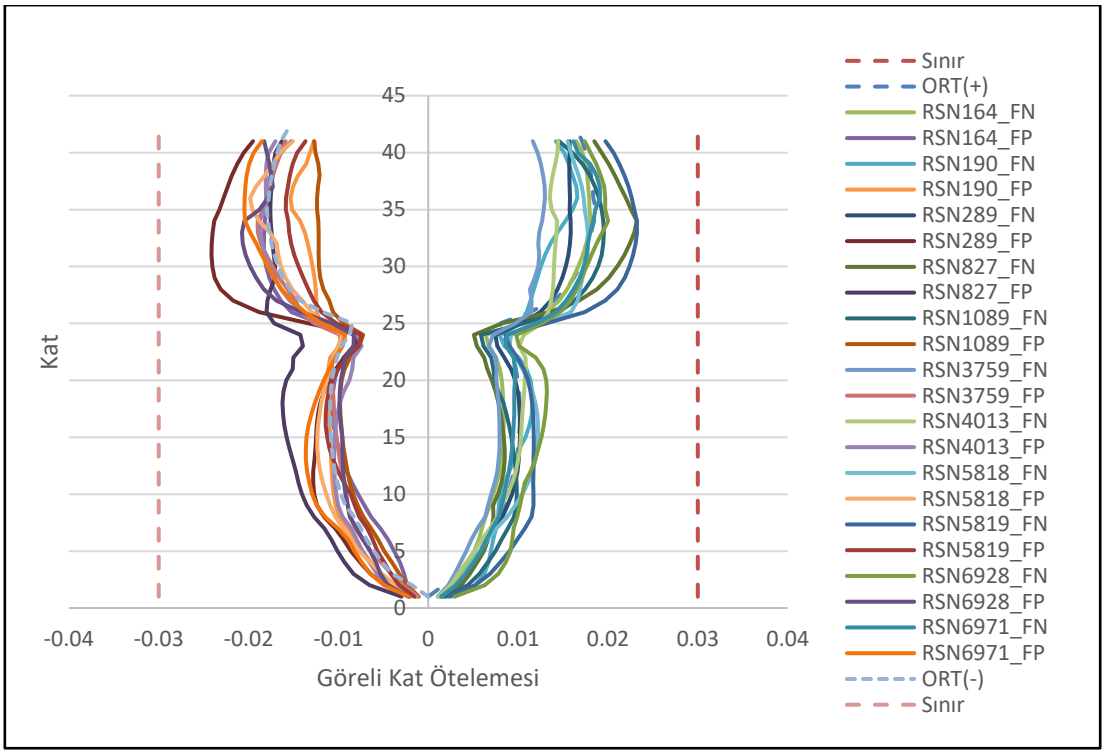
Şekil 4.36: RSN827_CAPEMEND_FOR090.

4.4.2 Elastik Olmayan Tasarımda Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü ve Elastik Tasarım ile Karşılaştırılması

TBDY-2017 bölüm 13.6.5.2'de belirttiği gibi 2x11=22 depremdem elde edilen ortalama göreli kat ötelemesi oranı 0.03'u geçmeyecektir. Ayrıca tek bir depremden elde edilen en büyük göreli kat ötelemesi oranı 0.045'i geçmeyecektir.



Şekil 4.37: Doğrusal analiz sonucunda maks. göreli kat ötelemeleri.



Şekil 4.38: Doğrusal olmayan analiz sonucunda maks. göreli kat ötelemeleri.

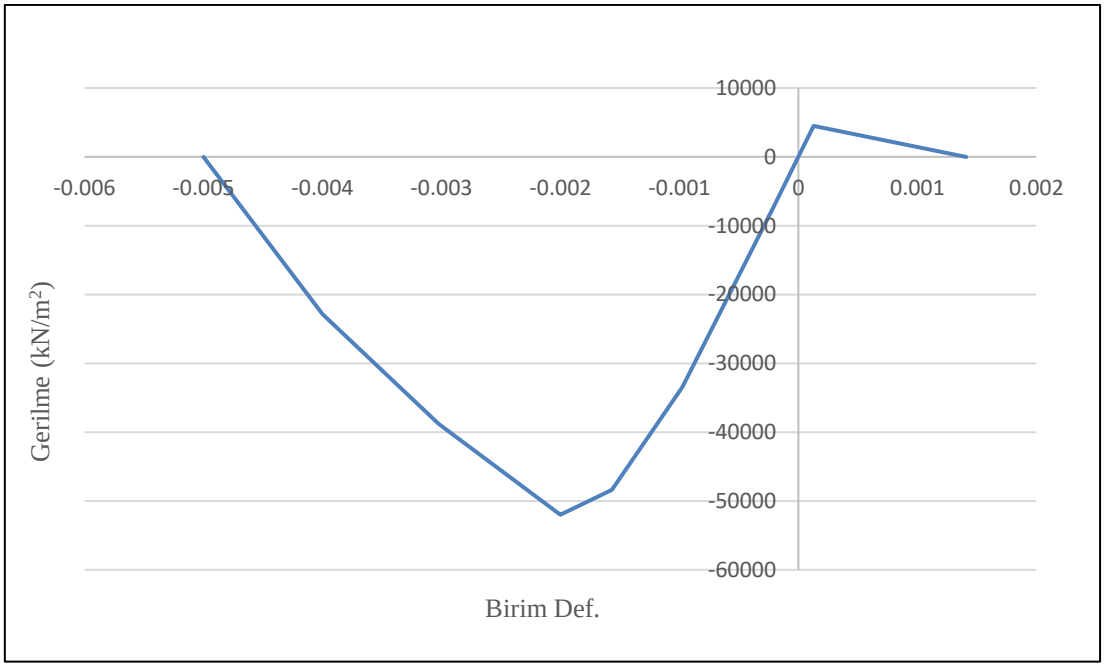
Doğrusal analizde maks göreli kat ötelemesi 0.00219*R=0.01314'dır. Doğrusal olmayan analiz ile kıyaslandığında 0.024123/0.01314 = 1.84 kat daha fazladır.

4.4.3 Perdelerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi

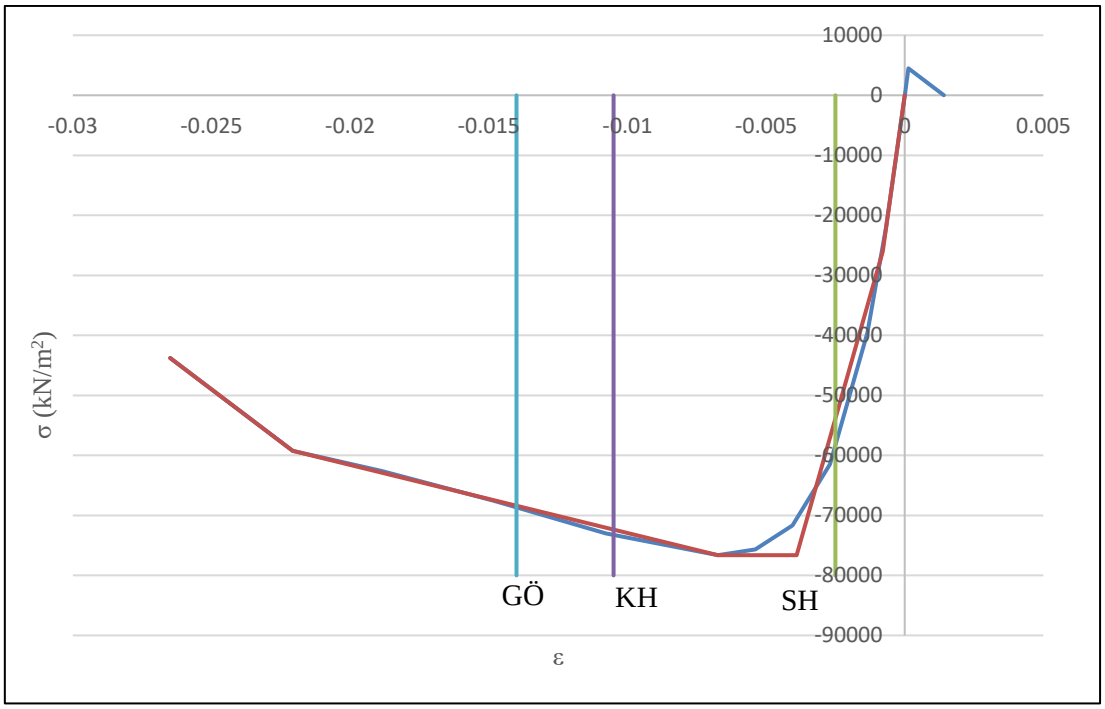
Perdelerin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde önceki bölümlerde de belirtildiği gibi fiber model kullanılacaktır. Fiber model için sargılı (başlık bölgeleri için), sargısız betonun ve donatı çeliğinin doğrusal olmayan davranışı eğrileri belirlenecektir. Betonun doğrusal olmayan davranış eğrileri belirlenirken Mander modeli, donatı çeliğinin doğrusal olmayan davranış eğrisi belirlenirken Park modeli kullanılmıştır. Perdelerin kayma modülü 0.2 E_c alınmıştır [6].

Perdelerin doğrusal analiz sonuçları ile doğrusal olmayan analiz sonuçlarında bazı büyük farklılıklar belirlenmiştir(Şekil 4.13 ve 4.14). Perde kesme kuvvetleri bazı perdelerde kesit ve donatı yetersizliğine sebep olmaktadır. Özellikle dış destek olan katlardaki bu farklılık oldukça fazladır.Bundan dolayı yüksek yapılarda perde kesit ve donatılarının belirlenmesinde doğrusal olmayan analiz kritik önem taşımaktadır. Perdeler doğrusal tasarımda eğilmeye karşı %65-75 mertebelerine göre tasarlanmış ve

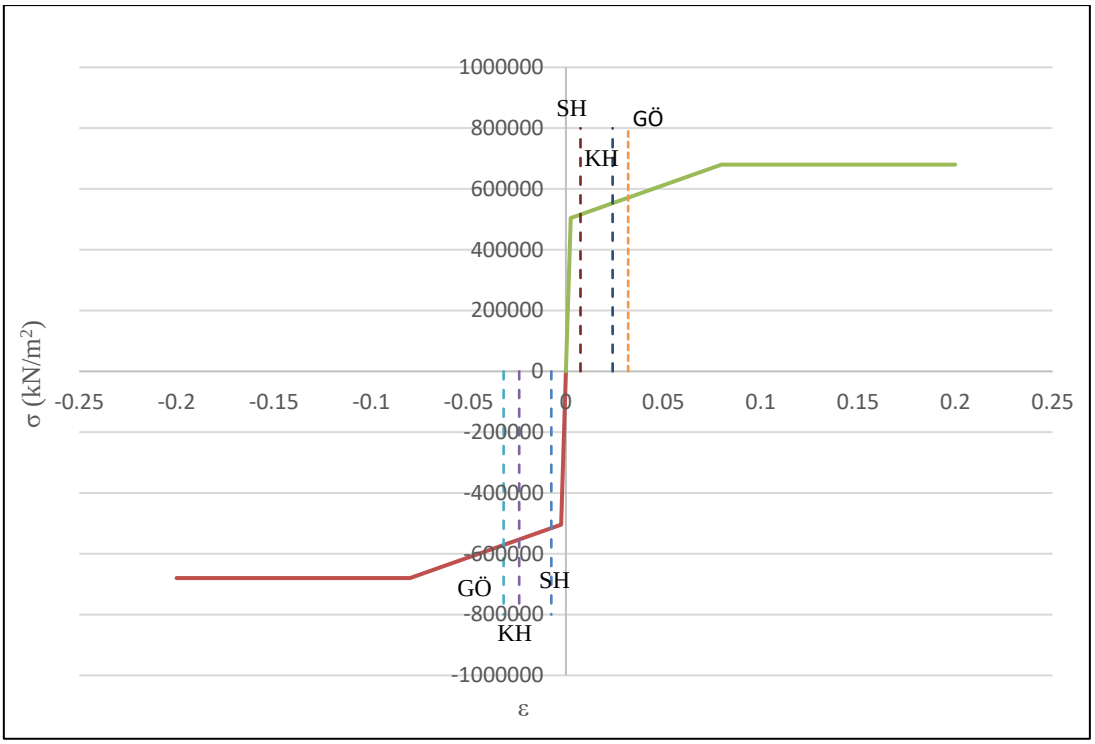
doğrusal olmayan analiz sonuçları incelendiğinde perde performanslarının beklenilen seviyelerde olduğu görülmüştür(Şekil 4.12)



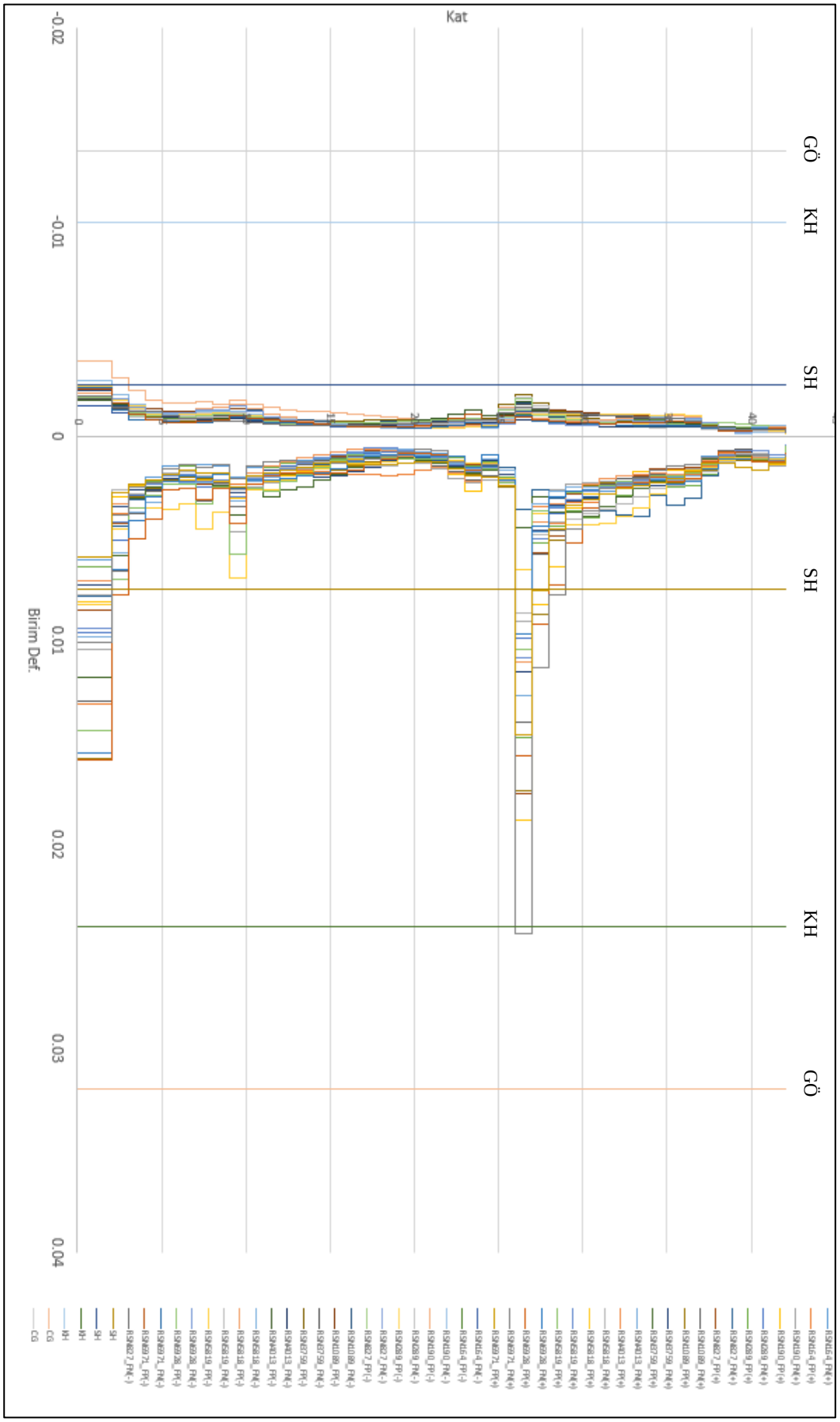
Şekil 4.39: Sargısız beton gerilme-birim def..



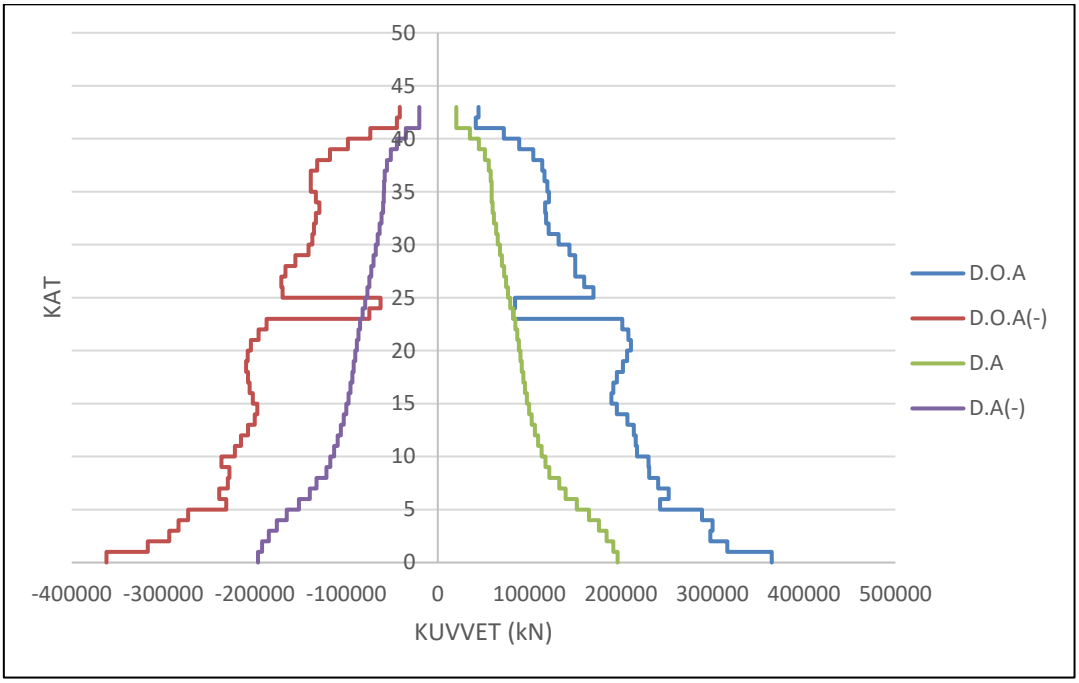
Şekil 4.40: Sargılı beton gerilme-birim def..



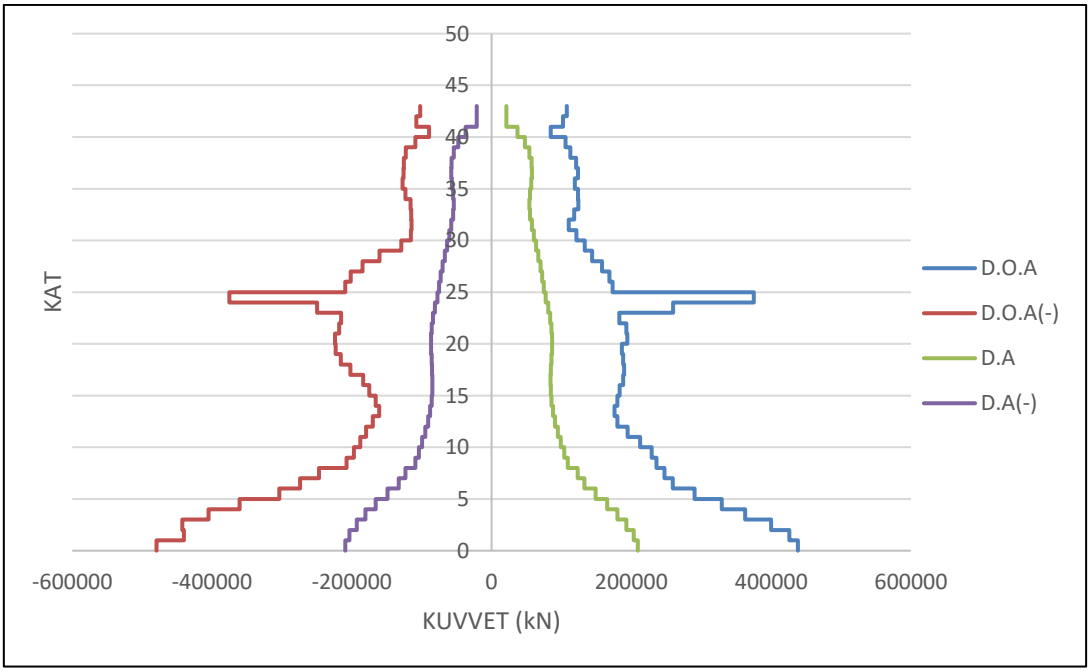
Şekil 4.41: Donatı çeliği gerilme-birim def..



Şekil 4.42: Katlara göre perde birim uzama ve kısalmaları.



Şekil 4.43: X yönü tüm perde kesme kuvvetleri.



Şekil 4.44: Y yönü tüm perde kesme kuvvetleri.

4.4.4 Kompozit Kolonların Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi

Kompozit kolonların doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde tıpkı perdeler gibi fiber model kullanılacaktır. Fiber model için sargılı, sargısız betonun, donatı çeliğinin ve yapısal çeliğin doğrusal olmayan davranışı eğrileri belirlenecektir. Malzeme özellikleri kullanılarak oluşturulan Fiber plastik mafsal kolon uç noktalarına tanımlanacaktır. Etkin kesit rijitliği hesaplanırken gömülü profil donatı gibi düşünülmüş ve bölüm 3.10.1.3.1. de belirtilen denklem ile hesaplanmıştır.

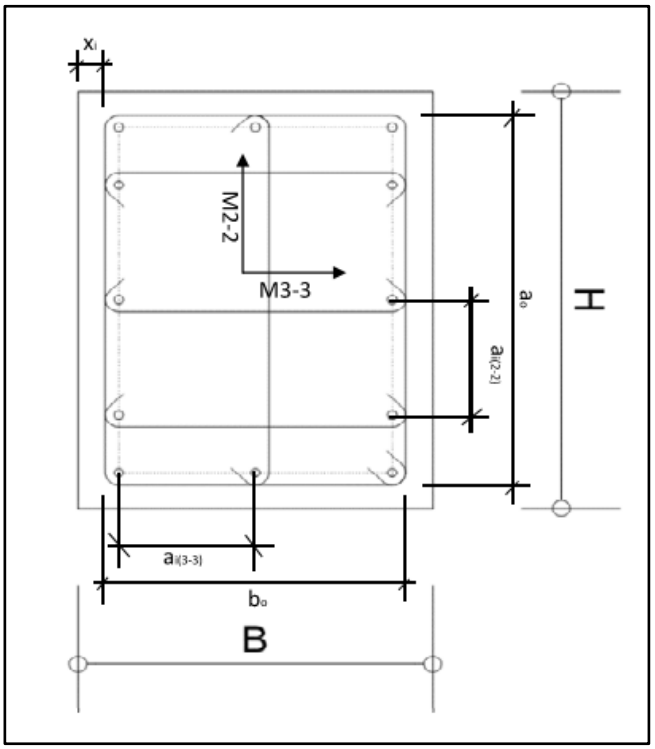
– ai : Bir etriye kolu ve cirozlar tarafindan mesnetlenen boyuna donatilarin merkezleri arasi uzakliktir.

– xi : Paspayi

– S : Eleman boyunca etriyeler arasindaki mesafedir.

– Ls : Kiris yari uzunlugudur.

– Lp : Mafsal yuksekligidir.



Şekil 4.45: Kompozit kolon hesabındaki simgeler.

Tablo 4.5: Kompozit Kolonların Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.

Malzeme/*Materials*

Beton/*Concrete* : C40 — f_{ce} = 52 MPa; E = 3.50E+07

Donatı/*Reinfor.* : S420 — f_{ywe} = 504 MPa; ε_{sy} := 0.0021; ε_{sh} = 0.008; ε_{su} = 0.08

Geometri :

B=	1,300 mm	h_o =	1,188 mm	$A_{confined}$=	1,411,344 mm2
H=	1,300 mm	b_o =	1,188 mm	I =	262,500,000,000 mm4
x_i=	40 mm	$a_{i(2-2)}$=	383 mm		
S=	100 mm	$a_{i(3-3)}$=	383 mm		

	Don. Kol Adedi/ *Leg Quant.*	Donati/ *Rein.*		A_{sh}	ρ_{sh}
3-3 Yonu/*3-3 Direc.*	4	Φ	20	1,256 mm2	0.01057
2-2 Yonu/*2-2 Direc.*	4	Φ	20	1,256 mm2	0.01057
Ust Boy. Don./ Top *Long. Rein.*		Φ	32		
Alt Boy. Don./ Bot. *Long. Rein.*		Φ	32		

Gocmenin Onlenmesi Performans Duzeyi Icin Beton Birim Kisalmasi / *Concrete Strain For Collapse Prevention*

$$a_{se} = (1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o})(1 - \frac{s}{2b_o})(1 - \frac{s}{2h_o}) = 0.727186158$$

$$\omega_{we} = a_{se} * \rho_{sh,min} * (f_{ywe}/f_{ce}) = 0.074515393$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.0035 + 0.04 * \sqrt{\omega_{we}} = 0.014419003 < 0.018$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.014419003$$

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$

L_p = 0.650 m

L_s = 15.250 m

n= 1 → **(Kolon ve kirisler icin , perdeler icin 0.5 alinacaktir.)**

Tablo 4.5: Devamı.

(-) Moment

My = 21,650 kNm

Φ_y = 0.0052036

Φ_u = 0.03654

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$

$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_s^{(GO)} = 0.024$$

$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075$$

$$\theta_p^{(GO)} = \frac{2}{3}\left[(\emptyset_u - \emptyset_y) * L_p * \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5 * \emptyset_u * d_b\right] = 0.01708$$

$\theta_p^{(KH)}$ = 0.01281 $\theta_p^{(SH)}$ = 0.00000

$$\theta_y = \frac{\emptyset_y L_s}{3} + 0.0015 * n * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\emptyset_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} = 2.64671$$

$\varepsilon_c^{(GO)}$ = 0.014419003

$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_c^{(GO)}$ = 0.010814252

$\varepsilon_s^{(SH)}$ = 0.0025

EI = 9187500

$$(EI)_e = \frac{M_y * L_s}{\theta_y * 3} = 4158148$$

Rijitlik Carpani/ *Stif. Modifier* = 0.453

(+) Moment

My = 21,650 kNm

Φ_y = 0.0052036

Φ_u = 0.03654

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$

$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_s^{(GO)} = 0.024$$

$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075$$

$$\theta_p^{(GO)} = \frac{2}{3}\left[(\emptyset_u - \emptyset_y) * L_p * \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5 * \emptyset_u * d_b\right] = 0.01708$$

$\theta_p^{(KH)}$ = 0.01281 $\theta_p^{(SH)}$ = 0.00000

Tablo 4.5: Devamı.

$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.014419003$

$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_c^{(GO)} = 0.010814252$

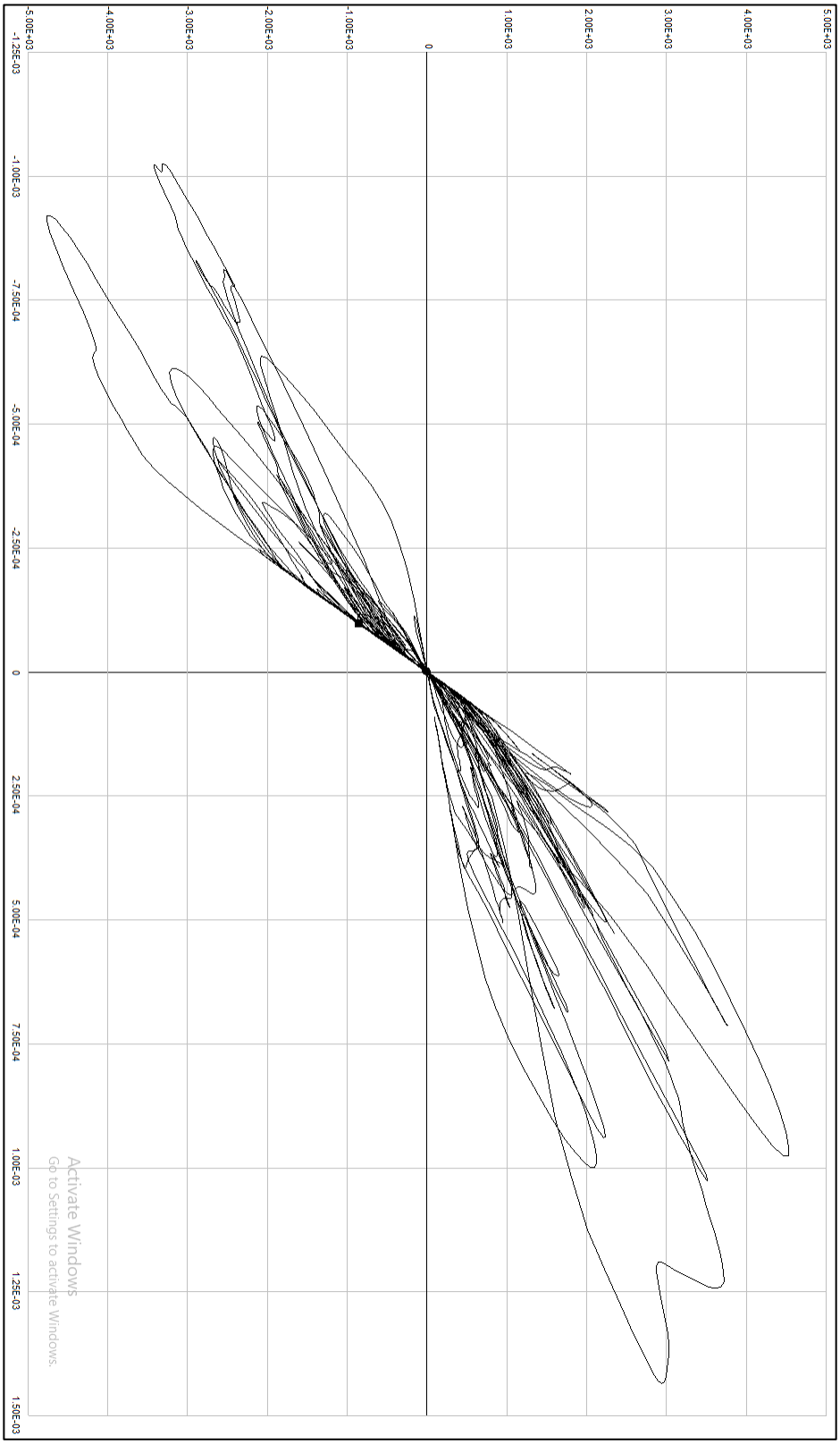
$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0025$

$$\theta_y = \frac{\emptyset_y L_s}{3} + 0.0015 * n * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\emptyset_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} = 2.64671$$

$$(EI)_e = \frac{M_y * L_s}{\theta_y * 3} = 4158148$$

Rijitlik Carpani/ *Stif. Modifier* = 0.453

Kompozit kolonlar için doğrusal olmayan tasarım sonuçları incelendiğinde kompozit kolonların Şekil 4.45'de de görüleceği gibi doğrusal davranış gösterdikleri belirlenmiştir.



Şekil 4.46: Kompozit kolon tasarım sonucu.

4.4.5 Betonarme Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi

Betonarme kirişlerin doğrusal olmayan analizinde kullanılan M-Θ eğrisi ve etkin kesit rijitlikleri bölüm 3.10.1.3.1. ve 3.10.1.3.2.'de belirtilen denklemler ile hesaplanmıştır. Kirişlerin kesit atalet momentleri belirlenen etkin rijitlik çarpanı ile azaltılacaktır.

Tablo 4.6: Betonarme Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.

Malzeme/*Materials*

Beton/*Concrete* :	C40	f_{ce} =	52 MPa		
		E =	3.50E+07		
Donatı/*Reinfor.* :	S420	f_{ywe} =	504 MPa	ε_{sy}:=	0.0021
				ε_{sh} =	0.008
				ε_{su} =	0.08

Geometri :

B=	1,000 mm	h_o =	888 mm	$A_{confined}$=	788,544 mm2
H=	1,000 mm	b_o =	888 mm	I =	83,333,333,333 mm4
x_i=	40 mm	$a_{i(2-2)}$=	848 mm		
S=	100 mm	$a_{i(3-3)}$=	283 mm		

	Don. Kol Adedi/ *Leg Quant.*		Donati/ *Rein.*		A_{sh}	ρ_{sh}
3-3 Yonu/*3-3 Direc.*	4	Φ	20	→	1,256 mm2	0.01414
2-2 Yonu/*2-2 Direc.*	2	Φ	20	→	628 mm2	0.00707
Ust Boy. Don./ Top *Long. Rein.*	→	Φ	32			
Alt Boy. Don./ Bot. *Long. Rein.*	→	Φ	32			

Tablo 4.6: Devamı.

Gocmenin Onlenmesi Performans Duzeyi Icin Beton Birim Kisalmasi / *Concrete Strain For Collapse Prevention*

$$a_{se} = (1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o})(1 - \frac{s}{2b_o})(1 - \frac{s}{2h_o}) = 0.529609188$$

$$\omega_{we} = a_{se} * \rho_{sh,min} * (f_{ywe}/f_{ce}) = 0.036301902$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.0035 + 0.04 * \sqrt{\omega_{we}} = 0.011121223 < 0.018$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.011121223$$

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$

$L_p =$ 0.500 m

$L_s =$ 3.000 m

n= 1 → **(Kolon ve kirisler icin , perdeler icin 0.5 alinacaktir.)**

(-) Moment

My = 3,788 kNm

$\Phi_y =$ 0.005216

$\Phi_u =$ 0.03878

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$
$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_s^{(GO)} = 0.024$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075$$

$$\theta_p^{(GO)} = \frac{2}{3}\left[(\emptyset_u - \emptyset_y) * L_p * \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5 * \emptyset_u * d_b\right] = 0.01398$$

$\theta_p^{(KH)} = 0.01048$ $\theta_p^{(SH)} = 0.00000$

$$\theta_y = \frac{\emptyset_y L_s}{3} + 0.0015 * n * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\emptyset_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} = 0.00751$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.011121223$$
$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_c^{(GO)} = 0.008340917$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0025$$

EI = 2916667

$$(EI)_e = \frac{M_y * L_s}{\theta_y * 3} = 504252$$

Rijitlik Carpani/ *Stif. Modifier* = 0.173

Tablo 4.6: Devamı.

(+) Moment

My =	3,788 kNm
Φ_y =	0.005216
Φ_u =	0.03878

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$
$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_s^{(GO)} = 0.024$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075$$

$$\theta_p^{(GO)} = \frac{2}{3}\left[(\emptyset_u - \emptyset_y) * L_p * \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5 * \emptyset_u * d_b\right] = 0.01398$$

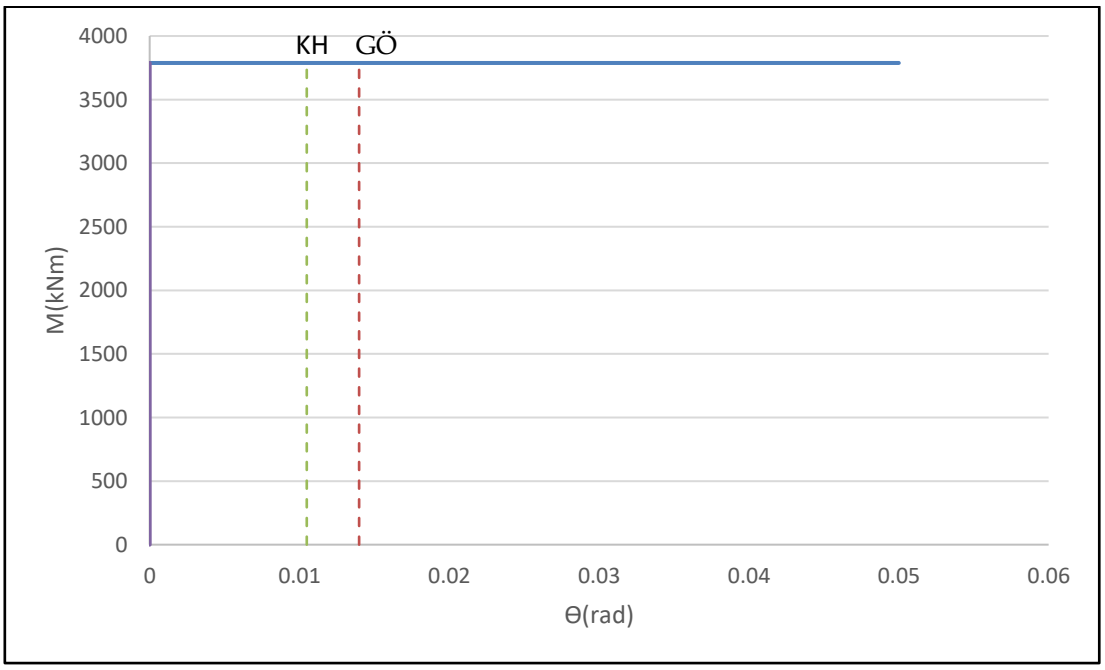
$\theta_p^{(KH)}$ = 0.01048 $\theta_p^{(SH)}$ = 0.00000

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.011121223$$
$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_c^{(GO)} = 0.008340917$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0025$$

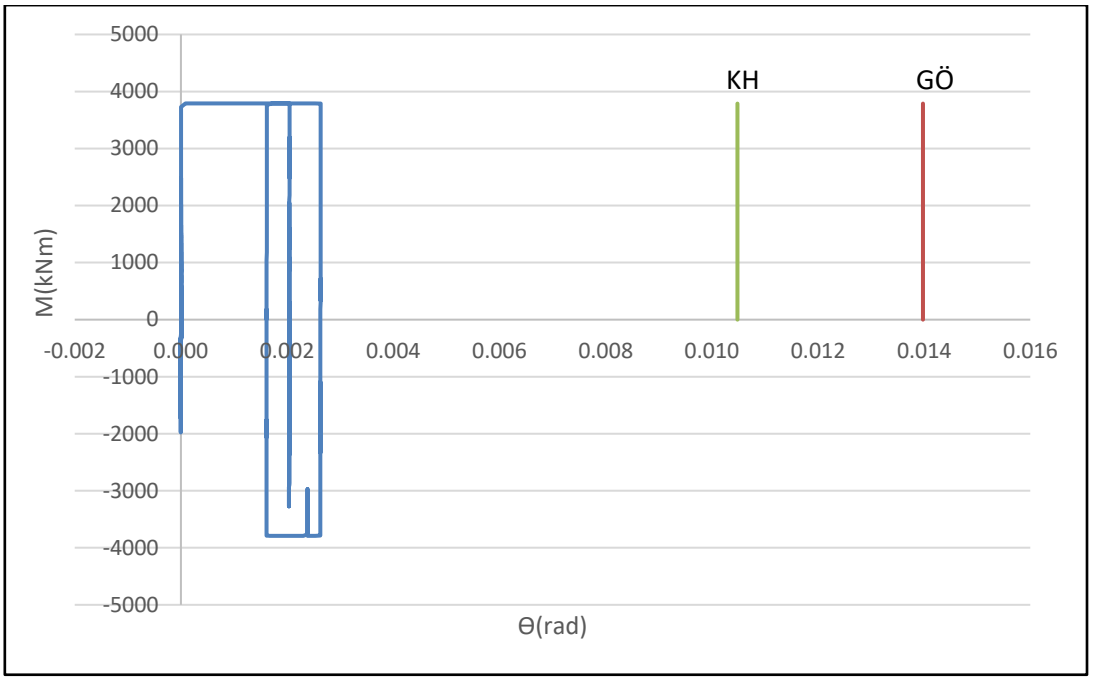
$$\theta_y = \frac{\emptyset_y L_s}{3} + 0.0015 * n * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\emptyset_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} = 0.00751$$

$$(EI)_e = \frac{M_y * L_s}{\theta_y * 3} = 504252$$

Rijitlik Carpani/ *Stif. Modifier* = 0.173



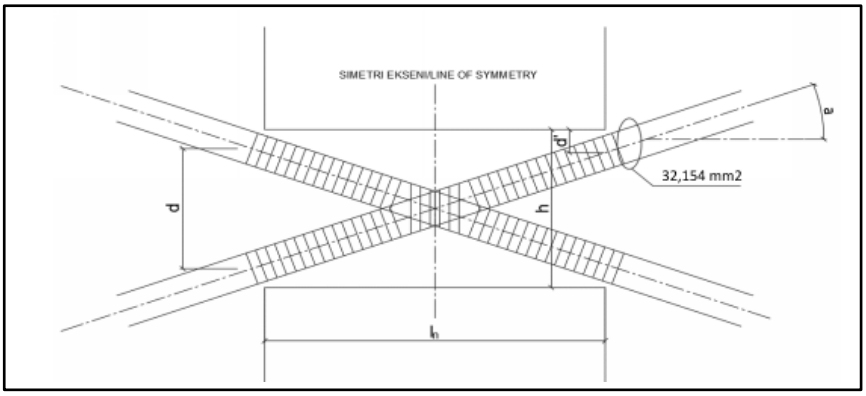
Şekil 4.47: Betonarme kiriş M-Θ eğrisi



Şekil 4.48: Betonarme kiriş analiz sonucu

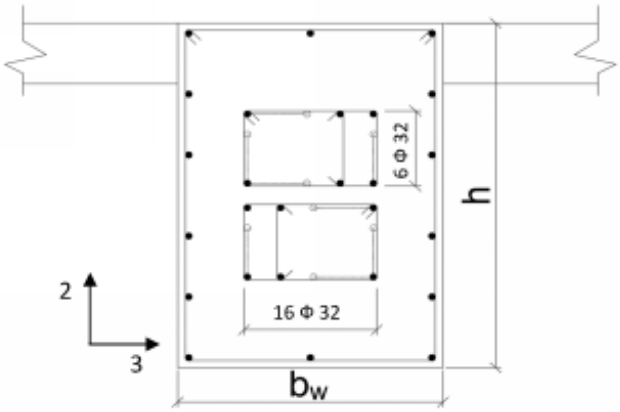
4.4.6 Bağ Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi

Bağ kirişlerin doğrusal olmayan davranış eğrilerinin 3.10.1.8'de belirtildiği gibi belirlenecektir. Bu tez kapsamında M-Θ eğrisi belirlenecek ve programa tanımlanacaktır. Çapraz donatılı ve konvansiyonel donatılı olmak üzere iki farklı tipte M-Θ hesaplanmıştır.Konvansiyonel donatılı bağ kirişler betonarme kiriş gibi hesaplanmış ASCE-41-13 tablo 10.7'de belirtildiği gibi davranış eğrisi belirlenmiştir.Çapraz donatılı bağ kirişin plastik moment kapasitesi hesaplanırken GÖ performans düzeyindeki betona birim kısalmaları sınır değer alınmıştır.



Şekil 4.49: Çapraz donatılı bağ kiriş hesabındaki simgeler

Tablo 4.7: Çapraz Donatılı Bağ Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.



Malzeme/*Materials*

Beton/*Concrete*: C40 f_{ce} = 52 MPa

E = 3.50E+07

Donatı/*Reinfor.*: S420

f_{ywe} = 504 MPa

ε_{sy}:= 0.0021

ε_{sh} = 0.008

ε_{su} = 0.08

Geometri:

h= 1,700 mm

b_w= 1,200 mm

d'= 350 mm

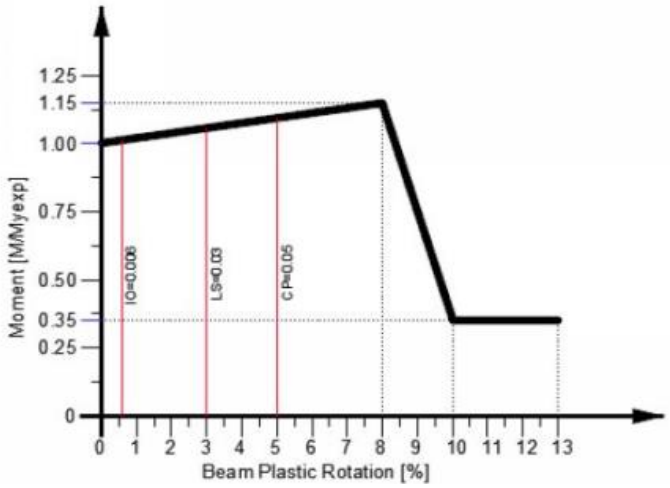
d= 1,000 mm

l_n= 3,347 mm

a= 16.63 °

	Don. Kol Adedi/ *Leg Quant.*		Donati/ *Rein.*		ΣA_s
3-3 Yonu/*3-3 Direc.*	16	Φ	32	→	32,154 mm2
2-2 Yonu/*2-2 Direc.*	6	Φ	32		

Tablo 4.7: Devamı.

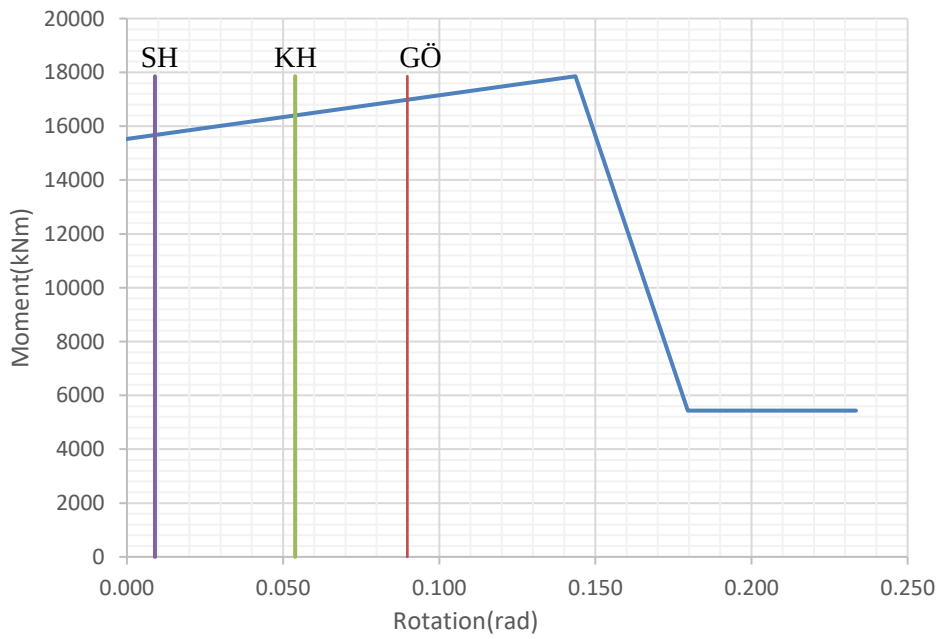


$\varepsilon_c^{(GÖ)}$ = 0.014

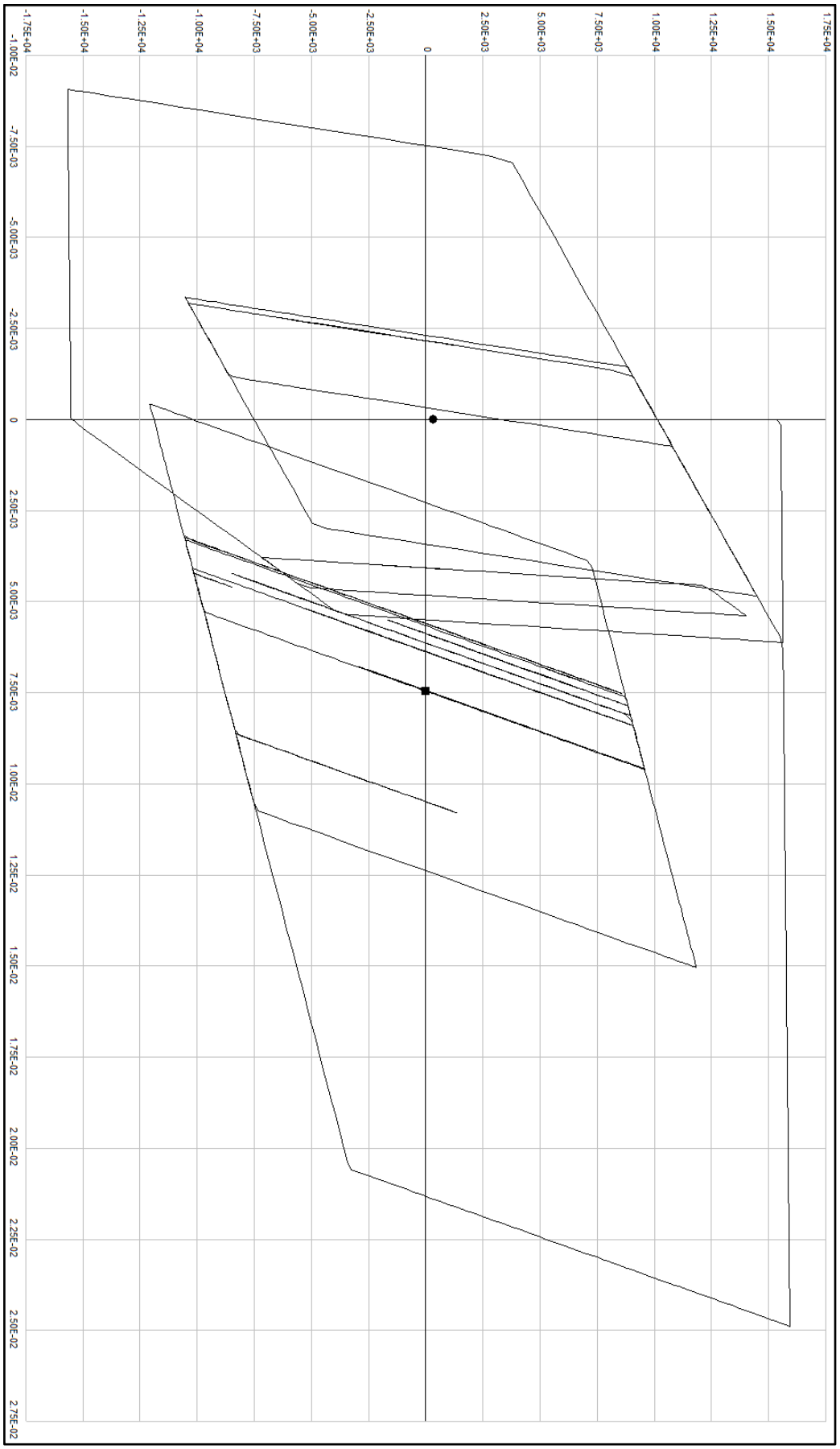
$M_{ye} = A_s * F_{ye} * \cos a * d$ = 15,527 kNm

$M_{ue} = 1.15 * M_{ye}$ = 17,856 kNm

$\theta_p^{(GÖ)} = \dfrac{\varepsilon_c^{(GÖ)} * \cos a * l_n}{d/2}$ = 0.090 rad

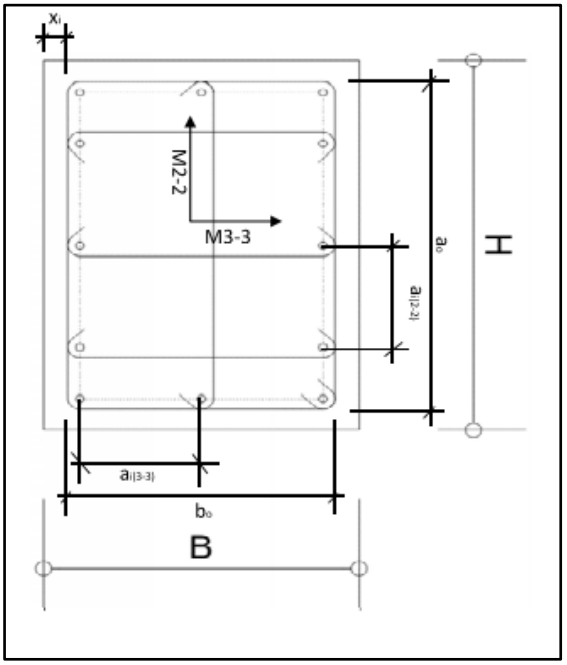


Şekil 4.50: Çapraz donatılı bağ kiriş davranış eğrisi.



Şekil 4.51: Çapraz donatılı bağ kiriş analiz sonucu.

Konvansiyonel donatılı bağ kiriş doğrusal olmayan davranış eğrisi aşağıdaki gibi belirlenmiştir.



Şekil 4.52: Konvansiyonel donatılı bağ kiriş hesabındaki simgeler

Tablo 4.8: Konvansiyonel Donatılı Bağ Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.

Malzeme/*Materials*

Beton/*Concrete* : C40 — f_{ce} = 52 MPa; E = 3.50E+07

Donatı/*Reinfor.* : S420 — f_{ywe} = 504 MPa; ε_{sy} := 0.0021; ε_{sh} = 0.008; ε_{su} = 0.08

Geometri :

B=	1,200 mm	h_o =	888 mm	$A_{confined}$=	966,144 mm2
H=	1,000 mm	b_o =	1,088 mm	I =	100,000,000,000 mm4
x_i=	40 mm	$a_{i(2-2)}$=	848 mm		
S=	100 mm	$a_{i(3-3)}$=	210 mm		

	Don. Kol Adedi/ *Leg Quant.*		Donati/ *Rein.*		A_{sh}	ρ_{sh}
3-3 Yonu/*3-3 Direc.*	6	Φ	20	→	1,884 mm2	0.02122
2-2 Yonu/*2-2 Direc.*	2	Φ	20	→	628 mm2	0.00577
Ust Boy. Don./ Top *Long. Rein.*	→	Φ	32			
Alt Boy. Don./ Bot. *Long. Rein.*	→	Φ	32			

Gocmenin Onlenmesi Performans Duzeyi Icin Beton Birim Kisalmasi / *Concrete Strain For Collapse Prevention*

$$a_{se} = (1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o})(1 - \frac{s}{2b_o})(1 - \frac{s}{2h_o}) = 0.608721609$$

$$\omega_{we} = a_{se} * \rho_{sh,min} * (f_{ywe}/f_{ce}) = 0.034054669$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.0035 + 0.04 * \sqrt{\omega_{we}} = 0.010881563 < 0.018$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.010881563$$

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$

L_p = 0.500 m

L_s = 1.700 m

n= 1 → **(Kolon ve kirisler icin , perdeler icin 0.5 alinacaktir.)**

Tablo 4.8: Devamı.

(-) Moment

My = 6,930 kNm

Φ_y = 0.005654

Φ_u = 0.03878

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$
$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_s^{(GO)} = 0.024$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075$$

$$\theta_p^{(GO)} = \frac{2}{3}\left[(\emptyset_u - \emptyset_y) * L_p * \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5 * \emptyset_u * d_b\right] = 0.01314$$

$\theta_p^{(KH)}$ = 0.00986 $\theta_p^{(SH)}$ = 0.00000

$$\theta_y = \frac{\emptyset_y L_s}{3} + 0.0015 * n * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\emptyset_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} = 0.00608$$

$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.010881563$$
$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_c^{(GO)} = 0.008161172$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0025$$

EI = 3500000

$$(EI)_e = \frac{M_y * L_s}{\theta_y * 3} = 646159$$

(+) Moment

My = 6,930 kNm

Φ_y = 0.005654

Φ_u = 0.03878

$$\varepsilon_s^{(GO)} = 0.4 * \varepsilon_{su} = 0.032$$
$$\varepsilon_s^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_s^{(GO)} = 0.024$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0075$$

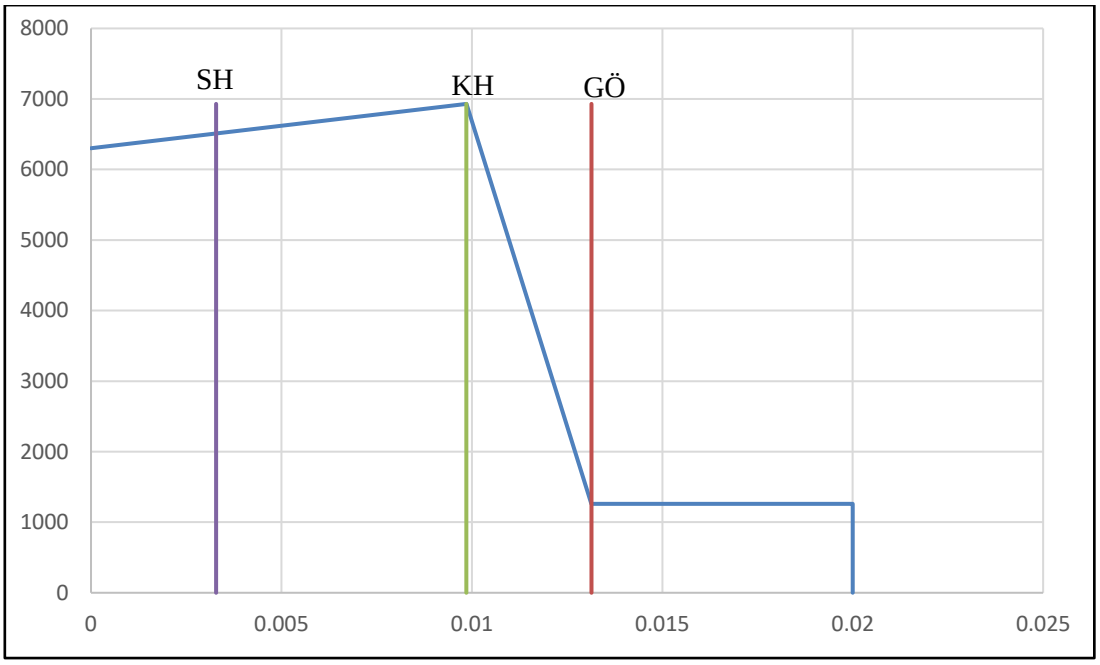
$$\theta_p^{(GO)} = \frac{2}{3}\left[(\emptyset_u - \emptyset_y) * L_p * \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5 * \emptyset_u * d_b\right] = 0.01314$$

$\theta_p^{(KH)}$ = 0.00986 $\theta_p^{(SH)}$ = 0.00000

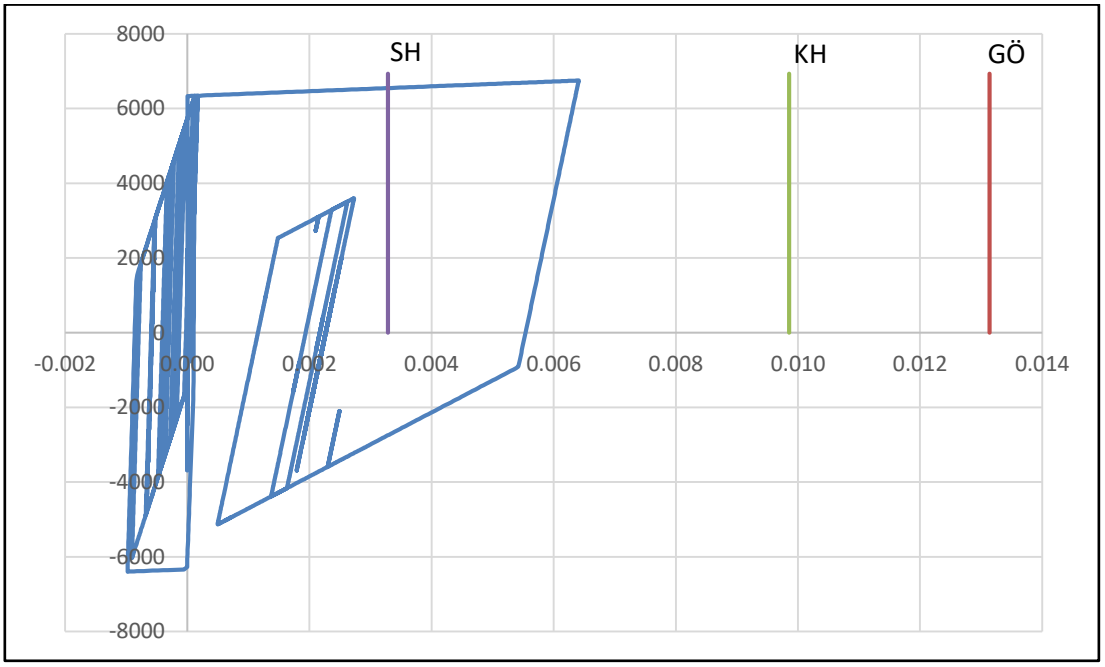
$$\varepsilon_c^{(GO)} = 0.010881563$$
$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.75 * \varepsilon_c^{(GO)} = 0.008161172$$
$$\varepsilon_s^{(SH)} = 0.0025$$

$$\theta_y = \frac{\emptyset_y L_s}{3} + 0.0015 * n * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\emptyset_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} = 0.00608$$

$$(EI)_e = \frac{M_y * L_s}{\theta_y * 3} = 646159$$



Şekil 4.53: Konvansiyonel donatılı bağ kiriş davranış eğrisi.



Şekil 4.54: Konvansiyonel donatılı bağ kiriş analiz sonucu.

4.4.7 Çelik Kolon ve Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi

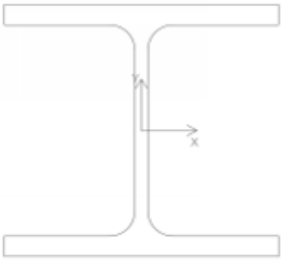
Çelik kiriş elemanların doğrusal olmayan davranış eğrileri bölüm 3.10.1.5'e göre belirlenmiştir.

Tablo 4.9: Çelik Kirişlerin Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.

Profil Mal./*Section Mat.* : S355

F_y=	3.55 t/cm2	F_u=	5.10 t/cm2
F_{ye}=	3.91 t/cm2	F_{ue}=	5.61 t/cm2
E_s=	**2,100 t/cm2**		

Çelik Kes. Ö./ *Steel Sec. Pro.*



Profil: IPE 450

G =	77.60 kg/m	A_s =	98.80 cm2
d=	450.00 mm	I_x=	33,740.00 cm4
h=	435.40 mm	I_y=	1,676.00 cm4
b_{bf}=	190.00 mm	W_x=	1,500.00 cm3
t_w=	9.40 mm	W_{px}=	1,702.00 cm3
t_{bf}=	14.60 mm	W_{py}=	276.40 cm3

l_b = 600.00cm

M_y = 6,646.31 tcm ⟶ 652.00 kNm

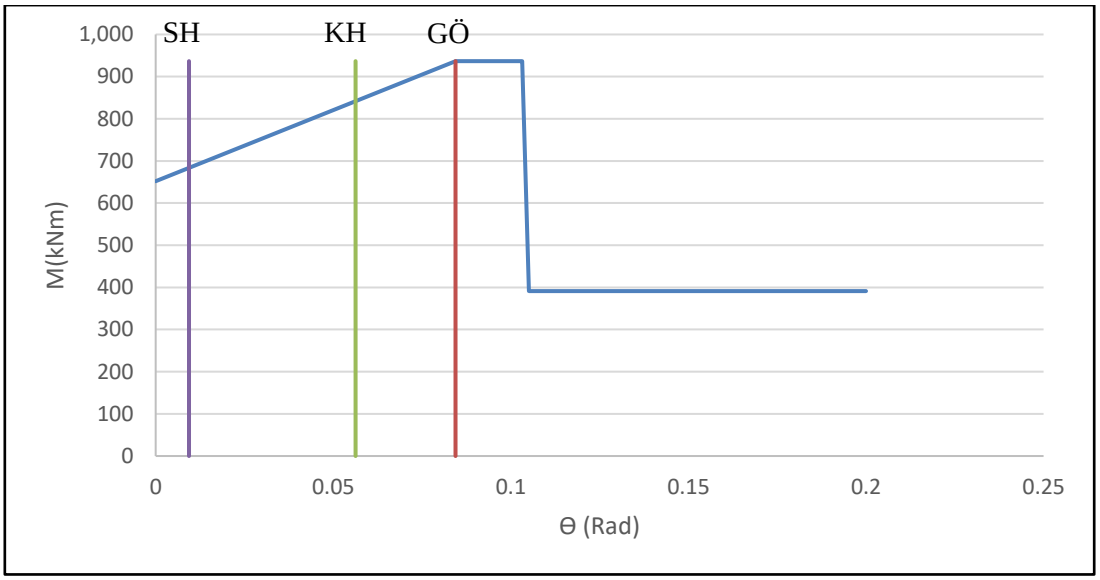
$$\theta_{yx} = \frac{W_{px} F_{ye} l_b}{6 E I_{bx}} = 0.0093803$$

	Dönme Sınırları / *Rotation Limits*		
	SH/*IO*	KH/*LS*	GÖ/*CP*
Süneklilik Düz. Yük. Kiriş/ *Highly Ductile Beam*	0.00938	0.05628	0.08442
Süneklilik Düz. Nor. Kiriş/ *Normally Ductile Beam*	0.00235	0.02814	0.03752

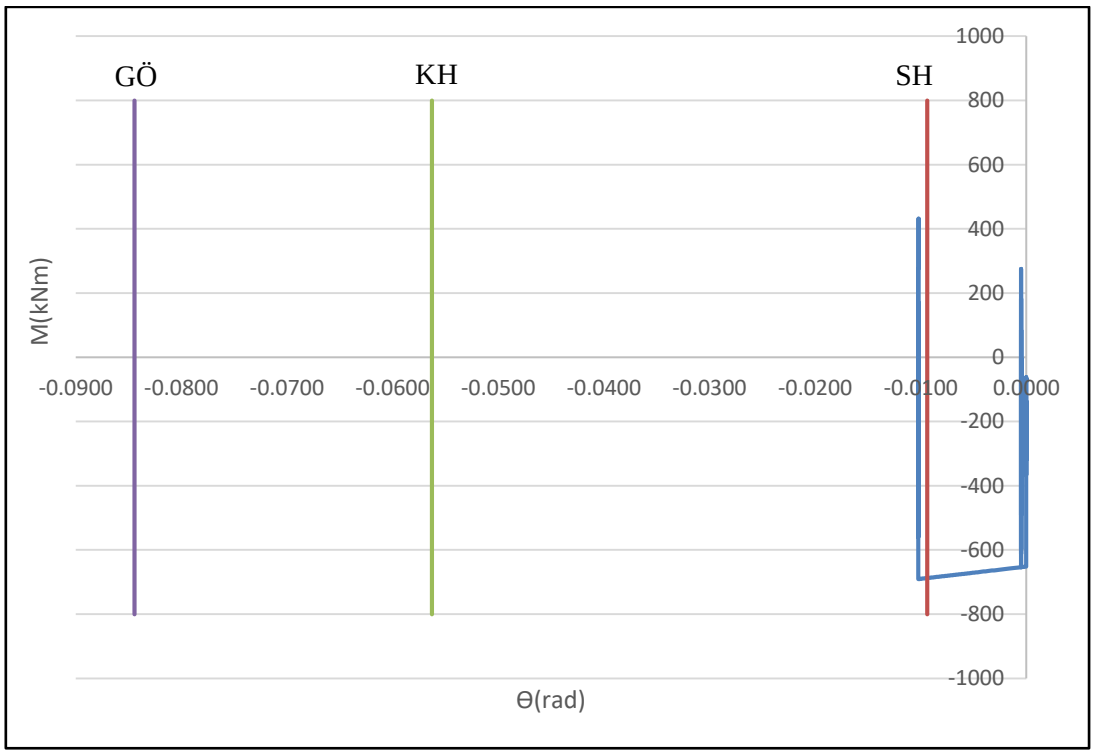
M_y = 1,079.34 tcm ⟶ 105.88 kNm

$$\theta_{yy} = \frac{W_{py} F_{ye} l_b}{6 E I_{by}} = 0.0306666$$

	Dönme Sınırları / *Rotation Limits*		
	SH/*IO*	KH/*LS*	GÖ/*CP*
Süneklilik Düz. Yük. Kiriş/ *Highly Ductile Beam*	0.03067	0.18400	0.27600
Süneklilik Düz. Nor. Kiriş/ *Normally Ductile Beam*	0.00767	0.09200	0.12267

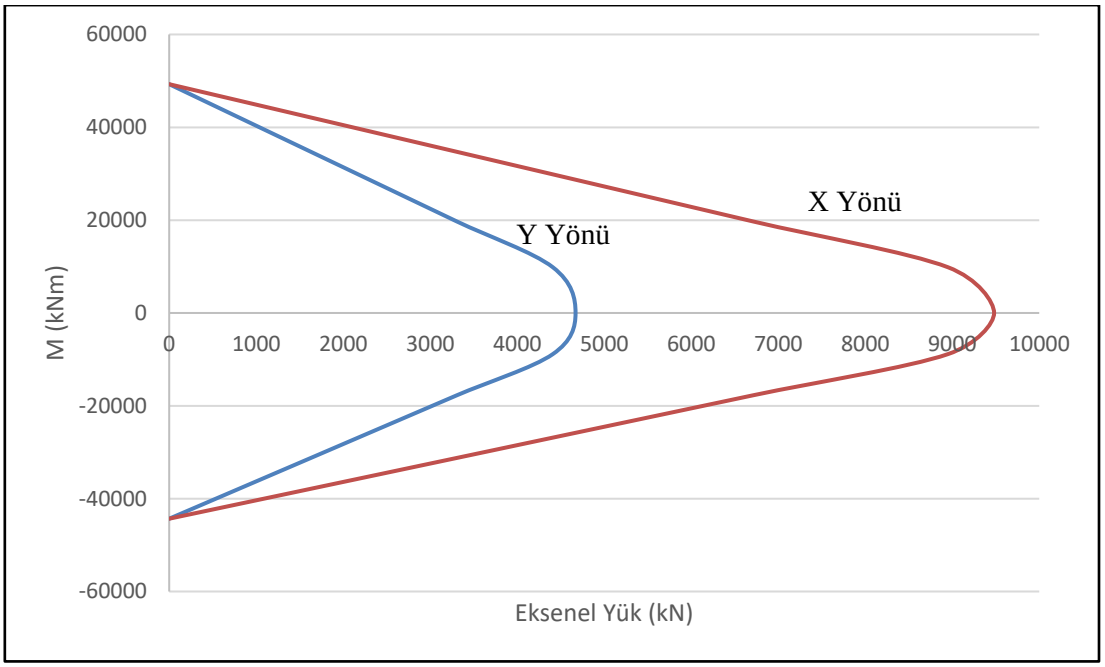


Şekil 4.55: Çelik kiriş davranış eğrisi.

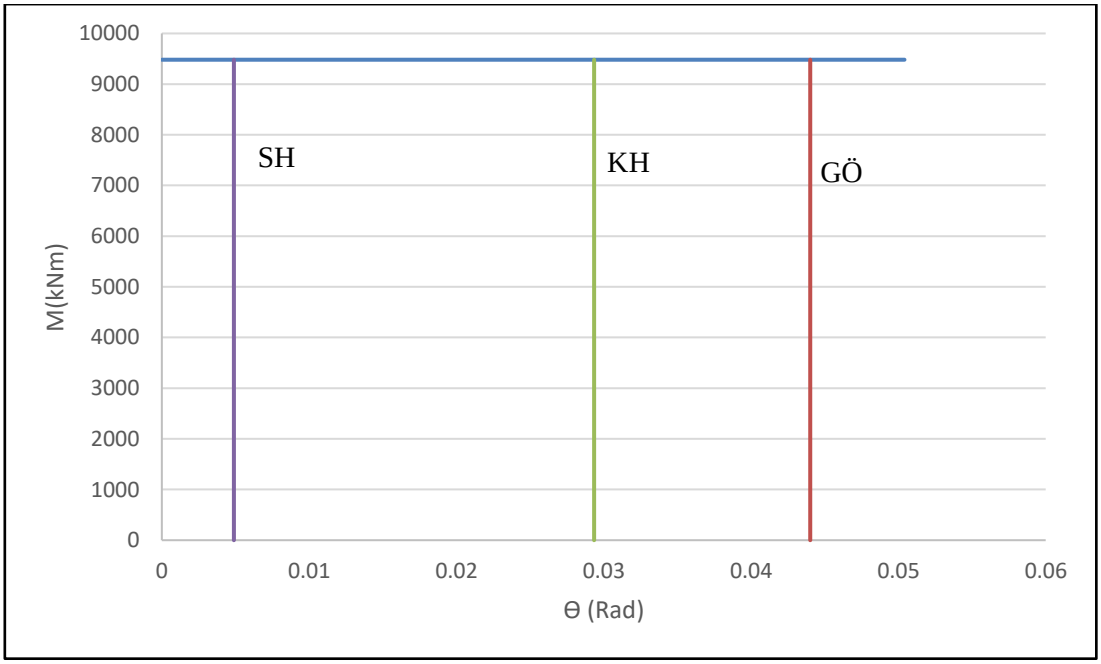


Şekil 4.56: Çelik kiriş tasarım sonucu.

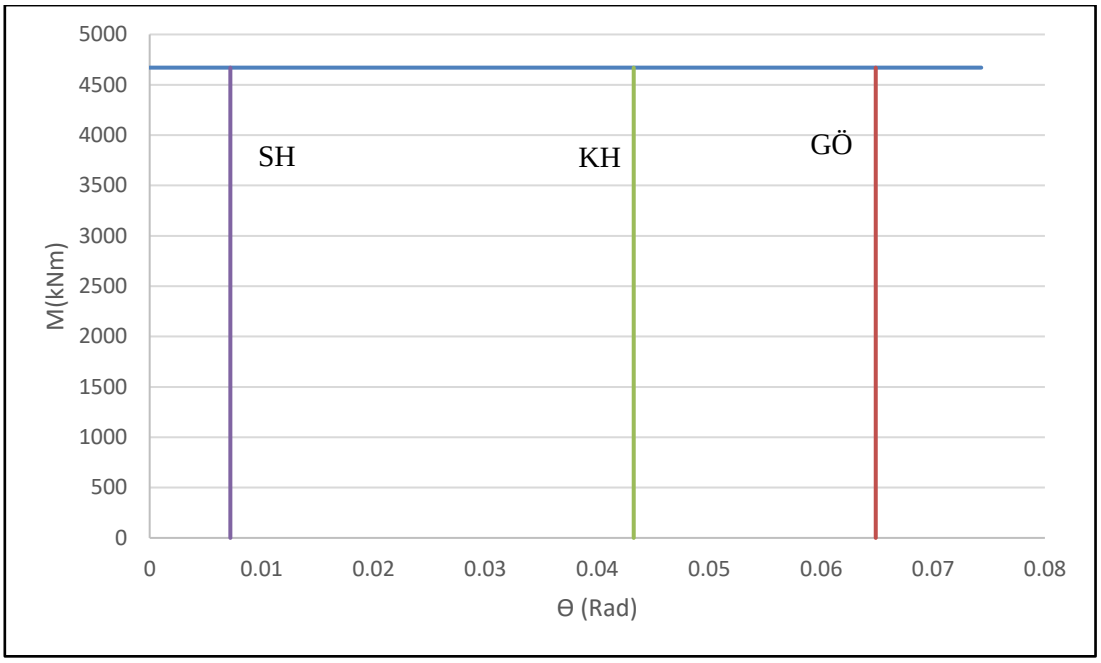
Çelik kolon elemanlarının doğrusal olmayan davranış eğrileri 3.10.1.6'a göre belirlenmiştir.



Şekil 4.57: Çelik kolon etkileşim diyagramı.



Şekil 4.58: X yönü için M-ϴ davranış eğrisi.



Şekil 4.59: Y yönü için M-ϴ davranış eğrisi.

Yapı sistemi dıştan destekli sistem olduğundan, sistemdeki kolonlarda eksenel yük baskındır. M-ϴ analiz sonuçları incelendiğinde kolonlar doğrusal davranışa yakın davranış göstermektedir.

4.4.8 Dış Destek Elemanlarının Doğrusal Olmayan Davranışlarının Belirlenmesi

Dış destek elemanları çelik çapraz elemanlar gibi modellenecektir. Şekil 4.57'de belirtildiği gibi basınç ve çekmede farklı davranacak şekilde davranış eğrisi tanımlanmıştır.

Tablo 4.10: Dış Destek Elemanlarının Doğrusal Olmayan Davranış Değerlerinin Belirlenmesinin Hesabı.

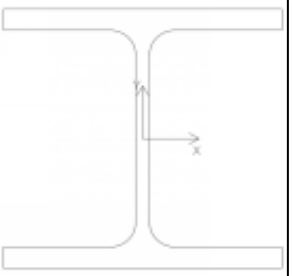
Profil Mal./*Section Mat.* : S355

F_y= 3.55 t/cm2 F_u= 5.10 t/cm2

F_{ye}= 3.91 t/cm2 F_{ue}= 5.61 t/cm2

E_s= **2,100 t/cm2**

Çelik Kes. Ö./ *Steel Sec. Pro.*



Profil: **HD400X678**

G =	678.24 kg/m	A_s =	864.00 cm2
d=	484.00 mm	I_x=	301,100.00 cm4
h=	402.00 mm	I_y=	106,800.00 cm4
b_{bf}=	427.00 mm	W_x=	12,442.00 cm3
t_w=	50.50 mm	W_{px}=	15,400.00 cm3
t_{bf}=	82.00 mm	W_{py}=	7,685.00 cm3
K =	1		
l_k =	803.00cm		

r_x = 18.67cm r_y = 11.12cm

KL/r = 72.22

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(KL/r)^2} = 3.9692 \qquad F_{cr} = 2.59 \text{ t/cm2}$$

P_c = 2,458.64 t ⟶ 24,119.22 kN

Eksenel Basınç Kap. Altındaki Maks. Deformasyon / *Max.Deformation at Axial Compression Cap.*

$$\Delta_c = \frac{P_c l_c}{E A_c} = 0.0109\text{m}$$

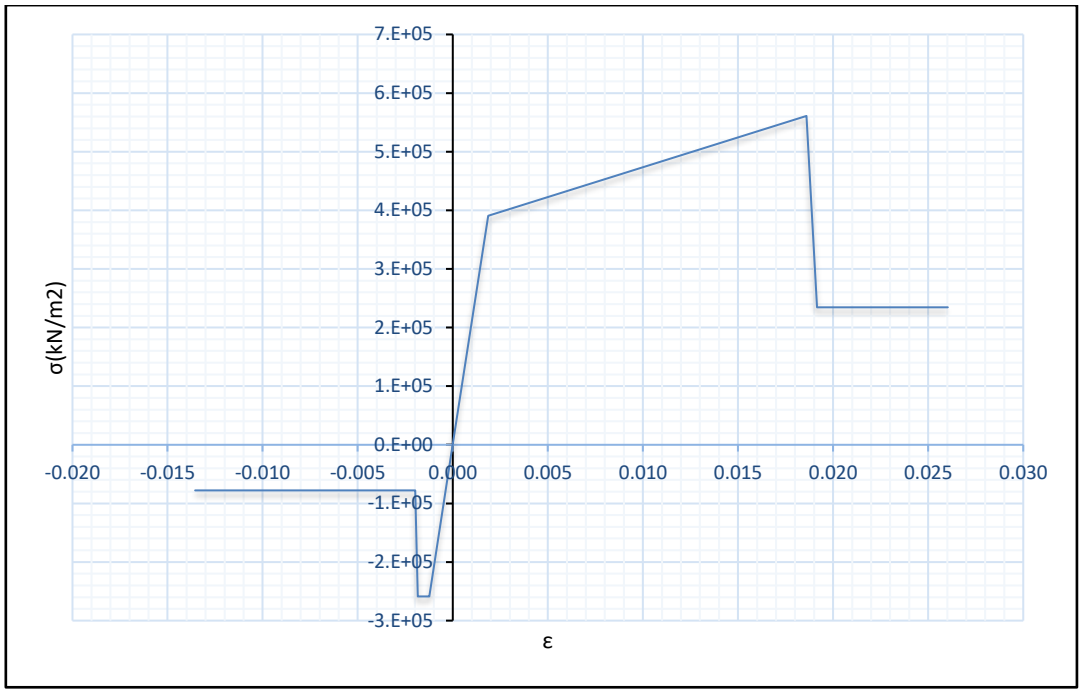
	Def. Sınırları / *Def. Limits*		
2.1*√(E/Fy)<Kl/r <4.2*√(E/Fy)	**SH/*IO***	**KH/*LS***	**GÖ/*CP***
I Kesit Def.n Sınırları/*Def. Limits For I Section*	0.00544	0.07054	0.09756
	(0.00068)	(0.00879)	(0.01215)

Eksenel Çekme Kap. Altındaki Maks. Deformasyon / *Max.Deformation at Axial Tension Cap.*

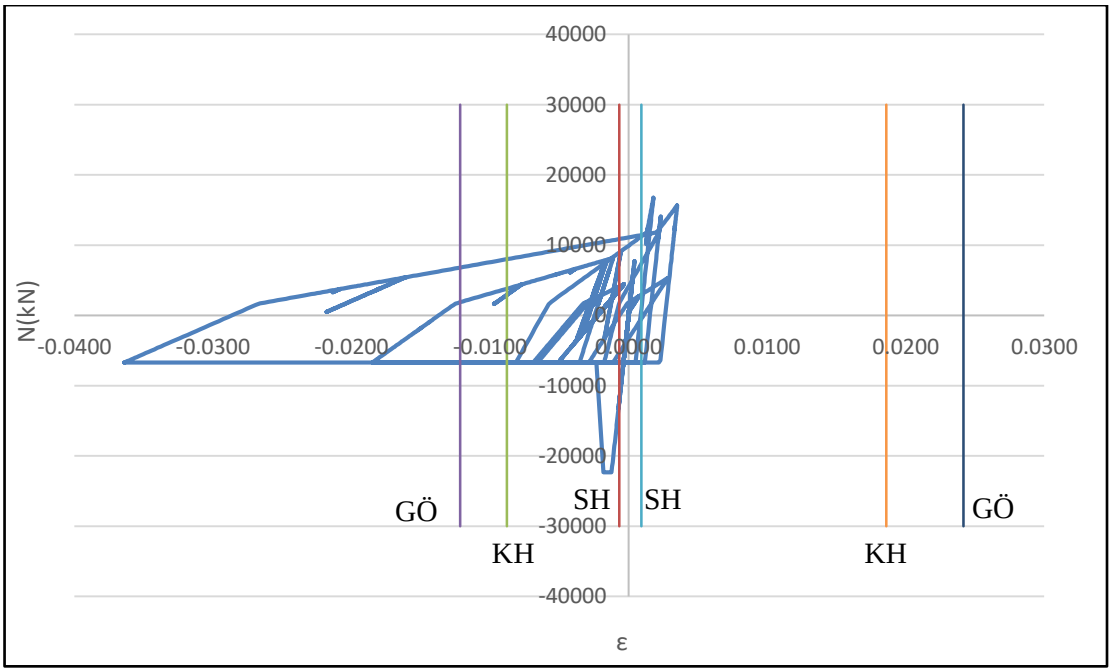
P_{ye} = 3,373.92 t ⟶ 33,098.16 kN

$$\Delta_t = \frac{P_{ye} l_c}{E A_c} = 0.0149\text{m}$$

	Def. Sınırları / *Def. Limits*		
	SH/*IO*	**KH/*LS***	**GÖ/*CP***
I Kesit Def.n Sınırları/*Def. Limits For I Section*	0.00747	0.14932	0.19412
	(0.00093)	(0.01860)	(0.02417)



Şekil 4.60: Dış destek elemanının davranış eğrisi.



Şekil 4.61: Dış destek elemanının analiz sonuçları.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu tez kapsamında 43 katlı 174 m yüksekliğindeki bir yapının TBDY-2017'e göre DD-2 deprem düzeyinde doğrusal ön tasarımı ve DD-1 deprem düzeyinde 11x2=22 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydı kullanılarak doğrusal olmayan analizi yapılmıştır.

Doğrusal ön tasarıma göre belirlenen her bir yapısal elemanın doğrusal olmayan davranış eğrileri belirlenmiş ve analiz sonucları incelenmiştir.Özellikle dış destek elemanlarının, bağ kirişlerinin ve perdelerin doğrusal tasarıma göre farklı sonuçlar ortaya koyduğu, bazı kesitlerin ve donatıların yetersiz kaldığı görülmüştür. Bu kesitlerin hesapları TBDY-2017'e göre tekrarlanacağından, doğrusal tasarımda buna benzer yapısal sisteme sahip yapılarda kesitlerin %70-75 mertebelerinde tasarlanması önerilmektedir. Özellikle kat ortalarında dış destek elemanlarının bağlandığı perdelerde bu oranlar daha da düşürülmesi önerilmektedir. Daha kapsamlı çalışmalar ile bu değerler belirlenebilir. TBDY-2017'de yüksek yapılar için doğrusal olmayan performans değerlendirmesini zorunlu tutmasının sebebi bu gibi davranış farklılıklarının belirlenmesi için olduğu görülmüştür.

Yapılan analizde kompozit kolonların doğrusal davrandığı görülmüştür. Çekirdek perdeleri ve dış destek elemanları deprem yüklerinde aktif olarak çalıştığından çelik kolonlar ve kirişlerde ileri doğrusal olmayan davranış görülmemiştir.

Tez kapsamında tasarımı yapılan yapının deprem yükleri altında yatay deplasmanları kontrol edilmiş ve TBDY-2017 de verilen limitleri sağladığı görülmüştür.

Farklı geometri ve taşıyıcı sistemlerde analizler yapılarak yüksek yapıların tipi ve yüksekliğine göre doğrusal tasarıma yardımcı kriterler oluşturulabileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

[1] ACI, (2014), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-14, American Concrete Institute.

[2] AISC, (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-10, American Institute of Steel Construction Inc. Chicago, IL.

[3] AISC, (2010), Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-10, American Institute of Steel Construction Inc. Chicago, IL.

[4] ASCE, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-10, American Society of Civil Engineers.

[5] ASCE, (2013), Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

[6] ATC, (2010), Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, ATC-72-1, Applied Technology Council, Redwood City, California.

[7] CTBUH, (2017), Outrigger Design for High-Rise Buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Chicago.

[8] ÇSB, (2016), Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.

[9] Etabs, (2016), Integrated Building Design Software, Computers and Structures, Inc: Berkeley, California.

[10] FEMA, (1997), NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274, Federal Emergency Management Agency.

[11] FEMA, (2000), Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, American Society of Civil Engineers.

[12] Günel M.H., Ilgın H.E., (2007), "A Proposal for the Classification of Structural Systems of Tall Buildings", Building and Environment.

[13] İYDBY, (2008), İstanbul Yüksek Yapılar Deprem Yönetmeliği, Versiyon-IV, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Boğaziçi Üniversitesi.

[14] Naish D., (2010), "Testing and Modeling of Reinforced Concrete Coupling Beams", PhD Dissertation, University of California, Los Angeles.

[15] Naish D., Wallace, J., Fry, J.A., &Klemencic, R., (2009), “Reinforced Concrete Linked Beams: Alternative Details for Improved Construction”, Report, University of California, Los Angeles.

[16] PEER, (2010), PEER Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2010/05, University of California, Berkeley, California.

[17] Perform-3D, (2015), Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures, Computers and Structures, Inc: Berkeley, California.

[18] Powell G.H., (2010), “Modeling for Structural Analysis Behavior and Basics”, Computers and Structures Inc.

[19] Powell G.H., (2007), “Performance Based Design Using Nonlinear Analysis”, Computers and Structures Inc.

[20] Sap2000, (2015), Integrated Software for Structural Analysis and Design, Computers and Structures, Inc: Berkeley, California.

[21] TBDY, (2017), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.

[22] Tuna Z., (2012) “Seismic Performance, Modeling and Failure Assessment of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings”, PhD Dissertation, University of California Los Angeles.

ÖZGEÇMİŞ

Fatih Ömür Tülen 1986 yılında Üsküdar/İstanbul'da doğdu. 2004 yılında Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde eğitimine başladı. Bölümünden 2009 yılında mezun oldu. 2014 yılında Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem ve Yapı Mühendisliği Yüksek Lisans Programı'nda öğrenim görmeye başlamıştır. Özel sektörde yapısal tasarım mühendisliği yapmaktadır.