

**T.C.  
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK BİR YAPIDA YARI-RİJİT  
KOMPOZİT KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM KULLANIMININ YAPININ  
DEPREM PERFORMANSINA ETKİSİNİN İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Ömer YÖNEV**

**Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**  
**Enstitü Bilim Dalı : YAPI**  
**Tez Danışmanı : Doç. Dr. Ahmet Necati YELGİN**

**Şubat 2019**

T.C.  
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK BİR YAPIDA YARI-RİJİT  
KOMPOZİT KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM KULLANIMININ YAPININ  
DEPREM PERFORMANSINA ETKİSİNİN İNCELENMESİ

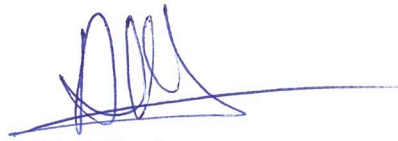
YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ömer YÖNEV

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Enstitü Bilim Dalı : YAPI

Bu tez 18.02./2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oybirliği /oyçokluğu ile kabul edilmiştir.



Jüri Başkanı

Dr. Dr. A. Necati Yelgin



Üye

Dr. Öğr. Üyesi Osman KIRTEL



Üye

Dr. Öğr. Üyesi  
Hüseyin KOSAP

## BEYAN

Tez içindeki tüm verilerin akademik kurallar çerçevesinde tarafımdan elde edildiğini, görsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçların akademik ve etik kurallara uygun şekilde sunulduğunu, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, tezde yer alan verilerin bu üniversite veya başka bir üniversitede herhangi bir tez çalışmasında kullanılmadığını beyan ederim.



Ömer YÖNEV

18.10.2019

## TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca değerli bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım, her konuda bilgi ve desteğini almaktan çekinmediğim danışman hocam Doç. Dr. Ahmet Necati YELGİN'e, araştırmanın planlanmasından yazılmasına kadar tüm aşamalarında desteğini esirgemeyen, teşvik eden, beni yönlendiren değerli arkadaşlarım Cengiz DAYIOĞLU'na, Serkan KARACA'ya, Ahmet Hamdi SERDAR'a ve Elif UYGUN'a teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca beni her konuda destekleyen, bana güvenen ve ihtiyacım olduğunda her türlü desteği veren sevgili aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca öğrenim sürem boyunca bana emeği geçen Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü öğretim üyeleri ve öğretim görevlilerine teşekkür ederim.

## İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	i
İÇİNDEKİLER .....	ii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	viii
ŞEKİLLER LİSTESİ .....	xii
TABLolar LİSTESİ .....	xv
ÖZET.....	xix
SUMMARY .....	xx

### BÖLÜM 1.

GİRİŞ .....	1
1.1. Literatür Özeti.....	2
1.1.1. Yarı-rijit kompozit birleşimler ile ilgili yapılan deneyler .....	2
1.1.2. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin analizi ve tasarımı ile ilgili yapılan çalışmalar.....	5
1.1.3. Yarı-rijit birleşimlerin yapıların deprem performansına etkilerinin incelendiği çalışmalar .....	7
1.2. Amaç ve Kapsam .....	12

### BÖLÜM 2.

YARI-RİJİT KOMPOZİT BİRLEŞİMLER .....	14
2.1. Birleşimlerin Sınıflandırılması .....	14
2.1.1. Birleşim rijitliği .....	14
2.1.1.1. Mafsallı birleşimler .....	15
2.1.2. Rijit birleşimler.....	16
2.1.2.1. Yarı-rijit birleşimler.....	16
2.1.3. Birleşim dayanımı .....	16

2.1.3.1. Mafsallı birleşimler .....	17
2.1.3.2. Tam dayanımlı birleşimler .....	17
2.1.3.3. Kısmi dayanımlı birleşimler.....	17
2.1.4. Birleşim sünekliği.....	18
2.2. Yarı-rijit Kompozit Birleşimlerin Özellikleri.....	18
2.2.1. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin avantajları .....	19
2.2.2. Yarı-rijit kompozit birleşimlerle ilgili sınırlamalar .....	20
2.2.3. Yarı-rijit kompozit birleşim tipleri.....	20
2.2.3.1. Tip 1 birleşim .....	21
2.2.3.2. Tip 2 birleşim .....	22
2.2.3.3. Tip 3 birleşim .....	22
2.2.3.4. Tip 4 birleşim .....	23
2.2.4. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin davranışı .....	23
2.2.4.1. Yük transferi.....	23
2.2.4.2. Birleşimin rijitliği.....	25
2.2.4.3. Birleşimin dayanımı .....	26
2.2.4.4. Birleşimin dönme kapasitesi .....	26
2.2.4.5. Birleşimin deprem performansı.....	27
2.2.5. Birleşimin moment-dönme eğrisinin elde edilmesi.....	28
2.2.6. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin analiz ve modellemesi .....	30
2.2.6.1. Servis yükleri altında moment ve dönme değerlerinin elde edilmesi .....	31
2.2.6.2. Birleşimin düşey yükler etkisinde maksimum dayanımı .....	32
2.2.6.3. Düşey yükler altında kiriş göçme yükü katsayısının elde edilmesi.....	33
2.2.7. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımı .....	34
2.2.7.1. Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişlerde sehmin hesaplanması .....	35
2.2.7.2. Yarı-rijit kompozit birleşimli çerçevelerde yatay deplasman hesabı.....	37
2.2.7.3. Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişlerde rijitlik.....	38

2.2.7.4. Kolon uçlarında yarı-rijit birleşim etkisi.....	39
2.2.7.5. Alt başlık korniyerinin tasarımı.....	40
2.2.7.6. Gövde korniyerlerinin tasarımı .....	41
2.2.7.7. Birleşimleri detaylandırılması.....	41
2.2.7.8. Çaprazlı yapılarda yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanımı.....	44

### BÖLÜM 3.

#### ASCE 41-13'E GÖRE BİNALARIN DEPREM PERFORMANSININ

DEĞERLENDİRİLMESİ .....	47
3.1. Bina Hedef Performans Seviyeleri.....	47
3.1.1. Yapısal elemanlar için performans seviyeleri ve bölgeleri .....	47
3.1.1.1. Hemen Kullanım Yapısal Performans Seviyesi (S1) .....	48
3.1.1.2. Konrollü Hasar Yapısal Performans Seviyesi (S2) .....	48
3.1.1.3. Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi .....	49
3.1.1.4. Can Güvenliği Yapısal Performans Seviyesi (S3).....	49
3.1.1.5. Azaltılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi.....	49
3.1.1.6. Sınırlı Güvenlik Yapısal Performans Seviyesi (S4) .....	49
3.1.1.7. Göçmenin Önlenmesi Yapısal Performans Seviyesi (S5)	49
3.1.1.8. Yapısal Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (S6) ..	50
3.1.2. Yapısal olmayan elemanlar için performans seviyeleri.....	51
3.1.2.1. Kullanıma Devam Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-A).....	52
3.1.2.2. Pozisyonu Koruma Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-B).....	52
3.1.2.3. Can Güvenliği Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-C).....	52
3.1.2.4. Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (N-D).....	52
3.2. Binalar İçin Performans Hedefleri .....	52
3.2.1. Kullanıma Devam Performans Seviyesi (S-1 + N-A).....	53
3.2.2. Hemen Kullanım Performans Seviyesi (S-1 + N-B) .....	53
3.2.3. Can Güvenliği Performans Seviyesi (S-3 + N-C).....	54

3.2.4. Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi (S-5 + N-D).....	54
3.3. Deprem Tehlike Seviyeleri.....	54
3.3.1. BSE-2N Tehlike Seviyesi.....	55
3.3.2. BSE-1N Tehlike Seviyesi.....	55
3.3.3. BSE-2E Tehlike Seviyesi.....	55
3.3.4. BSE-1E Tehlike Seviyesi.....	55
3.4. Analiz Yöntemleri.....	55
3.4.1. Doğrusal yöntemler.....	56
3.4.2. Doğrusal olmayan yöntemler.....	56
3.4.2.1. Doğrusal olmayan statik analiz yöntemi.....	57
3.5. Modelleme Parametreleri ve Kabul Kriterleri.....	62

#### BÖLÜM 4.

YAPININ BOYUTLANDIRILMASI.....	70
4.1. Yapı ve Taşıyıcı Sistem Özellikleri.....	70
4.2. Malzeme Özellikleri.....	72
4.3. Yük Birleşimleri.....	73
4.4. Yapıya Etkiyen Yükler.....	74
4.4.1. Fiktif yükler.....	75
4.4.2. Rüzgar yükleri.....	76
4.4.3. Deprem yükleri.....	76
4.4.3.1. Bina yükseklik sınıfının elde edilmesi.....	77
4.4.3.2. Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile doğrusal deprem hesabı.....	77
4.5. Düzensizliklerin Kontrolü.....	82
4.6. Yapı Elemanlarının Tasarımı.....	84
4.6.1. Kompozit döşeme tasarımı.....	84
4.6.1.1. Karma çalışma önkoşullarının irdelenmesi.....	84
4.6.1.2. Yüklerin belirlenmesi.....	86
4.6.1.3. Katlanmış çelik sacın kalıp sürecinde hesabı (1 m genişlik için).....	87
4.6.1.4. Karma plakta taşıma gücü kontrolleri (1 m genişlik için)......	89



4.6.1.5. Sehim kontrolü .....	91
4.6.1.6. Döşeme donatısı hesabı .....	92
4.6.2. Kompozit kirişlerin tasarımı .....	93
4.6.2.1. Tipik döşeme kirişlerinin tasarımı (IPE220) .....	93
4.6.2.2. Merdiven Boşluğundaki Kirişlerin Tasarımı (IPE300) .....	103
4.6.2.3. Ana kirişlerinin tasarımı (IPE450).....	111
4.6.2.4. Çapraz bulunmayan açıklıklardaki kolonların tasarımı.....	119
4.6.2.5. Çaprazların tasarımı.....	120
4.6.2.6. Çapraz bulunan açıklıklardaki kolonların tasarımı.....	121
4.6.2.7. Çapraz bulunan açıklıklardaki kirişlerin tasarımı.....	124
4.6.2.8. Stabilite elemanlarının tasarımı .....	125
4.6.2.9. Kat ötelemeleri ve 2. merteye etkilerinin kontrolü.....	127
4.6.2.10. Mafsallı birleşimlerin tasarımı .....	130

## BÖLÜM 5.

SAYISAL ANALİZLER .....	137
5.1. Analiz Modellerinin Tanımlanması.....	137
5.1.1. Model 2 için mafsallı birleşimlere ait M-θ eğrilerinin elde edilmesi.....	140
5.1.2. Model 2 için kompozit kirişlerin analiz modeline dahil edilmesi..	145
5.1.3. Model 3 için yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımı .....	146
5.1.3.1. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin davranışının idealleştirilmesi.....	168
5.2. Doğrusal Olmayan Davranışın Tanımlanması .....	170
5.2.1. Plastik mafsalların tanımlanması .....	170
5.2.2. Link elemanların tanımlanmaları.....	172
5.3. Analiz Sonuçları.....	173
5.3.1. Modal analiz sonuçları.....	173
5.3.2. Doğrusal olmayan statik analiz (pushover) ile yapıların deprem davranışlarının karşılaştırılması.....	174
5.3.3. Yapıların performans seviyelerinin belirlenmesi .....	179

5.3.3.1. BSE-1N Deprem Tehlike Seviyesi'ne göre binaların performans düzeyleri .....	180
5.3.3.2. BSE-2N Deprem Tehlike Seviyesi'ne göre binaların performans düzeyleri.....	186
BÖLÜM 6.	
SONUÇLAR ve ÖNERİLER.....	194
6.1. Sonuçlar .....	194
6.2. Öneriler .....	197
KAYNAKLAR.....	198
EKLER.....	202
ÖZGEÇMİŞ .....	207

## SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

$A$	: Enkesit alanı
$A_g$	: Brüt enkesit alanı
$A_{gv}$	: Kesme akması halinde brüt kesit alanı
AISC	: American Institute of Steel Construction
$A_l$	: Alt korniyer ayağı alanı
$A_{nt}$	: Çekme etkisindeki kesit alanı
$A_{nv}$	: Kesme yırtılması halinde brüt kesit alanı
$A_s$	: Donatı alanı
ASCE	: American Society of Civil Engineers
$A_{wl}$	: Gövde korniyerlerinin brüt kesme alanı
$b_{eff}$	: Etkin döşeme genişliği
$b_f$	: Başlık genişliği
BSE-1N	: Basic Seafety Earthquake- 1 New
BSE-2N	: Basic Safety Earthquake- 2 New
$C_0$	: Eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yer değiştirmesini, çok serbestlik dereceli bir sistemin tepe noktası yer değiştirmesi ile ilişkilendiren bir katsayı
$C_1$	: Doğrusal elastik davranış ile maksimum elastik olmayan yer değiştirmeyi ilişkilendiren bir katsayı
$C_2$	: Çevrimsel davranışa bağlı olarak görülen daralma, rijitlik ve dayanım azalması etkisini temsil eden katsayı
CG	: Can güvenliği
$C_\theta$	: Sehim katsayısı
$d$	: Kiriş enkesit yüksekliği
$E$	: Elastisite modülü
$F_1$	: 1 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı

$f_{ck}$	: Beton karakteristik basınç dayanımı
$F_{cr}$	: Kritik burkulma gerilmesi
$F_e$	: Elastik burkulma gerilmesi
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
$F_s$	: Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı
$F_u$	: Birleşen elemanların kopma gerilmesi
$F_y$	: Çelik akma dayanımı
$F_{yrb}$	: Donatı akma dayanımı
GÖ	: Göçmenin önlenmesi
$h_f$	: Birleşimde bulunan besleme sayısına göre alınacak bir katsayı
HK	: Hemen kullanım
I	: Atalet momenti
$I_{LB}$	: Pozitif moment bölgesinde kompozit kirişin atalet momenti
$I_n$	: Negatif moment bölgesinde kompozit kirişin atalet momenti
$I_s$	: Çelik profil atalet momenti
$I_y$	: Güçlü eksen için atalet momenti
$i_y$	: Atalet yarıçapı (güçlü eksen)
$i_z$	: Atalet yarıçapı (zayıf eksen)
$K_{conn}$	: Birleşimin rijitliği
$K_{grav}$	: Düşey yükler etkisindeki birleşimin rijitliği
KH	: Kontrollü hasar
$K_i$	: Başlangıç rijitliği
$K_s$	: sekant rijitliği
$K_{tan}$	: Birleşimin herhangi bir noktadaki rijitliği
L	: Eleman uzunluğu
$l_c$	: Kuvvet doğrultusunda olmak üzere bir delik köşesinin takip eden delik köşesi veya bir delik köşesi ile eleman kenarı arasındaki temiz açıklık
$M_F$	: Ankastrelik momenti
$M_n$	: Birleşimin moment dayanımı
$M_n^-$	: Birleşimin negatif moment dayanımı
$M_n^+$	: Birleşimin pozitif moment dayanımı

$M_{p,bare}$	: Çelik kirişin eğilme momenti kapasitesi
$M_{p,c1}, M_{p,c2}$	: Kiriş uçlarındaki birleşimlerin negatif tasarım momenti dayanımları
mrad	: Miliradyan
$M_s$	: Birleşimin sekant momenti
$M_{ser}$	: Birleşimin 2,5 mrad dönmeye karşılık gelen moment değeri
$M_u$	: Gereken maksimum eğilme dayanımı
$n_s$	: Kesme düzlemi sayısı
P	: Tekil kuvvet
$P_n$	: Karakteristik basınç dayanımı
$P_u$	: Gereken minimum dayanım
r	: Büküm yarıçapı
rad	: Radyan
$S_1$	: 1 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
$S_s$	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
SSEDTA	: Structural Steelwork Eurocodes: Development of a Trans-National Approach
t	: Birleşen eleman kalınlıklarından küçük olanı
$T_b$	: Bulona uygulanması gereken minimum önçekme değeri
$t_f$	: Başlık kalınlığı
$t_w$	: Gövde kalınlığı
w	: Eşdeğer yayılı yük değeri
$W_{el,y}$	: Güçlü eksen için elastik mukavemet momenti
$W_{pl,y}$	: Güçlü eksen için plastik mukavemet momenti
Y3	: Kiriş üst başlığında donatı merkezine olan uzaklık
$Y_{ENA}$	: Elastik tarafsız eksenin kiriş tabanına olan mesafesi
$\delta_{ff}$	: Rijit birleşimli kirişte oluşan maksimum deplasman
$\delta_{sr}$	: Yarı-rijit birleşimli kirişte oluşan maksimum deplasman
$\theta$	: Dönme açısı
$\theta_s$	: Sekant dönme açısı
$\theta_{ser}$	: Servis yükleri altında birleşimin yapabileceği kabul edilen maksimum dönme açısı (=2,5 mrad)

$\theta_{ss}$	: Mafsallı birleşim için kiriş ucundaki dönme açısı
$\theta_{sym}$	: Servis yükleri altında ve kiriş uçlarındaki birleşimlerin eşit rijitliğe sahip olduğu durumdaki dönme açısı
$\theta_u$	: Birleşimin maksimum dönme kapasitesi
$\lambda_b$	: Kiriş göçme yükü faktörü
$\mu$	: Sürtünme katsayısı
$\Sigma Q_n$	: Başlıklı çelik ankrajların minimum ve maksimum moment noktaları arasındaki toplam dayanımları
$\delta_t$	: Hedef yer değiştirme

## ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1. Tipik bir yarı-rijit kompozit birleşim.....	2
Şekil 1.2. Çalışmada kullanılan deney numunesi ve deney sonucunda elde edilen moment-dönme eğrisi.....	3
Şekil 2.1. Yarı-rijit bir birleşimin moment-dönme davranışındaki rijitlik, dayanım ve süneklik parametreleri .....	15
Şekil 2.2. Birleşimlerin mafsallı, rijit ve yarı-rijit olarak sınıflandırılması .....	17
Şekil 2.3. Alın levhalı bir yarı-rijit birleşim örneği .....	21
Şekil 2.4. Tip 1: alt başlık ve gövde korniyerli birleşim.....	21
Şekil 2.5. Tip 2: kaynaklı alt başlık ve gövde korniyerli birleşim .....	22
Şekil 2.6. Tip 3: alt başlık korniyerli birleşim .....	22
Şekil 2.7. Tip 4: gövde korniyerli birleşim .....	23
Şekil 2.8. Yarı-rijit kompozit birleşimlerde yük aktarımı.....	24
Şekil 2.9. Yarı-rijit kompozit birleşimlerde yük aktarımı üst görünüş .....	25
Şekil 2.10. a) Başlangıç rijitliği, tanjant rijitliği, yük boşaltma rijitliği ve servis yükleri altındaki rijitlik. b) rijitlik ve dayanıma göre birleşimin sınıflandırılması .....	25
Şekil 2.11. Tipik bir yarı-rijit kompozit birleşimin çevrimsel yükler altında moment-dönme eğrisi.....	27
Şekil 2.12. Kiriş çizgisi yöntemi .....	32
Şekil 2.13. Çerçeve yatay deplasmanı.....	37
Şekil 2.14. Detay planı .....	42
Şekil 2.15. Detay kesit görünüşü.....	42
Şekil 3.1. Kapasite eğrisi üzerinde yapısal performans seviyeleri ve bölgelerinin gösterimi.....	50
Şekil 3.2. Yapı performans hedefleri/seviyeleri.....	53
Şekil 3.3. Pozitif akma sonrası eğime sahip tipik bir kapasite eğrisi.....	58

Şekil 3.4. Negatif akma sonrası eğime sahip tipik bir kapasite eğrisi.....	58
Şekil 3.5. Doğrusal olmayan statik analiz ile belirlenen tipik bir kapasite eğrisi ..	58
Şekil 3.6. Kuvvet-şekil değiştirme eğrileri .....	62
Şekil 3.7. Genelleştirilmiş kuvvet-şekil değiştirme ilişkileri ve kabul kriterleri ...	64
Şekil 4.1. Yapının 3 boyutlu görünüşü .....	70
Şekil 4.2. Tipik kat planı .....	71
Şekil 4.3. 1 ve 2 aksı görünüşü .....	71
Şekil 4.4. A ve B aksı görünüşü .....	72
Şekil 4.5. Rüzgar yüklerinin elde edilmesinde kullanılan parametreler .....	76
Şekil 4.6. Kompozit döşeme boyutları .....	84
Şekil 4.7. Katlanmış çelik saç levha en kesiti .....	84
Şekil 4.8. Seçilen kompozit döşeme enkesiti .....	85
Şekil 4.9. Kirişe etkiyen hareketli yüklerin serbest cisim diyagramı.....	108
Şekil 4.10. G+0,5Q yük birleşiminden dolayı kirişe etkiyen yükler.....	109
Şekil 4.11. Kirişe hareketli yüklerden gelen tekil kuvvet .....	116
Şekil 4.12. G+0,5Q yük birleşimi için kirişe etkiyen yükler .....	117
Şekil 4.13. a) Basınç burkulma anına karşı gelen mekanizma durumu b) Burkulma sonrasına karşı gelen mekanizma durumu .....	121
Şekil 4.14. HE300B-IPE450 kayma levhalı birleşim detayı.....	130
Şekil 5.1. Sap2000’de link eleman modellemesi .....	138
Şekil 5.2. Sap2000’de link elemanın tanımlanması .....	138
Şekil 5.3. Pozitif ve negatif moment bölgesinde birleşimdeki kuvvetler .....	140
Şekil 5.4. Kayma levhalı birleşimlerin tipik moment-dönme davranışları .....	143
Şekil 5.5. Birleşimlerin moment-dönme davranışları .....	144
Şekil 5.6. HE300B-IPE400 tipik yarı-rijit kompozit birleşim detayı (yan görünüş) .....	151
Şekil 5.7. HE300B-IPE400 tipik yarı-rijit kompozit birleşim detayı (ön görünüş) .....	151
Şekil 5.8. Yarı-rijit kompozit birleşimin M-θ eğrisi .....	152
Şekil 5.9. Yarı-rijit kompozit birleşimler için tipik bir donatı planı .....	162
Şekil 5.10. En elverişsiz yük birleşimi için kirişe etkiyen tekil ve yayılı yükler...	162
Şekil 5.11. Hareketli yükler altında kirişin serbest cisim diyagramı .....	163



Şekil 5.12. G + 0,5Q yük birleşimi altında kirişin serbest cisim diyagramı .....	163
Şekil 5.13. Orijinal ve idealleştirilmiş M-θ eğrilerinin gösterimi .....	170
Şekil 5.14. 140x140x14,6 çapraz elemanı için eksenel kuvvet mafsalı tanımlanması .....	171
Şekil 5.15. HE400B kolonu için eksenel kuvvet etkileşimli moment mafsalı tanımlaması .....	171
Şekil 5.16. Yarı-rijit ve yarı-rijit kompozit birleşimlerin link eleman olarak tanımlanması ve elastik rijitlik değerleri.....	173
Şekil 5.17. Tepe noktası deplasmanı-taban kesme kuvveti grafikleri.....	175
Şekil 5.18. Eşit tepe noktası deplasmanlarında modelleri taban kesme kuvveti kapasitelerinin karşılaştırılması.....	176
Şekil 5.19. Eşit kuvvet uygulandığı durumda modellerde oluşan tepe deplasmanları arasındaki ilişki.....	177
Şekil 5.20. Yapılara uygulanan eşit taban kesme kuvvetlerinde katlardaki görelî kat ötelemeleri oranları .....	179
Şekil 5.21. Hedef deplasmanlarda modellerde meydana gelen görelî kat ötelemeleri oranlarının karşılaştırılması.....	186
Şekil 5.22. Hedef deplasmanda modellerde gerçekleşen görelî kat ötelemeleri oranlarının karşılaştırılması.....	193
Şekil 6.1. 2 farklı deprem tehlike seviyesinde modeller için hesaplanan hedef deplasmanların karşılaştırılması.....	195

## TABLolar LİSTESİ

Tablo 1.1. Deney numunelerine ait özellikler .....	4
Tablo 2.1. Kirişler için göçme yükü katsayıları .....	34
Tablo 2.2. $C_0$ katsayıları .....	35
Tablo 3.1. Yapısal performans seviyeleri ve bölgeleri .....	48
Tablo 3.2. Çelik taşıyıcı sistemlerde yapısal performans seviyelerine karşılık gelen hasar durumları .....	51
Tablo 3.3. Yapısal olmayan elemanların performans seviyeleri.....	51
Tablo 3.4. Deprem yer hareketlerinin aşılma olasılıkları ve dönüş periyotları.....	54
Tablo 3.5. $C_0$ katsayıları .....	60
Tablo 3.6. Çelik yapıları için etkin kütle çarpanı değerleri.....	61
Tablo 3.7. Şekil değiştirme ve kuvvet kontrollü davranışlara bazı örnekler .....	64
Tablo 3.8. Kolon ve kirişler için modelleme parametreleri ve kabul kriterleri .....	65
Tablo 3.9. Yarı-rijit birleşimler için modelleme parametreleri ve kabul kriterleri .....	66
Tablo 3.10. Çapraz elemanlar için modelleme parametreleri ve kabul kriterleri...	66
Tablo 4.1. Yapıya etkiyen sabit ve hareketli yükler.....	75
Tablo 4.2. X doğrultusu için 1. ve 2. mertebe analizlerinin karşılaştırılması .....	75
Tablo 4.3. Y doğrultusu için 1. ve 2. mertebe analizlerinin karşılaştırılması .....	76
Tablo 4.4. Deprem yükü hesabında kullanılacak spektral ivme değerleri .....	77
Tablo 4.5. X doğrultusu için kat kütleleri, katların zeminden olan yükseklikleri ve $m_i.H_i$ değerlerinin elde edilmesi .....	79
Tablo 4.6. Fiktif yüklerin katlara dağıtılması ve periyot hesabı için gerekli parametrelerin elde edilmesi .....	80
Tablo 4.7. Deprem kuvvetinin katlara dağıtılması.....	80
Tablo 4.8. Y doğrultusu için kat kütleleri, katların zeminden olan yükseklikleri ve $m_i.H_i$ değerlerinin elde edilmesi .....	81

Tablo 4.9. Fiktif yüklerin katlara dağıtılması ve periyot hesabı için gerekli parametrelerin elde edilmesi .....	81
Tablo 4.10. Deprem kuvvetinin katlara dağıtılması.....	82
Tablo 4.11. X doğrultusu için burulma düzensizliği kontrolü .....	82
Tablo 4.12. Y doğrultusu için burulma düzensizliği kontrolü .....	82
Tablo 4.13. X doğrultusu için yumuşak kat düzensizliği kontrolü .....	83
Tablo 4.14. Y doğrultusu için yumuşak kat düzensizliği kontrolü .....	83
Tablo 4.15. IPE220 kesit özellikleri.....	93
Tablo 4.16. Kirişe etkiyen sabit ve hareketli yükler .....	94
Tablo 4.17. Kompozit kirişin titreşim frekansının hesaplanması .....	103
Tablo 4.18. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı .....	103
Tablo 4.19. IPE300 kesit özellikleri.....	103
Tablo 4.20. Kompozit kirişin titreşim frekansının hesaplanması .....	111
Tablo 4.21. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı .....	111
Tablo 4.22. IPE450 kesit özellikleri.....	111
Tablo 4.23. Kompozit kirişin titreşim frekansının hesaplanması .....	118
Tablo 4.24. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı .....	118
Tablo 4.25. Çaprazsız açıklıktaki kolonların geometrik özellikleri.....	119
Tablo 4.26. Çaprazsız açıklıktaki kolonların tasarımı .....	119
Tablo 4.27. Çaprazların enkesit özellikleri .....	120
Tablo 4.28. Kompaktlık ve narinlik kontrolü.....	120
Tablo 4.29. X doğrultusundaki çaprazların tasarımı .....	120
Tablo 4.30. Y doğrultusundaki çaprazların tasarımı .....	121
Tablo 4.31. Çaprazlı açıklıktaki kolonların enkesit özellikleri .....	122
Tablo 4.32. X doğrultusundaki kolonlar için enkesit kontrolleri.....	122
Tablo 4.33. Y doğrultusundaki kolonlar için enkesit kontrolleri.....	122
Tablo 4.34. X doğrultusundaki kolonlar için gereken dayanım.....	123
Tablo 4.35. Y doğrultusundaki kolonlar için gereken dayanım.....	123
Tablo 4.36. Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı (x doğrultusu).....	123
Tablo 4.37. Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı (y doğrultusu).....	124
Tablo 4.38. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin enkesit özellikleri.....	124
Tablo 4.39. Çaprazlı açıklıktaki kirişler için enkesit kontrolleri .....	124

Tablo 4.40. X doğrultusundaki kirişler için gereken dayanım.....	124
Tablo 4.41. Y doğrultusundaki kirişler için gereken dayanım.....	125
Tablo 4.42. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin tasarımı (x doğrultusu).....	125
Tablo 4.43. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin tasarımı (y doğrultusu).....	125
Tablo 4.44. Stabilite elemanlarının gerekli dayanımının kontrolü .....	127
Tablo 4.45. Stabilite elemanlarının gerekli rijitliklerinin kontrolü .....	127
Tablo 4.46. X doğrultusu için görelî kat ötelemelerinin kontrolü.....	128
Tablo 4.47. Y doğrultusu için görelî kat ötelemelerinin kontrolü.....	128
Tablo 4.48. X doğrultusu için ikinci mertebe kontrolü.....	129
Tablo 4.49. Y doğrultusu için ikinci mertebe kontrolü.....	129
Tablo 4.50. Birleşen elemanlar ve minimum gerekli dayanımlar .....	130
Tablo 4.51. M20 10.9 bulon için kesit ve malzeme özellikleri.....	131
Tablo 5.1. Her 3 model için kiriş enkesiti ve kolon-kiriş birleşimleri arasındaki farklar .....	139
Tablo 5.2. Her 3 modelde doğrusal olmayan davranış gösterebilecek elemanlar..	140
Tablo 5.3. Birleşimler ve moment kapasiteleri .....	143
Tablo 5.4. Moment-dönme grafiğindeki parametreler ve ortalama değerleri.....	144
Tablo 5.5. Her iki tip birleşime ait M- $\theta$ parametreleri.....	145
Tablo 5.6. IPE400 enkesit özellikleri.....	147
Tablo 5.7. M20 10.9 bulon için kesit ve malzeme özellikleri.....	158
Tablo 5.8. Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişin titreşim frekansının hesaplanması .....	167
Tablo 5.9. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı .....	168
Tablo 5.10. İdealleştirilmiş M- $\theta$ eğrisini oluşturan noktalar.....	170
Tablo 5.11. Doğrusal olmayan davranış yapabilecek elemanlar ve onlara atanan plastik mafsalları.....	170
Tablo 5.12. Her üç modele ait periyotlar ve karşılaştırmaları.....	173
Tablo 5.13. Her üç modele ait kütle katılım oranları ve karşılaştırmaları .....	174
Tablo 5.14. Eşit tepe noktası deplasmanlarında modellerin taban kesme kuvveti kapasiteleri .....	176
Tablo 5.15. Eşit kuvvet uygulandığı duruma karşı gelen tepe noktası deplasmanları .....	176

Tablo 5.16. 3000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları .....	177
Tablo 5.17. 4000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları .....	177
Tablo 5.18. 5000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları .....	178
Tablo 5.19. 6000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları .....	178
Tablo 5.20. 6400 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları .....	179
Tablo 5.21. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler .....	180
Tablo 5.22. Model 1 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar .....	181
Tablo 5.23. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler .....	182
Tablo 5.24. Model 2 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar .....	183
Tablo 5.25. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler .....	184
Tablo 5.26. Model 3 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar .....	185
Tablo 5.27. Hedef deplasmanda katlardaki görelî kat ötelemeleri oranları .....	186
Tablo 5.28. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler .....	186
Tablo 5.29. Model 1 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar .....	188
Tablo 5.30. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler .....	189
Tablo 5.31. Model 2 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar .....	190
Tablo 5.32. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler .....	191
Tablo 5.33. Model 3 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar .....	192
Tablo 5.34. Hedef deplasmanda katlardaki görelî kat ötelemeleri oranları .....	193

## ÖZET

Anahtar kelimeler: Yarı-rijit kompozit birleşimler, merkezi çaprazlı çerçeveler, doğrusal olmayan statik analiz.

Yarı-rijit kompozit birleşimler, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde döşeme betonu ve donatısı sayesinde belirli bir dönme rijitliğine ve eğilme dayanımına sahip olan birleşimlerdir. Bu birleşimler, kesitlerin verimli bir şekilde kullanımını sağladıkları için daha ekonomik kiriş kesitleri seçilebilmesine, sehim ve titreşim problemlerinin ise azalmasına yardımcı olmaktadır. Bu avantajlarının yanı sıra, yarı-rijit kompozit birleşimler ile ilgili yapılan araştırmalarda bu birleşimlerin yapılara ilave rijitlik ve dayanım sağladığı görülmüş olup sismik aktivitesi düşük bölgelerde depreme karşı koyan birincil sistemler, sismik aktivitesi yüksek bölgelerde ise depreme karşı koyan ikincil sistemler olarak kullanımına izin verilmektedir.

Bu çalışmada, süneklik düzeyi yüksek, her iki doğrultuda merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan 6 katlı bir binada, x doğrultusundaki kolon-kiriş birleşimlerinin binanın deprem davranışına etkisi incelenmiştir. Bu amaçla 3 adet bina prototipi oluşturulmuştur. Bunlardan birincisi, bütün kolon-kiriş birleşimlerinin mafsallı olarak kabul edildiği Model 1'dir. İkinci bina prototipi Model 2'de ise, Model 1'den farklı olarak, mafsallı kabul edilen kayma levhalı kolon-kiriş birleşimlerinin moment-dönme eğrileri elde edilerek analiz modeline dahil edilmiştir. Sonuncu bina prototipi Model 3'te ise, x doğrultusundaki iç akslarda bulunan kolon-kiriş birleşimleri, yarı-rijit kompozit birleşimli olarak tasarlanmıştır. Bu sayede bu birleşimlerin bağlandığı kiriş enkesitleri değişmiştir. Diğer yapı elemanları ise Model 1 ile tamamen aynıdır.

Modellerin deprem davranışlarının karşılaştırılmasında doğrusal olmayan statik analiz yöntemi (pushover) kullanılarak bazı karşılaştırmalar yapılmıştır. Bu karşılaştırmalar; 2 farklı deprem tehlike seviyesi (BSE-2N ve BSE-1N) için elde edilen performans seviyeleri, modellere eşit yatay kuvvet uygulandığı durumda oluşan tepe deplasmanları, modeller eşit deplasmana kadar itildiği durumdaki taban kesme kuvveti kapasiteleri ve bu durumlarda görülen göreceli kat ötelemeleri oranları açısından yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda, BSE-2N ve BSE-1N Deprem Tehlike Seviyeleri için her üç modelinde aynı performans seviyesine sahip olduğu görülmüştür. Ancak yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanıldığı Model 3'te, modellere eşit kuvvet uygulandığı durumlarda tepe noktası deplasmanlarının önemli ölçüde azaldığı, eşit deplasmanların yaptırıldığı durumlarda ise taban kesme kuvveti kapasitelerinde önemli artışlar gerçekleştiği görülmüştür. Ayrıca kayma levhalı mafsallı birleşimlerin gerçek davranışlarının analiz modeline dahil edilmesi durumunda Model 1 ile Model 2 arasında belirgin farkların oluşmadığı, yapıların benzer davranışlar sergilediği görülmüştür.

# **AN INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF SEMI-RIGID COMPOSITE COLUMN-BEAM CONNECTIONS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF A BUILDING WITH STEEL CONCENTRICALLY BRACED FRAMES**

## **SUMMARY**

Keywords: Semi-rigid composite connections, concentrically braced frames, nonlinear static analysis.

Semi-rigid composite connections are connections which have a certain rotational stiffness and bending strength by means of slab concrete and reinforcement in column-beam joints. The use of these connections can lead to more economical sections, reduce deflection and vibration problems, and provide more efficient use of beam sections. Besides these advantages, these connections provide additional stiffness and strength to the structures. Therefore, they are permitted to be used as the primary systems in regions of high seismicity and as the secondary systems in regions of low to moderate seismicity.

In this study, the effect of column-beam connections on the seismic behavior in the x direction was investigated in a building with special concentrically braced frames. For this reason, 3 building prototypes were created. In the first model, all column-beam connections are assumed as pinned connections. In the second building prototype, moment-rotation behavior of the column-beam connections (shear tab connections) are determined and are included in the analysis model. In the last building prototype, the interior frames and column-beam connections in the x-axis are designed as semi-rigid composite. In this way, the beam sections, which attached to the semi-rigid composite connections, have changed, but the other structural elements are the same as in Model 1.

Nonlinear static analysis (pushover) was carried out and the seismic behavior was investigated. As a result, in BSE-2N and BSE-1N earthquake hazard levels, three models showed the same structural performance level. In the Model 3, which composite connections are used, it is observed that peak displacements are significantly reduced in cases where even base shear force is applied to the buildings and significant increases in the base shear strength are observed in cases where the equal peak displacements are applied to the buildings. In addition, when the actual behavior of the shear tab connections is included in the analysis, there are no significant differences between Model 1 and Model 2, and the models showed similar behavior.

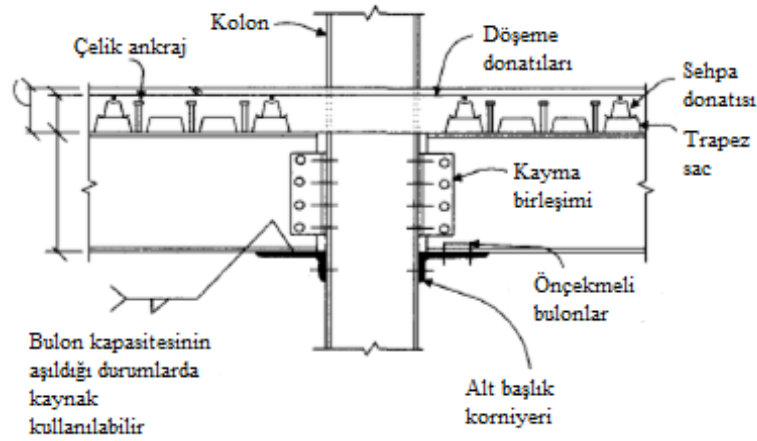
## BÖLÜM 1. GİRİŞ

Çelik yapıların analizi ve modellemesinde yaygın bir şekilde yapılan kabullerden biri, kolon-kiriş birleşimlerinin rijit ya da mafsallı davranış gösterdiği kabulüdür. Rijit birleşimlerin moment aktarıken dönmediği, mafsallı birleşimlerin ise kiriş uçlarında serbestçe dönebildiği ve moment aktarmadığı kabul edilmektedir. Ancak gerçekte, bütün birleşimler bir miktar moment aktarabilirken aynı zamanda bir miktar dönme de yapabilmektedir. Bu davranış “yarı-rijit” davranış olarak adlandırılmaktadır.

Yarı-rijit birleşimler 1949 yılından beri Amerikan Yönetmeliklerinde yer almasına rağmen yeterince geniş çaplı bir uygulama alanı bulamamıştır. Bunun nedenlerinden bazıları, gereken analizlerin karmaşıklığı ve bu birleşimlerin moment-dönme karakteristiklerinin yeterli bir biçimde temsil edilememesidir [1]. Ancak, uzun yıllardır yapılan çalışmalar sonucunda elde edilen bağıntılar ve sonlu eleman yöntemi yapan programlar sayesinde bu birleşimlerin moment-dönme karakteristikleri günümüzde kolay bir şekilde elde edilebilmektedir.

Yarı-rijit kompozit birleşimler, birleşimlerin dayanım ve rijitlik hesaplamalarında döşeme içerisindeki donatıların da göz önünde bulundurularak tasarlandığı birleşimlerdir [2]. Döşeme içerisindeki çelik donatıların birleşimin üst kısmını oluşturduğu kompozit ve moment aktaran bir birleşim türü olan yarı-rijit kompozit birleşimlerde birleşimin alt kısmı genellikle alın levhası ya da korniyerlerden oluşmakta, kayma etkilerini karşılaması için ise gövde korniyerleri ya da kayma levhaları kullanılmaktadır [1]. Örneğin Şekil 1.1.’de yaygın bir şekilde kullanılan alt başlık ve gövde korniyerli tipik bir yarı-rijit kompozit birleşimi gösterilmektedir.





Şekil 1.1. Tipik bir yarı-rijit kompozit birleşim [1]

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanılmasının ekonomiklik ve konfor açısından birçok faydası bulunmaktadır. Bunlardan bazıları aynı açıklığa sahip uçları mafsallı kirişlere göre daha küçük kesitler kullanılabilmesine olanak sağlaması, sehim ve titreşim sorunlarının azalmasına yardımcı olması olarak örneklenebilir [1]. Bu avantajların dışında, bu birleşimler yapılara ilave dayanım ve rijitlik sağlayarak yapıların deprem davranışını olumlu bir şekilde etkileyebilmektedir [1].

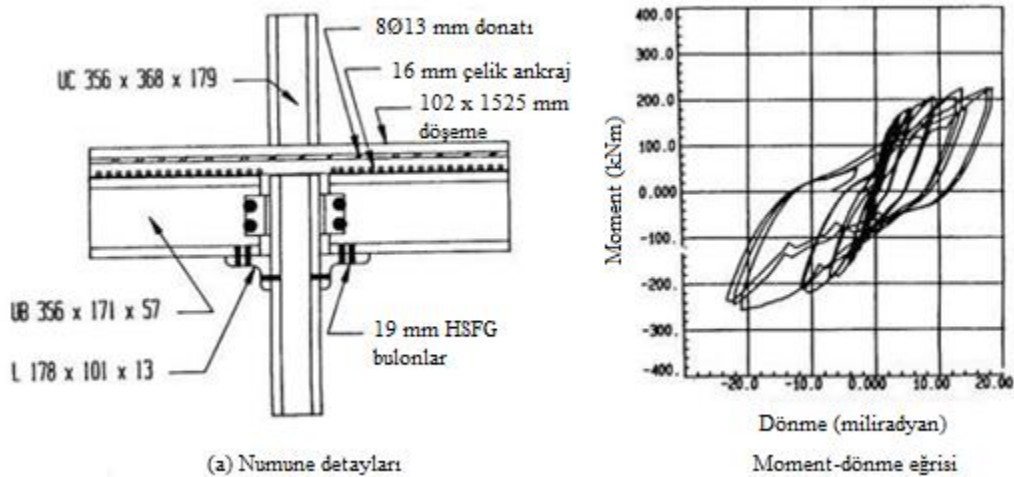
## 1.1. Literatür Özeti

Bu bölümde yarı-rijit kompozit birleşimler ile ilgili yapılan çalışmalar 3 alt başlıkta incelenecektir. İlk olarak, yarı-rijit kompozit birleşimler ile ilgili yapılan deneyler ve bu birleşimlerin davranışını anlamaya yönelik yapılan çalışmalardan bahsedilecektir. İkinci olarak, bu birleşimlerden oluşan yapıların analizi ve tasarımı ile ilgili yapılan çalışmalar, yönetmelikler ve kullanılan bazı tip birleşimler ile ilgili bilgi verilecektir. Son olarak, çelik yapılarda yarı-rijit kolon-kiriş birleşim kullanımının yapıların deprem performansına etkisi ile ilgili çalışmalardan bahsedilecektir.

### 1.1.1. Yarı-rijit kompozit birleşimler ile ilgili yapılan deneyler

Leon [3], yarı-rijit kompozit birleşimlerin davranışı ve tasarımı ile ilgili yaptığı çalışmada, Şekil 1.2.'de gösterilen alt başlık ve gövde korniyerli tipik bir yarı-rijit kompozit birleşimin tersinir yükler altında davranışını incelemiştir. Birleşimin negatif

moment etkisinde, kiriş ve döşeme donatısının plastik moment kapasiteleri toplamının %67' sine, pozitif moment etkisinde ise kompozit kirişin plastik moment kapasitesinin %58' ine ulaştığı görülmüştür. Sonrasında rijit ve yarı-rijit birleşimli çerçevelerin davranışlarını karşılaştırma amacıyla 2 katlı, 2 açıklıklı bir çerçeve, birleşimleri rijit ve yarı-rijit olarak analiz edilmiştir. Analiz sonucunda tasarım yükleri altında her iki çerçevenin de benzer davrandığı ancak belirli bir noktadan sonra yarı-rijit birleşimli çerçevede yatay deplasmanların daha fazla olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, yarı-rijit kompozit kolon-kiriş birleşimlerin, 8-9 kata kadar çaprazlı ve çaprazlı olmayan yapılarda ekonomik çözümler sağladığı, bu birleşimlerin kullanılmasının sağladığı sadeliğin, dayanım ve rijitliğin, yarı-rijit kompozit davranışın sağlanması için gereken ilave döşeme donatıları, kayma bağlantıları ve gereken analiz süresinin ekstra masraflarını kolayca tolere ettiği belirtilmiştir.



Şekil 1.2. Çalışmada kullanılan deney numunesi ve deney sonucunda elde edilen moment-dönme eğrisi [3]

Davison vd. [4] kolon-kiriş birleşimlerinde döşeme etkisi, trapez sac doğrultusu, kolon yerleşimi, iç veya kenar kolon olma durumu ve döşeme donatısı etkilerini incelemek amacıyla, 7 adet çelik, 12 adet kompozit kolon-kiriş birleşim üzerinde deneyler yapmışlardır. Deneylerde aynı tip ve mafsallı birleşim olarak kabul edilen alt başlık ve gövde korniyerli birleşimler kullanılmıştır. Yapılan deneyler sonucunda kompozit birleşimlerin çelik birleşimlere belirgin bir biçimde dayanım ve rijitlik sağladığı, kompozit döşemelerde yangın dayanımını arttırmak için eklenen hasır donatıların negatif moment kapasitesini arttırdığı, döşemelere eklenen ilave donatılar sayesinde

birleşimin negatif moment kapasitesinin kirişin moment kapasitesine yaklaştığı, kenar kolonlarda ise donatı kenetlenme boyunun birleşimin moment kapasitesini sınırladığı ve çelik birleşimlerin negatif moment kapasiteleri, kiriş kapasitelerinin %3'ü ile %7'si arasında iken kompozit döşeme etkisi ile %15'i ile %91'i arasındaki oranlara ulaştığı görülmüştür.

Liu ve Astaneh-Asl [5], kompozit döşemelerin, mafsallı birleşimlerin çevrimsel davranışı üzerindeki etkilerini incelemek amacıyla 8 adet numune üzerinde çalışma yapmıştır. Deneyleerde kolon kesitleri bütün numuneler için W14x90 profilinden oluşmakta olup numunelere ait diğer detaylar Tablo 1.1.'de gösterildiği gibidir.

Tablo 1.1. Deney numunelerine ait özellikler [5]

Numune numarası	Kiriş	Kayma levhası boyutları (mm)	Bulonlar (A325)	Alt başlık korniyeri	Döşeme	Döşeme donatısı	Kolon başlıkları arasında beton
1A	W18 x 35	305 x 292 x 9,5	4-22 mm	-	-	-	-
2A	W24 x 55	457 x 114 x 9,5	6 -22 mm	-	-	-	-
3A	W18 x 35	305 x 292 x 9,5	4-22 mm	-	Evet	Çelik hasır + donatı	Var
4A	W18 x 35	305 x 292 x 9,5	4-22 mm	-	Evet	φ16 donatı	Var
5A	W18 x 35	-	-	Rijitleştirilmiş	Evet	Çelik hasır + donatı	Var
6A	W24 x 55	457 x 114 x 9,5	6 -22 mm	-	Evet	Çelik hasır + donatı	Var
7A	W24 x 55	457 x 114 x 9,5	6 -22 mm	-	Evet	Çelik hasır + donatı	-
8A	W24 x 55	457 x 114 x 9,5	6 -22 mm	203 x 102 x 19 mm	Evet	Çelik hasır + donatı	Var

Yapılan deneyler sonucunda, çevrimsel yükler altında sadece kayma levhalı birleşimler, kirişlerin plastik moment kapasitelerinin sırasıyla %30 ve %45 'ine, kayma levhalarının plastik kapasitesinin ise yaklaşık 2,5 katına ulaşmıştır. Ancak 40 mrad öteleme açısına ulaşıldığında döşeme betonunun ezilmesi ile kompozit davranışın kaybolduğu ve birleşimin davranışını sadece çelik numunelerin kontrol ettiği görülmüştür. Kolon gövdelerinin beton ile doldurulmaması, daha zayıf ancak daha sünek bir davranışa yol açmıştır. Rijitleştirilmiş alt başlık birleşimli 5A numunesi, kirişin plastik moment kapasitesinin %50' sine ulaşmış ancak göçme mekanizması bulon kırılması şeklinde olmuştur. Alt başlık korniyerli 8A numunesi ise numuneler arasında en güçlü birleşim olup maksimum moment değeri kiriş plastik

moment kapasitesinin %72'sine ulaşmış ve bu değere karşılık gelen dönme açısı ise 40 mrad ölçülmüştür.

Rassati vd. [6], yarı- rijit kompozit birleşimlerin tersinir yükler altında kolon gövdesi kayma deformasyonu, süneklik talebi, deprem yükleri ile birlikte kullanılacak hareketli yük katsayıları ve yüksek modların etkisinde şekil değiştirme davranışlarını incelemek amacıyla 2 katlı çerçeveler üzerinde deneyler yapmış ve birleşim davranışının bileşen metodu (component method) kullanılarak modellenmesi ile ilgili yeni bir öneri sunmuşlardır. Yapılan deneyler sonucunda kayma etkisindeki kolon panel bölgesinin rijitleştirilmediği durumda enerji sönümlemesinin büyük çoğunluğunun panel bölgesinde ve döşeme donatısında olduğu, panel bölgesinin rijitleştirildiği durumda ise, birleşimin alt kısmındaki kuvvet ve deformasyonların belirgin bir şekilde arttığı görülmüştür. Ayrıca 1. moddaki kütle katılım oranlarının yüksek olmadığı durumlarda, kütle katılım oranına bağlı olarak 2. ve 3. mod etkilerinin ihmal edilemeyecek düzeyde olabileceği belirtilmiştir.

Shi vd. [7], alın levhali kompozit birleşimlerin tersinir yükler altında davranışını incelemek amacıyla 15 adet numune üzerinde deneyler yapmış ve bu deneyler sonucunda kompozit birleşimlerin FEMA 97'deki [8] 0,03 rad maksimum dönme kriterini sağladığı, kolon gövdesinde rijitleştirici levha bulunması durumunda birleşimin moment kapasitesi ve başlangıç rijitliğinin bir miktar arttığı ve göçmenin düğüm noktasında gerçekleştiği görülmüştür.

### **1.1.2. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin analizi ve tasarımı ile ilgili yapılan çalışmalar**

Leon vd. [1], yarı-rijit kompozit birleşimlerin çaprazlı ve çaprazlı olmayan yapılarda kullanımı ile ilgili bir tasarım rehberi oluşturmuşlardır. Yaptıkları deneylerde elde ettikleri veriler sonucunda alt başlık ve gövde korniyerli yarı-rijit kompozit birleşimlerin moment-dönme eğrilerini formüle etmiş ve yaygın olarak kullanılan birleşim tipleri için tasarım tabloları oluşturmuşlardır. Birleşimlerin davranışı, modellenmesi, analizi ve detaylandırılması detaylı olarak açıklanmış, bu birleşimlerin

çaprazlı ve çaprazlı olmayan yapılarda tasarımı ile ilgili aşamalar ve uyulması gereken kurallar belirtilmiştir.

ASCE [9], tarafından yapılan bu çalışmada, 4 farklı yarı-rijit kompozit tipi ile ilgili genel bilgiler verilmiş, alt başlık ve gövde korniyerli tip 1 birleşimi kullanılarak analiz ve tasarım aşamaları açıklanmıştır. Ayrıca birleşimin moment-dönme eğrisinin 3 doğrulu olarak modellenmesi ile ilgili bilgiler verilerek yarı-rijit kompozit birleşimli çerçevelerden oluşan bir yapının tasarımı gösterilmiştir.

Couchman ve Way [10], kompozit binaların İngiltere’de yaygın olarak kullanılması nedeniyle bu tip binalarda kompozit kolon-kiriş ve kiriş-kiriş birleşimlerin kullanımının getireceği ekstra ekonomik ve yapısal faydalardan yararlanılabilmesi için yaptıkları çalışmada, kompozit birleşimlerin avantajları, kullanımı, birleşimlerin seçimi, analiz ve tasarım yöntemleri yer almaktadır. Bununla birlikte alın levhali kompozit birleşimlere ait örnek çözümler yapılmış ve standart birleşimler için tasarım tabloları oluşturulmuştur.

SSEDTA [11], tarafından yapılan çalışmada, kompozit birleşimlerin analizi, modellenmesi ve tasarımı ile ilgili bilgiler verilmiştir. Öncelikle kompozit birleşimler ile ilgili genel bilgiler verilerek birleşimlerin sınıflandırılması açıklanmıştır. Sonrasında kompozit birleşimlerin moment-dönme eğrisinin elde edilmesinde kullanılan metotlardan biri olan bileşen metodu (component method) detaylı olarak açıklanmış, kompozit birleşim elemanlarının her birinin eşdeğer yaylar olarak ifade edilmesi, birleşimin tasarım dayanımı ve rijitlik değerlerinin elde edilmesi ve dikkat edilmesi gereken hususlar belirtilmiştir. Son olarak alın levhali yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımı ile ilgili örnekler gösterilmiştir.

Maleck [12], doktora tezinde yarı-rijit kompozit birleşimli çerçevelerin 2. Mertebe etkileri göz önüne alınarak doğrudan analiz yöntemi ile çözümünde birleşimlerin 3 doğrulu olarak modellenmesi, kullanılacak rijitlik ve dayanım azaltma katsayılarıyla ilgili önerilerde bulunmuştur. Ammerman ve Leon [13] tarafından alt başlık ve gövde korniyerli yarı-rijit kompozit birleşimler için önerilen 3 doğrulu modelleme

yönteminde birleşimin elastik bölgeyi temsil eden birinci doğrunun negatif moment bölgesinde 1 mrad, pozitif moment bölgesinde ise 1.5 mrad dönmeye karşılık gelecek şekilde çizilmesini önermiştir. Ayrıca yarı-rijit kompozit birleşimli yapılarda doğrudan analiz yöntemi kullanımının aşamaları detaylı olarak açıklanmıştır.

AISC 341-16 [14], yönetmeliğinde yarı-rijit kompozit birleşimli çerçevelerin depreme göre tasarımında uyulması gereken kurallar ile ilgili hükümlere yer verilmiştir. Bu yönetmeliğe göre kolonlar ve kirişler normal sünek kriterlerini sağlamalı, moment aktaran doğrultuda döşeme kalınlığı kolon yüzünden itibaren en az 300 mm boyunca nervürlü olarak devam etmeli, kolon-kiriş birleşimleri en az 0,02 rad dönme yapabilmeli ve birleşim kapasitesi kompozit kiriş plastik moment kapasitesinin en az %50'si kadar dayanıma sahip olmalıdır.

### **1.1.3. Yarı-rijit birleşimlerin yapıların deprem performansına etkilerinin incelendiği çalışmalar**

Maison vd. [15] çalışmalarında, yarı-rijit birleşimli yapıların orta ve yüksek sismik aktivitenin bulunduğu bölgelerde kullanımının incelenmesi için 3 ve 9 katlı, kolon-kiriş birleşimleri rijit olan 2 adet binayı, yarı-rijit kolon-kiriş birleşimlerinden oluşacak şekilde tasarlamışlardır. Bu binalara doğrusal olmayan statik itme analizi ve zaman-tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılarak deprem performansları karşılaştırılmıştır. Yarı-rijit sistemli 3 katlı yapıda döşemenin sürekli olduğu, kolonların güçlü eksenlerinde bulunan bütün birleşimlerde yarı-rijit kompozit, diğer birleşimlerde ise alt ve üst başlık korniyerli yarı-rijit çelik birleşimler kullanılmıştır. 9 katlı yarı-rijit sistemli yapıda ise t profilli (t-stub) yarı-rijit birleşimler kullanılmıştır. Analizlerde dönüş periyodu 475 ve 2475 yıl olan depremler kullanılmıştır. Binaların performans hedefleri dönüş periyodu 475 yıl olan deprem için Can Güvenliği, 2475 yıl olan deprem için ise Göçmenin Önlenmesi olarak belirlenmiştir. Performans düzeylerinin belirlenmesinde FEMA 273'te [8] belirtilen kat öteleme oranları ve birleşim dönme açısı değerleri kullanılmıştır. Yapılan analizler sonucunda 3 katlı yapının performans hedeflerini sağlayamadığı, 9 katlı yapının ise sağladığı görülmüştür. Yarı-rijit birleşimlerin orta ve yüksek sismik aktivitenin bulunduğu bölgelerde kullanılabileceği ancak bazı hususların göz önüne alınması gerektiği

belirtilmiştir. Bu hususlar; daha rijit ve daha güçlü birleşimlerin kullanılmasının yapı performansını arttıracığı, yarı-rijit birleşimler için öngörülen göçme öncesi limiti olan 0,035 rad değerinin gözden geçirilmesi ve bu tarz yapıların tasarımında kullanılan deprem yükü azaltma katsayısı R için daha gerçekçi değerler kullanılması şeklindedir.

Akbaş ve Shen [16], kaynaklı, moment aktaran rijit birleşimler ve bulonlu yarı-rijit birleşimlerin bir arada kullanıldığı bir karma sistemin sismik tasarımı ve performansını incelemek amacıyla 5 ve 10 katlı 2 adet çelik yapı tasarlamışlardır. Her 2 yapı içinde 2 adet durum bulunmakta olup, 1. durumda çevre aksları moment aktaran rijit birleşimlerden, iç akslar ise mafsalı birleşimlerden, 2. durumda ise 1. durumdan farklı olarak iç akslar yarı-rijit birleşimlerden oluşmaktadır. 3 adet yer hareketi etkisi altında yapılan analizler sonucunda yarı-rijit birleşimlerin bulunduğu yapılarda kat kesme kuvvetlerinin, kolon ve birleşimlerdeki moment değerlerinin azaldığı, yatay yük taşıma kapasitesinin arttığı görülmüş olup bu tarz karma sistemli yapıların yüksek sismik aktivitenin bulunduğu bölgelerde kullanılabileceği belirtilmiştir.

Zhang [17], kompozit kayma levhali birleşimlerin mafsalı ve yarı-rijit kompozit birleşim olarak kabul edilmesi durumları için ETABS yazılımını kullanarak 2 ayrı analiz modeli oluşturmuş, bu yapılara aynı yatay kuvvetleri uygulayarak yapıların yaptığı yatay yer değiştirmelerini, aynı yer değiştirme yaptırılarak da yapılara etkileyen yatay kuvvetleri karşılaştırmıştır. Son olarak yarı-rijit birleşimlerin moment çerçevelerine etkisini gözlemlemek için her 2 modelde yer alan rijit çerçevelere etkileyen eğilme momenti değerleri karşılaştırılmıştır. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin moment-dönme değerleri, ETABS yazılımı kullanılarak, giriş uçlarına plastik mafsal tanımlanarak analiz modeline dahil edilmiş ve yapılara doğrusal olmayan statik itme analizi yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda yarı-rijit kompozit birleşimli yapının 1,5-2,5 kat arasında daha fazla başlangıç rijitliğine sahip olduğu, yarı-rijit birleşimlerin etkisi ile rijit çerçevelere gelen eğilme momenti değerlerinin yaklaşık %40 azaldığı ve yapıdaki kat ötelemelerinin azaldığı görülmüştür.

Flores vd. [18], yapılarda mafsalı birleşimlerden oluşan çerçevelerin yatay yüklerin analizinde ihmal edildiğini ancak bu birleşimlerin bir miktar dönme rijitliğine sahip

olup yarı-rijit birleşim olarak analiz modellerine dahil edilebileceğini belirtmiş ve bu durumun yapıların deprem performansına etkisini göstermek amacıyla süneklik düzeyi yüksek moment aktaran rijit çerçevelerden oluşan bir yapı için mafsalı birleşimlerin yapının yatay rijitliğine etkisinin ihmal edildiği ve edilmediği 2 adet sistem oluşturmuştur. Bu sistemlerin performansları, limit durumu analizi, göçme analizi ve riske dayalı analizler de dahil olmak üzere farklı yöntemler kullanılarak değerlendirilmiştir. Rijit çerçevelerde kolon panel bölgesi Krawinkler modeli kullanılarak analiz modeline dahil edilmiş, yarı-rijit birleşimlerin modellenmesinde ise ASCE 41-06'da [19] önerilen moment-dönme grafiği kullanılmıştır. Yarı-rijit birleşimlerin alt ve üst korniyerli birleşim oldukları, kirişlerin plastik moment kapasitelerinin sırasıyla %70, 50 ve 30' una sahip oldukları, akma durumuna karşı gelen dönme açısı değerinin 3 mrad olduğu ve göçme mekanizmasının korniyerlerin eğilmesinden kaynaklanacağı kabul edilmiştir. Sınır durumu analizi için 3 ayrı deprem yer hareketi; servis deprem yer hareketi (tekrarlanma periyodu 43 yıl), tasarım deprem yer hareketi (tekrarlanma periyodu 475 yıl) ve en büyük deprem yer hareketi (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) kullanılmıştır. Yapılan analizler sonucunda yarı-rijit birleşimlerin analiz modeline dahil edilmesi sonucunda yapıların başlangıç rijitliklerinin arttığı, görelî kat öteleme değerlerinin ve göçme olasılıklarının azaldığı görülmüş olup mafsalı birleşimlerin gerçek dönme rijitliklerinin kullanılarak analiz modeline dahil edilmesinin modelin doğrulunun arttırdığı ve yapıların gerçek davranışlarının bu sayede daha iyi anlaşılabilceği belirtilmiştir.

Wen vd. [20], kayma levhali birleşimlerde döşemenin mevcut olduğu ve olmadığı her iki durum için moment-dönme bağıntısı modeli geliştirmiş ve bu modeli kullanarak süneklik düzeyi sınırlı, her iki doğrultuda merkezi çaprazlı ve 3 katlı çelik bir yapıda mafsalı birleşimlerin yapının deprem davranışına etkisini incelemiştir. Yapılan analizler sonucunda mafsalı birleşimin yarı-rijit kompozit birleşim olarak göz önüne alınmasının yapının doğal titreşim periyodunun 0,70 saniyeden 0,56 saniyeye inmesine neden olduğu, birleşimlerin mafsalı olarak kabul edildiği durumda çapraz birleşimlerin kaynak kırılmasına bağlı olarak yapının stabilitesinin kaybolduğu ve 0,274g değerinde göçme durumuna ulaştığı görülmüştür. Yarı-rijit kompozit birleşimli yapıda ise, çapraz birleşimlerde kaynak kırılması 0,337g değerinde görülmüş ve bu



durumdan sonra yarı-rijit birleşimlerin katkısıyla yapının stabilitesini korumaya devam ettiği görülmüştür. Sonuç olarak yarı-rijit birleşimlerin süneklik düzeyi sınırlı merkezi çaprazlı çelik yapının göçme durumuna ulaşmasını gözle görülür bir biçimde geciktirmiştir.

Flores ve Charney [21], süneklik düzeyi yüksek moment aktaran rijit çerçeveli yapılarda mafsallı birleşimlerden oluşan çerçevelerin de analiz modeline dahil edilmesinin etkilerinin daha iyi anlaşılabilmesi için ATC 76-1 [22] projesinde yer alan 2, 4 ve 8 katlı 3 adet çelik binada yer alan mafsallı birleşimlerin kapasitelerinin, bağlandıkları kirişlerin plastik moment kapasitelerinin %0, 35, 50 ve 70'i olarak kabul edilerek 4 adet analiz modeli oluşturulmuş ve zaman-tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılarak binaların görelî kat ötelemeleri, artık deplasmanlar (residual displacement) ve taban kesme kuvvetleri tasarım deprem yer hareketi ve maksimum deprem yer hareketi etkisi altında karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler sonucunda mafsallı birleşimlerin etkisi ile artık deplasmanların azaldığı, taban kesme kuvvetlerinin arttığı ve yapıların göçme performanslarının arttığı görülmüştür.

Beland vd. [23], geleneksel çelik yapılarda mafsallı birleşimlere alt ve üst başlık korniyerlerinin eklenmesi ile mafsallı birleşimlerin yapıların deprem davranışına etkisinin ve bu yapıların davranışının daha iyi anlaşılabilmesi için, 3 katlı, her iki yönde merkezi çaprazlı çelik perdelerden oluşan bir bina tasarlamışlardır. Bu binaya ait 2 adet model oluşturulmuş, birinci modelde kolon-kiriş bağlantıları mafsallı olarak kabul edilmiş, ikinci modelde ise, bu bağlantılar deney sonuçlarından elde edilen kuvvet-yer değiştirme değerleri kullanılarak analiz modeline dahil edilmiştir. Her 2 modelde de çapraz elemanların modellenmelerinde, guse levhası ve çapraz-guse birleşimindeki kaynakların davranışı modele dahil edilmiştir. Yapılan analizlerde kolon-temel bağlantılarının rijitliği, panel bölgesi deformasyonları, döşemelerin etkisi, malzeme ve geometri açısından lineer olmama durumu etkileri göz önüne alınmamıştır. Analizler sonucunda birleşimleri mafsallı olan 1 numaralı modelde 2981 kN taban kesme kuvvetine ulaşıldığında çapraz birleşimindeki kaynak kırılması nedeniyle yapı stabilitesini kaybetmiş ve 2. mertebe etkilerinin artması ile birlikte 1. katta yumuşak kat mekanizması oluşmuştur. 2 numaralı modelde ise 3023 kN taban

kesme kuvvetine ulaşıldığında çapraz birleşimlerde kaynak kırılması meydana gelmiştir. Ancak bu noktadan sonra yarı-rijit birleşimler sayesinde oluşan çerçeve davranışı 1. kat için kat ötelemesi oranını %3,43 ile sınırlamıştır. Çapraz birleşimlerde oluşan kaynak kırılmasından sonra yapı 387 kN taban kesme kuvvetini karşılayabilmiştir. Yapılan çalışma sonucunda düşük sünekliğe sahip çaprazlı çelik yapılarda yarı-rijit birleşimlerin kullanılmasının yapının yatay deplasmanını sınırladığı ve 2. mertebe etkilerini azalttığı görülmüştür.

Reyes-Salazar vd. [24], dış aksları moment aktaran rijit çerçeveli, iç aksları mafsallı birleşimlerden oluşan az, orta ve yüksek katlı 3 adet çelik yapıda mafsallı birleşimlerin yapıların deprem performansına etkisini göstermek için 2'şer adet analiz modeli oluşturmuştur. Her bir yapı için oluşturulan bu modellerden biri mafsallı birleşimlerin dönme rijitliğinin olmadığı, diğeri ise bu birleşimlerin yarı-rijit birleşimler olduğu kabulü yapılarak oluşturulmuştur. Yapılan analizler sonucunda katlar arası kesme kuvvetleri az, orta ve yüksek yapılar için sırasıyla %20, 46 ve 11, katlar arası yer değiştirme ise %14, 44 ve 15 azalmıştır. Yarı-rijit birleşimli yapıların yatay rijitliğinin daha fazla olduğu görülmüştür. Ancak mafsallı birleşimli yapılarda enerji sönmemesinin daha fazla olduğu ve yapıların daha az hasar aldığı görülmüştür. Bu nedenle mafsallı birleşimlerin gerçek dönme rijitliklerinin analizlerde ihmal edilmemesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

Aksoylar ve Öztürk [25], 3 katlı, geniş açıklıklı çelik bir yapı tasarlamış ve bu yapının deprem etkileri altında performansını analitik olarak incelemiştir. Yapı, kolon-kiriş bağlantıları rijit ve kiriş plastik momentinin %60'ına sahip olarak tasarlanmıştır. Yapıların deprem performansları, modal analiz, doğrusal olmayan statik itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler yapılarak belirlenmiştir. Analizler sonucunda çerçevelerin periyotları, kapasite eğrileri, lokal ve global sınır durumları, plastik mafsallı oluşum yerleri ve sıraları, maksimum kesme kuvveti–maksimum deplasman değerleri, kat ötelemesi oranları, kiriş, kolon gerilmeleri ve birleşim dönmeleri belirlenmiş, elde edilen sonuçlar FEMA 356'da [26] verilen kabul kriterleri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler sonucunda yarı-rijit birleşimli yapının periyodu rijit çerçeveli yapıya göre artmış, yapıya gelen deprem kuvveti ise azalmıştır.

Doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda yarı-rijit birleşimli yapının taşıma kapasitesinin azaldığı ve göçme sınır durumuna rijit birleşimli yapıya göre daha erken ulaştığı görülmüştür. Dinamik analizler sonucunda ise yarı-rijit birleşimli yapılarda daha az taban kesme kuvveti oluştuğu ve tepe noktası deplasmanlarının daha az olduğu görülmüştür. Sonuç olarak her iki yapının da tüm deprem seviyeleri için kabul edilebilirlik sınır şartlarını sağladığı ve deprem etkileri altında yeterli ve güvenilir oldukları görülmüştür.

## 1.2. Amaç ve Kapsam

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin yapıların deprem davranışına etkisini inceleyen birçok çalışmada, bu birleşimler ya rijit birleşimler ile beraber ya da rijit birleşimlerin yerine kullanılmıştır. Bu nedenle bu çalışmadaki asıl amaç, süneklik düzeyi yüksek çelik merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan bir yapıda, iç akslarda yarı-rijit kompozit birleşim kullanımının deprem davranışına etkisini incelemektir. Diğer bir amaç ise, mafsalı olarak kabul edilen bir birleşim türü olan kayma levhali birleşimin gerçek davranışının analiz modeline dahil edilerek deprem davranışına etkisinin incelenmesidir. Bu amaçla, 6 katlı çelik bir ofis binası tasarlanarak bu binadan 3 adet analiz modeli türetilmiştir. Bu modellerden birincisi (Model 1), bütün kolon-kiriş birleşimleri mafsalı olarak tasarlanmıştır. İkinci Model (Model 2) ise Model 1 ile tamamen aynı boyut ve özelliklere sahiptir. Ancak Model 1’de mafsalı olarak tasarlanan birleşimlerin gerçek davranışları moment-dönme eğrileriyle temsil edilerek Model 2’ye dahil edilmiştir. Sonuncu model (Model 3) ise Model 2 ile benzer özelliklere sahip olup, Model 2’den tek farkı iç akslarının yarı-rijit kompozit birleşimli olarak tasarlanmış olmasıdır. Sonraki bölümlerde daha detaylı olarak anlatılacak olan bu analiz modellerinin, doğrusal olmayan statik analiz yöntemi (pushover) kullanılarak deprem davranışları elde edilecek ve bu davranışlar aşağıda gösterilen hususlar açısından karşılaştırılacaktır.

- a. Eşit tepe noktası deplasmanında modellerin taban kesme kuvveti kapasiteleri.
- b. Eşit yatay kuvvet etkisinde modellerde meydana gelen tepe noktası deplasmanları ve görelî kat ötelemeleri oranları.

- c. Depremın talep ettiği hedef deplasman değerleri ve bu değerlerdeki göreli kat ötelemeleri oranları.
- d. BSE-2N ve BSE-1N Deprem Tehlike Seviyeleri için elde edilen performans seviyeleri.

Çalışmanın ikinci bölümünde yarı-rijit kompozit birleşimler ile ilgili bilgilere değinilmiştir.

nc bölümde ASCE 41-13'e [27] göre binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi hakkında bilgi verilmiştir.

Dördüncü bölümde güncel yönetmelikler [28], [29] kullanılarak her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek elik merkezi aprazlı çerçevelerden oluşan bir yapının tasarımı yapılmıştır.

Beşinci bölümde sayısal analizler sonucunda, oluşturalan üç adet analiz modelinin deprem davranışları ve performans seviyeleri karşılaştırılmıştır.

Altıncı bölümde ise elde edilen sonuçlar sunularak ilerde yapılacak çalışmalar için önerilere yer verilmiştir.

## **BÖLÜM 2. YARI-RİJİT KOMPOZİT BİRLEŞİMLER**

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin detaylı olarak irdeleneceği bu bölümde, öncelikle birleşimlerin sınıflandırılması ve yarı-rijit birleşimlerin davranışı hakkında genel bilgiler verilecektir. İkinci olarak, yarı-rijit kompozit birleşimlerin özellikleri, avantajları, dezavantajları ve davranışları açıklanacaktır. Son olarak, bu birleşimlerin analizi, modellemesi ve tasarımı ile ilgili bilgiler verilerek çaprazlı yapılarda kullanımından bahsedilecektir.

### **2.1. Birleşimlerin Sınıflandırılması**

Birleşimlerin sınıflandırılmasında yapılan en temel kabul, birleşimin davranışsal özelliklerinin moment-dönme eğrisi ile modellenbilmesidir [30]. Birleşimlerin davranışlarının anlaşılmasındaki en önemli üç parametre olan rijitlik, dayanım ve süneklik bu eğriler yardımıyla elde edilirler. Bu nedenle birleşimler dönme rijitliklerine ve dayanımlarına göre sınıflandırılırlar.

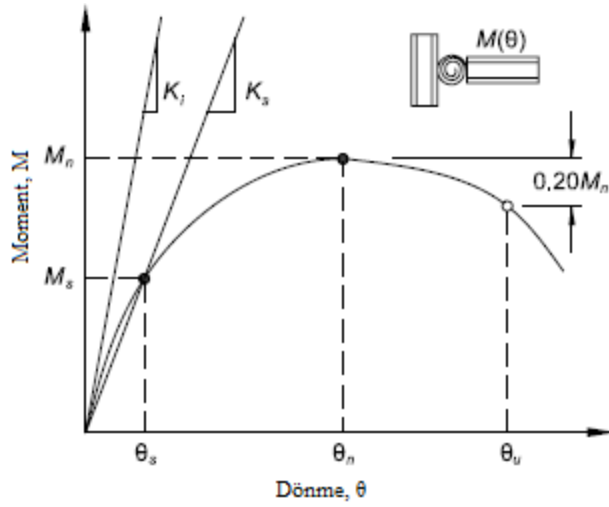
#### **2.1.1. Birleşim rijitliği**

Birleşimler, başlangıç rijitliğinin, bağlı olduğu kirişin eğilme rijitliğine oranına göre rijit, mafsallı ya da yarı-rijit olarak sınıflandırılırlar. Ancak birçok birleşim düşük eğilme momenti etkisinde bile doğrusal olmayan davranış gösterebildiği için, birleşimin başlangıç rijitliği  $K_i$ , servis yükleri altında birleşimin davranışını yeterince iyi yansıtamamaktadır. Ayrıca birçok bağlantı tipi kararlı bir başlangıç rijitliği sergileyememekte ya da bu rijitlik sadece küçük bir  $M-\theta$  aralığı için geçerli olmaktadır. Bu nedenle servis yükleri altında birleşimin rijitliğinin, sekant rijitliği  $K_s$  değerine eşit olduğu kabul edilmekte ve birleşimler bu rijitlik değerine göre sınıflandırılmaktadır

[30]. Şekil 2.1.'de yarı-rijit bir birleşimin rijitlik, dayanım ve süneklik karakteristikleri gösterilmektedir.

$$K_s = M_s/\theta_s \quad (2.1)$$

Burada  $K_s$  birleşimin sekant rijitliğini,  $M_s$  servis yükleri altındaki moment değerini,  $\theta_s$  ise servis yükleri altındaki dönme açısını ifade etmektedir.



Şekil 2.1. Yarı-rijit bir birleşimin moment-dönme davranışındaki rijitlik, dayanım ve süneklik parametreleri [30]

### 2.1.1.1. Mafsallı birleşimler

Mafsallı birleşimler iç kuvvetleri aktarabilen ancak yapı elemanlarını ya da yapıyı olumsuz olarak etkileyecek kadar moment aktaramayan birleşimler olarak tanımlanırlar [31]. Eğer Denklem 2.2'te gösterilen bağıntı sağlanıyor ise birleşim mafsallı olarak kabul edilmektedir [30].

$$K_s L/EI \leq 2 \quad (2.2)$$

Eurocode yönetmeliğinde bu sınır 0,5 olarak belirlenmiştir [31]. Burada  $K_s$  birleşimin sekant rijitliğini,  $L$  kiriş uzunluğunu,  $E$  Elastisite modülünü ve  $I$  kiriş atalet momentini ifade etmektedir.

### 2.1.2. Rijit birleşimler

Rijit birleşimler moment aktarırken bağılandığı elemanlarla arasında neredeyse hiç dönmenin olmadığı birleşimlerdir. Denklem 2.3'te gösterilen bağıntının sağlanması durumunda birleşim rijit olarak kabul edilmektedir [30]. Bununla birlikte bu oran Eurocode yönetmeliğinde çaprazlı yapılarda 8, çaprazlı olmayan yapılarda ise 25'tir [31].

$$K_s L / EI \geq 20 \quad (2.3)$$

#### 2.1.2.1. Yarı-rijit birleşimler

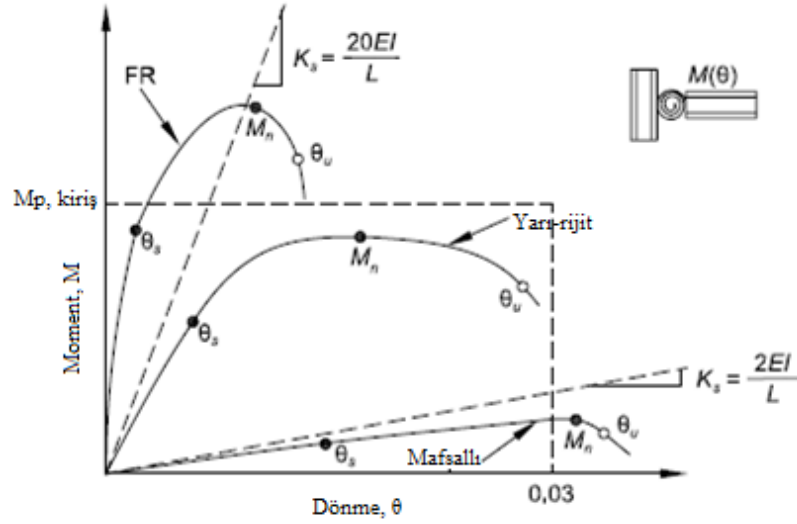
Yarı-rijit birleşimler moment aktarabilirler ancak birleşen elemanlar arasındaki dönme ihmal edilebilecek düzeyde değildir. Mafsallı ve rijit birleşimler için belirlenen sınır değerlerin arasında kalan birleşimler yarı-rijit birleşimler olarak kabul edilir [30]. Ayrıca rijit ve mafsallı birleşimler de isteğe bağlı olarak yarı-rijit olarak değerlendirilebilirler [31].

### 2.1.3. Birleşim dayanımı

Birleşimler dayanımlarına göre mafsallı, tam dayanımlı ve kısmi dayanımlı olarak sınıflandırılırlar. Bu sınıflandırma, birleşimin eğilme dayanımının bağılandığı elemanların eğilme dayanımına oranına göre yapılır [31].

Bir birleşimin dayanımı o birleşimin taşıyabileceği maksimum moment değerine karşı gelir ve  $M_n$  simgesi ile ifade edilir. Birleşimlerin dayanımı maksimum sınır durum modeli oluşturularak veya deneyler yardımı ile elde edilebilir. Eğer  $M-\theta$  eğrisi maksimum bir değer göstermez ise 0,02 rad dönmeye karşı gelen moment değeri birleşimin dayanımı olarak kabul edilebilir [30].

Şekil 2.2.'de birleşimlerin sınıflandırılmalarıyla ilgili sınır durumlar gösterilmiş olup şekilde gösterilen singelerden  $M_n$ , birleşimin maksimum dayanımına,  $\theta_u$  ise birleşimin yapabileceği maksimum dönme açısına karşılık gelmektedir.



Şekil 2.2. Birleşimlerin mafsallı, rijit ve yarı-rijit olarak sınıflandırılması [30]

### 2.1.3.1. Mafsallı birleşimler

Eğilme dayanımı, bağlandığı elemanın eğilme dayanımının %25'inden fazla olmayan ve yeterli dönme rijitliğine sahip olmayan birleşimler bu sınıfa girerler [31]. Bununla birlikte 0,02 rad dönme değerinde bir birleşim, bağlı olduğu kirişin plastik moment kapasitesinin %20'sinden fazlasını taşıyamıyorsa da bu birleşim mafsallı olarak kabul edilir ve tasarım aşamasında eğilme dayanımı ihmal edilir [30].

### 2.1.3.2. Tam dayanımlı birleşimler

En az, bağlandığı elemanın eğilme dayanımına sahip olan birleşimler tam dayanımlı birleşimler olarak adlandırılırlar. [31].

### 2.1.3.3. Kısmi dayanımlı birleşimler

Mafsallı ve tam dayanımlı birleşimlerin arasında bir davranış gösteren birleşimlerdir.



#### 2.1.4. Birleşim sünekliği

Eğer bir birleşimin dayanımı kirişin plastik moment kapasitesinden belirgin bir şekilde daha fazla ise yapının sünekliği kiriş tarafından kontrol edilmektedir ve bu durumda birleşimin elastik kaldığı kabul edilir. Eğer birleşimin dayanımı kirişin plastik moment kapasitesini az bir miktar aşıyorsa, kiriş maksimum dayanımına ulaşana kadar birleşimde büyük plastik deformasyonlar görülebilir. Eğer kirişin dayanımı birleşimin maksimum dayanımından daha fazla ise şekil değiştirmeler birleşimde oluşacaktır. Bu gibi durumlarda birleşimden talep edilen süneklik değeri yapının bulunduğu bölgedeki sismik aktivitenin yoğunluğuna göre belirlenir ve tasarım bu durum göz önüne alınarak yapılır [30].

Şekil 2.1.'te görülen birleşimin maksimum dönme açısı  $\theta_u$ , birleşim dayanımının  $0,80M_n$  değerine düştüğü noktadaki dönme ya da herhangi bir dayanım azalması yaşanmadan birleşimin  $0,03$  rad değerine ulaşması durumunda bu değer olarak kabul edilebilir [30].

#### 2.2. Yarı-rijit Kompozit Birleşimlerin Özellikleri

Günümüzde yapıların analizinde daha güvenli bölgede kalındığı düşüncesiyle genellikle döşeme etkileri ihmal edilmektedir ancak bu varsayım her zaman için güvenli olmamaktadır. Bu durum özellikle deprem ya da beklenmedik bir yük etkisinde görülebilir, çünkü yapının süneklik ve rijitliği döşeme etkilerinin neden olduğu farklı göçme mekanizmalarından olumsuz olarak etkilenebilmektedir. Bunun yanı sıra döşemeler, kolon çevresine yerleştirilen donatılar sayesinde yapıların dayanım ve rijitliğini önemli ölçüde artırırlar ve birleşimlerde kompozit çalışmanın doğru kullanımı çok ekonomik ve yapısal olarak verimli çözümlere yol açabilir. Bu nedenlerden dolayı yapı davranışının analizlerde daha doğru temsil edilebilmesi, binalarda hali hazırda bulunan döşemelerin rijitliğe ve dayanıma olan etkilerinin daha verimli bir şekilde kullanılabilmesi için yarı-rijit kompozit birleşimler kullanılmaya başlanmıştır [32]. Bu birleşimlerin özelliği döşeme içerisindeki donatıların birleşimin

ve yapının davranışına etkisini doğrudan hesaba katarak rijitlik, dayanım ve ekonomiklik bakımından uygun tasarımlara imkan tanınmasıdır.

### 2.2.1. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin avantajları

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin ekonomiklik, uygulama kolaylığı ve performans açısından birçok avantajı bulunmaktadır. Korniyerli birleşimlerin kullanıldığı durumlarda kaynak kullanımına ihtiyaç olmamaktadır. Bu durum kaynak kalitesi ve kontrollerinin yeterli düzeyde olmadığı birçok ülkede imalat kalitesinin artmasına, maliyetin ve imalat süresinin azalmasına ve montaj kolaylığına olanak sağlar.

İkinci olarak, döşeme içerisine çelik donatı yerleştirilmesi ile kiriş üst başlığında korniyer, levha vb. birleşim elemanına ihtiyaç kalmamaktadır. Bu durum birkaç nedenden olayı ekonomik çözümler sağlamaktadır:

1. Birleşimdeki kuvvet çiftini oluşturan üst kuvvetin döşeme içerisinde bulunması nedeniyle moment kolu uzunluğu artar ve bu durum birleşimin moment kapasitesinin artmasına neden olur.
2. Düşey yüklere göre tasarımda düğüm noktaları mafsallı kompozit bir kesitin pozitif moment kapasitesi genellikle kiriş moment kapasitesinin 1,8 katıdır. Düzgün yayılı yük etkisinde ve düğüm noktalarının mafsallı olduğu durumda kesitin bu dayanımı sadece açıklık ortasında gereklidir ve bu nedenle kesit verimli olarak kullanılamamaktadır. Benzer durumda rijit birleşimler kullanıldığında ise kesit kapasitesinin çelik kiriş kapasitesine eşit olduğu düğüm noktalarında moment değerleri yüksek, kompozit kesit kapasitesine eşit olduğu durumda ise açıklık ortasındaki moment değeri ( $wL^2/24$ ) azdır. Dolayısıyla bu durumda da kesit verimli bir şekilde kullanılamamıştır. Ancak yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanılması ile talep edilen dayanım verimli bir şekilde karşılanabilmektedir.
3. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanılması, döşemenin kompozit davranışa etkisi nedeniyle daha küçük kiriş kesitlerinin kullanılmasına, sehim ve titreşim sorunlarının azalmasına neden olur. Ancak bu gibi avantajlardan yararlanmak

için günümüz çelik yapılarında yaygın olarak kullanılan hasır çelik yerine donatı çeliği kullanılmalıdır [1].

Ayrıca bu tarz yapılarda kiriş sürekliliğinin sağlanmasıyla kiriş yüksekliği ve ağırlığında %25'e kadar azalma sağlanabilmektedir [10].

Bu gibi ekonomik avantajlarının yanında yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanımının yapıların davranışına da birçok olumlu etkileri bulunmaktadır. Yarı-rijit kompozit birleşim kullanımı;

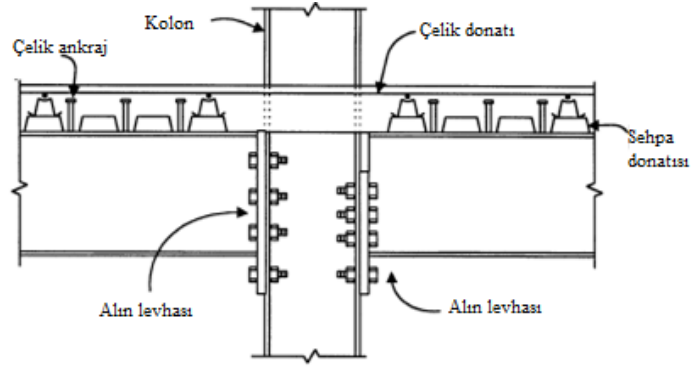
1. Yapılara ilave rezerv dayanım sağlanmasına neden olur [33].
2. Plastik şekil değiştirme sırasında yeniden yük dağılımının yapılabilmesine katkı sağlar ve beklenmedik yükler altında yapının ayakta kalmasına yardımcı olur [32].
3. Analizlerde döşemelerin de yapı davranışına etkisinin göz önüne alınması nedeniyle yapıların gerçek davranışının daha iyi anlaşılabilmesini sağlar [32].

### **2.2.2. Yarı-rijit kompozit birleşimlerle ilgili sınırlamalar**

Yarı-rijit kompozit birleşimler, rijit birleşimlere göre daha esnek olmaları nedeniyle 10 katın altında yapılarda ve sismik aktivitenin düşük olduğu (<0,2g) bölgelerde kullanılmalıdır. Ancak sismik aktivitenin yüksek olduğu bölgelerde moment aktaran rijit çerçeveli, çelik çaprazlı vb. yapılarda yatay yüklere karşı koyan ikincil sistemler olarak kullanılabilirler [1].

### **2.2.3. Yarı-rijit kompozit birleşim tipleri**

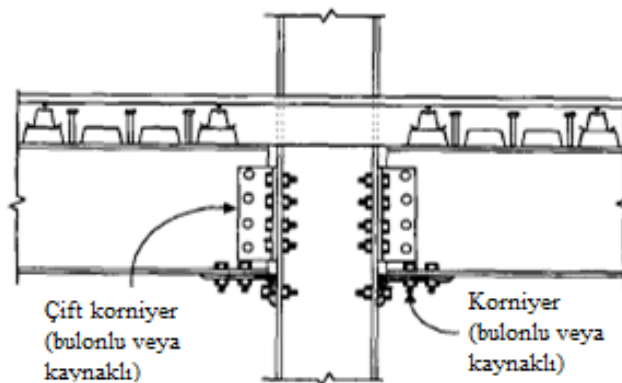
Literatürde birçok yarı-rijit birleşim tipi bulunmaktadır. Bunlardan en yaygınları gövde ve alt başlık korniyerli birleşim ve alın levhali birleşimlerdir. Amerikada yapılan çalışmalarda ise genellikle 4 tip yarı-rijit kompozit birleşim üzerinde durulmuştur [9]. Şekil 2.3.'te alın levhali tipik bir yarı-rijit kompozit birleşim gösterilmektedir.



Şekil 2.3. Alın levhalı bir yarı-rijit birleşim örneği [33]

### 2.2.3.1. Tip 1 birleşim

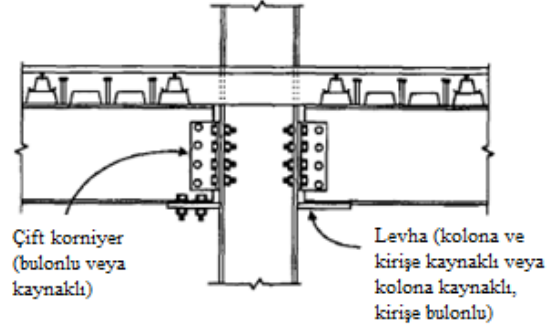
Alt başlık ve gövde korniyerlerinden oluşan bu birleşimlerde negatif moment etkisinde döşeme içerisindeki donatılar çekmeye alt başlık korniyeri ise basınca çalışmaktadır. Donatıların çekmeye çalışması ve moment kolunun da uzaması nedeniyle bu birleşimler üst başlığı tutulu olan birleşimlere göre daha fazla moment kapasitesine sahip olabilirler. Bununla beraber negatif moment etkisinde bu tarz birleşimlerin kapasitesini kontrol eden en önemli faktör ise alt başlık korniyerini kiriş alt başlığına bağlayan bulonların kesme kapasiteleridir. Ancak bu birleşimlerde pozitif moment etkisinde daha düşük yükler altında korniyerde meydana gelen çekme nedeniyle rijitlik azalması meydana gelir ve bu da birleşimin asimetrik bir moment-dönme eğrisine sahip olmasına yol açar. Yatay yüklere göre tasarımda birleşimin daha simetrik bir davranışa sahip olması için alt başlık korniyerinin kalınlığı artırılmalıdır [9]. Şekil 2.4.'te tipik bir Tip 1 birleşim örneği görülmektedir.



Şekil 2.4. Tip 1: alt başlık ve gövde korniyerli birleşim [9]

### 2.2.3.2. Tip 2 birleşim

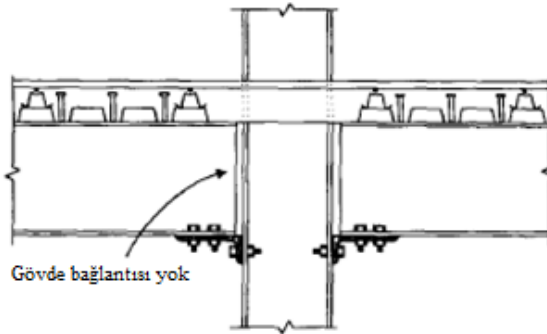
Bu birleşimler alt başlık levhası ve gövde korniyerlerinden oluşmaktadır. Kolon ve kirişe kaynaklanan ya da birine kaynakla diğerine bulonlarla bağlanan alt başlık levhası sayesinde diğer birleşimlere göre daha rijit bir yapıya sahip ve daha ekonomiktir. Ancak kaynaklı birleşimlerin depremlerde gösterdiği yetersiz performanstan dolayı sismik aktivitenin yüksek olduğu bölgelerde kullanımları önerilmemektedir [9]. Şekil 2.5.'te kaynaklı alt başlık ve gövde korniyerlerinden oluşan Tip 2 birleşim gösterilmektedir.



Şekil 2.5. Tip 2: kaynaklı alt başlık ve gövde korniyerli birleşim [9]

### 2.2.3.3. Tip 3 birleşim

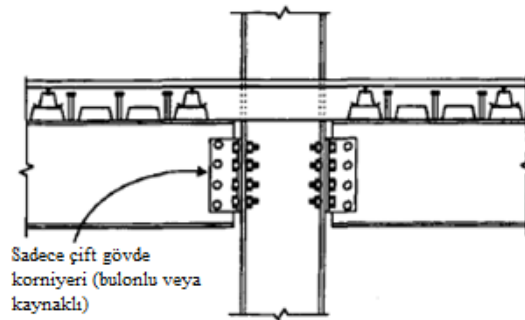
Şekil 2.6.'da da görüldüğü gibi bu birleşimlerin Tip 1 birleşimlerden tek farkı gövde korniyerlerine sahip olmamasıdır. Bu birleşimlerde pozitif moment bölgesinde belirleyici faktör korniyer kalınlığı olup korniyerin tasarımı aksenal kuvvetler, eğilme ve kesme etkilerini göz önüne alarak yapılmalıdır [9].



Şekil 2.6. Tip 3: alt başlık korniyerli birleşim [9]

#### 2.2.3.4. Tip 4 birleşim

Sadece gövde korniyerlerinden oluşan bu birleşimler diğer birleşimlere göre daha düşük rijitlik ve dayanıma sahiptir ve zayıf birleşim olarak adlandırılırlar. Ancak korniyer kalınlığı arttırılarak ve korniyerlerin pozisyonu kiriş alt başlığına yaklaştırılarak moment kapasiteleri arttırılabilir. Birleşimin hem kesme hem de eğilme etkilerini karşılaması nedeniyle kesmede blok yırtılma durumu özellikle kontrol edilmelidir [9]. Şekil 2.7.'de tipik bir Tip 4 birleşimi gösterilmektedir.



Şekil 2.7. Tip 4: gövde korniyerli birleşim [9]

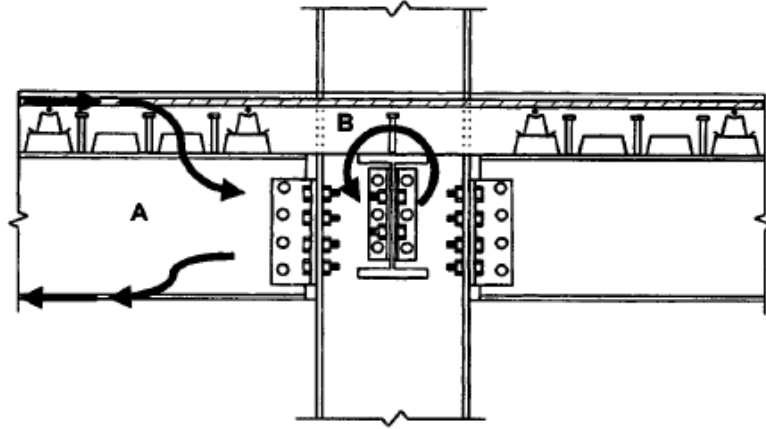
#### 2.2.4. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin davranışı

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin davranışları, bu birleşimlerde yük aktarımının nasıl yapıldığı, birleşimin rijitliği, dayanımı, dönme kapasitesi ve deprem davranışının iyi bir şekilde anlaşılabilmesine bağlıdır.

##### 2.2.4.1. Yük transferi

Yapılarda eğilme etkileri kompozit döşemelerden kolonlara Şekil 2.8. ve Şekil 2.9.'da da gösterildiği gibi en az 3 farklı mekanizma ile aktarılmaktadır. Birincisi kayma bağlantıları sayesinde döşemeden çelik kirişlere ve birleşim elemanları sayesinde de kolonlara aktarıldığı durumdur. Bazı durumlarda kolona diğer yönde bağlı olan kiriş ve birleşim sayesinde, burulma etkileriyle de bu yük transferinin bir kısmı gerçekleşmektedir. Bu durum genellikle kolon-kiriş birleşimleri mafsallı ve döşemede hasır donatı kullanıldığı durumlarda görülmektedir. Şekil 2.7.'de de gösterilen bu tür

birleşimler zayıf yarı-rijit kompozit birleşimler olarak adlandırılmaktadır. Yapılan deneylerde bu birleşimlerde oluşan eğilme momenti değerlerinin genellikle kiriş plastik moment kapasitesinin %10-20 arasında olduğu görülmüş olup genellikle tasarım aşamasında ihmal edilmektedir. Ancak yine de bu birleşimlerden dolayı oluşan etkiler nedeniyle kolonların kapasitesi, süneklikleri ve birleşim elemanlarının dayanımları dikkatli bir şekilde değerlendirilmelidir [32].



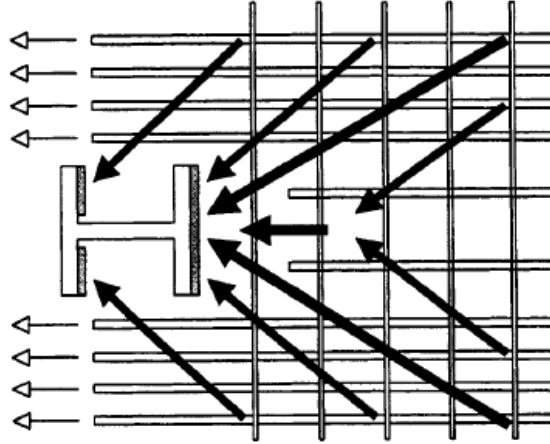
Şekil 2.8. Yarı-rijit kompozit birleşimlerde yük aktarımı [32]

Diğer iki yük transfer mekanizması genellikle yatay yüklerden dolayı tersinir kuvvetlerin oluştuğu çaprazlı olmayan yapılarda görülmektedir. Bu yapılarda yük transferi sürtünme ve ezilme (bearing) etkileriyle gerçekleşmektedir. Ancak bu yük transfer mekanizmalarının gerçekleşmesi bazı detaylandırma koşullarına bağlıdır [32]. Bunlar;

1. Döşemelerde çapı en az 8 mm. olan sünek donatı kullanılması,
2. Donatıların kolon etrafına yerleştirilmesi,
3. Döşeme sürekliliğinin sağlanması için donatıların her iki yönde yerleştirilmesi,
4. Betonlama işlemi sırasında beton, kolon başlıklarına ve mümkünse başlıkların arasına dökülmesidir.

2. ve 3. yük transfer mekanizması genellikle Şekil 2.4. ve Şekil 2.5.'te gösterilen birleşim tiplerinde görülmektedir. 2. Yük transfer mekanizmasında donatılardaki çekme kuvvetleri kolon başlıklarına aktarılmaktadır. 3. yük mekanizması ise kutu

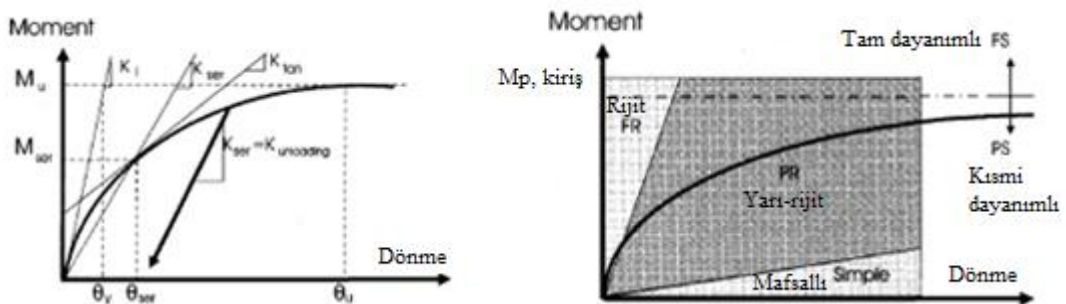
kesitli ya da birleşimin kolonun zayıf ekseninde olduğu I ve H profilli kesitlerde sürtünme yoluyla gerçekleşmektedir [32].



Şekil 2.9. Yarı-rijit kompozit birleşimlerde yük aktarımı üst görünüş [32]

#### 2.2.4.2. Birleşimin rijitliği

Birleşimlerin davranışının anlaşılabilmesinde moment-dönme eğrisi önemli bir yer tutar. Bu eğriler genellikle deneylerden ya da deneyler sonucunda geliştirilen analitik bağıntılardan elde edilirler. Yarı-rijit birleşimlerin tasarımında gerekli ve bu birleşimlerin ana karakteristikleri olan rijitlik, dayanım ve süneklik değerleri bu eğriler sayesinde elde edilirler [1]. Şekil 2.10.'da tipik bir yarı-rijit kompozit birleşim için moment-dönme eğrisi ve rijit ve mafsallı birleşim sınırları gösterilmektedir.



Şekil 2.10. a) Başlangıç rijitliği, tanjant rijitliği, yük boşaltma rijitliği ve servis yükleri altındaki rijitlik. b) rijitlik ve dayanıma göre birleşimin sınıflandırılması [1]

Bilindiği gibi birleşimlerin rijitliği, moment-dönme eğrisinin eğimine karşılık gelmektedir ancak birleşimlerin davranışının doğrusal olmayışı nedeniyle moment



değeri arttıkça eğim de değişmektedir. Dolayısıyla birleşimin herhangi bir noktadaki gerçek rijitliği  $K_{tan}$ ,  $M-\theta$  eğrisi üzerindeki o noktanın eğimidir.

$$K_{tan} = \Delta M / \Delta \theta \quad (2.4)$$

Bununla birlikte birleşim davranışının servis yükleri altında doğrusal olduğu kabul edilir ve birleşim rijitliği  $K_{conn}$ , Denklem 2.5 kullanılarak elde edilir.

$$K_{conn} = M_{ser} / \theta_{ser} \quad (2.5)$$

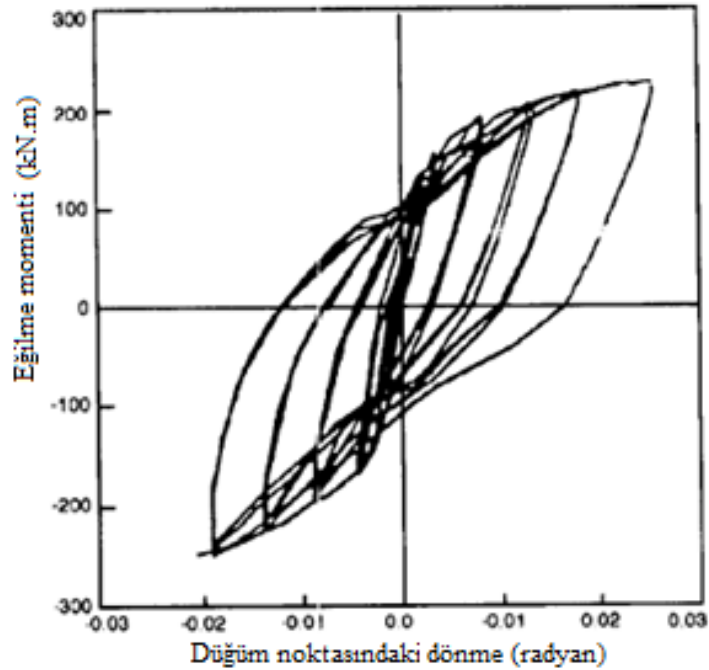
Burada  $\theta_{ser}$  2,5 mrad dönme olarak kabul edilmekte olup  $M_{ser}$  ise birleşimin 2,5 mrad dönmeye karşı gelen moment değeri olarak ifade edilmektedir.

#### 2.2.4.3. Birleşimin dayanımı

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin dayanımı bağlı olduğu kirişlerin plastik moment kapasitesinden daha azdır ve bu durum, bu birleşimleri kısmi dayanımlı birleşimler sınıfına sokmaktadır ve kısmi dayanımlı birleşimlerde plastik mafsal oluşumu birleşim bölgesinde gerçekleşmektedir. Bu nedenle sünek bir davranışın sağlanması için birleşim elemanları dikkatli bir şekilde detaylandırılarak gevrek davranışların önüne geçilmelidir [32].

#### 2.2.4.4. Birleşimin dönme kapasitesi

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin dönme kapasitelerinin, birleşimin göçme mekanizması ile doğrudan ilişkilidir. Kolonda yerel akmlar ve gövde buruşması olduğu durumlarda birleşimin dönme kapasitesi 0,035-0,065 rad arasında olmaktadır. Döşeme donatısı kopması durumunda ise birleşim göçmeden 0,01-0,045 rad değerlerine ulaşabildiği, kiriş alt başlığındaki korniyerin akması ya da bulonların kopması durumlarında ise 0,03 rad dönmeye ulaşılabilir. Birleşimin dayanımının kiriş dayanımından fazla olduğu bazı durumlarda ise 0,025-0,045 rad dönmeye ulaşıldığı görülmüştür [34]. Tipik bir yarı-rijit kompozit birleşimin çevrimsel yükler altında moment-dönme eğrisi Şekil 2.11.'de gösterilmektedir.



Şekil 2.11. Tipik bir yarı-rijit kompozit birleşimin çevrimsel yükler altında moment-dönme eğrisi [34]

Kompozit birleşimler ile ilgili yapılan bazı deneylerde ise, birleşimlerin büyük çoğunluğunun negatif moment bölgesinde ve monotonik olarak artan yükler etkisinde 0,04 rad dönme değerini aştığı görülmüştür. Çevrimsel yükler altında yapılan deney sayısının daha az olmasına rağmen bu birleşimler çevrimsel yükler altında 0,02 rad dönme değerini rahatlıkla aşmaktadır. Depreme göre tasarımda ise bu birleşimlerin detaylandırılması çok dikkatli bir şekilde yapılmalı ve bu birleşimlerin pozitif ve negatif moment bölgelerinde farklı rijitlik, dayanım ve dönme kapasitelerine sahip oldukları göz önünde bulundurulmalıdır [32].

#### 2.2.4.5. Birleşimin deprem performansı

Yarı-rijit kompozit birleşimler ile ilgili önemli hususlardan bir tanesi de 8-10 kata kadar çaprazlı olmayan yapılarda, rijit birleşimli yapılara göre daha iyi sonuçlar vermesidir. Bunun nedenlerinden bazıları birleşimlerin kısmi dayanımlı olmaları sayesinde birleşimlerde daha kontrollü bir enerji sönümlemesi ve süneklik sağlamasıdır. Ayrıca bu birleşimlerin kullanımı kolonlara aktarılan yükleri sınırlayarak kapasite tasarımına da olanak sağlamaktadır [32].

Bu birleşimlerin kullanıldığı çerçeveli yapılar Amerikan yönetmeliklerinde süneklik düzeyi normal çerçeveler sınıfına girmekte olup deprem yükü azaltma katsayısı değeri 6 olarak kabul edilmektedirler [14].

### 2.2.5. Birleşimin moment-dönme eğrisinin elde edilmesi

Bir birleşimin yarı-rijit olarak sınıflandırılması durumunda yapı elemanları ve birleşimlerde oluşan iç kuvvetler, deplasmanlar ve çerçeve stabilitesinin sağlıklı bir şekilde elde edilebilmesi için birleşimin davranışı yapısal analizde göz önünde bulundurulmalıdır. Bunun için öncelikle birleşimin M- $\theta$  eğrisi elde edilmeli, sonrasında bu davranış analize dahil edilmelidir [30].

Birleşimlerin M- $\theta$  eğrileri literatürde bulunan birçok çalışma sonucunda hazırlanan birleşim veri tabanları sayesinde ya da yapılan çalışmalar sonucunda elde edilen bağıntılar yardımı ile elde edilebilir. Bunun dışında, deneyler, bileşen modelleme yöntemleri(component modeling) ve sonlu eleman yöntemleri de kullanılabilir [30]. Bu eğrilerin elde edilebilmesi için doğrusal, 2 doğrusal, 3 doğrusal, çok terimli, üslü vb. matematiksel modeller geliştirilmiştir [35].

Bu çalışmada kullanılacak birleşimlerin moment-dönme eğrileri için yapılan deneyler ve parametrik çalışmalar sonucunda Leon vd. [1] tarafından geliştirilen bağıntılardan yararlanılacaktır.

Buna göre negatif eğilme bölgesinde 20 miliradyana kadar birleşimin M- $\theta$  eğrisi Denklem 2.6'da gösterildiği gibi ifade edilmiştir:

$$M_n^- = C1(1 - e^{-C2\theta}) + C3\theta, \text{ kip-inç} \quad (2.6)$$

$$C1 = 0,18(4x A_s F_{yrb} + 0,857 A_l F_y)(d + Y3) \quad (2.7)$$

$$C2 = 0,775$$

$$C3 = 0,007(A_l + A_{wl})F_y(d + Y3) \quad (2.8)$$

$\theta$ : Birleşimin dönme açısı, miliradyan

d: Kiriş yüksekliği, inç

Y3: Kiriş üst başlığından donatı merkezine olan uzaklık, inç

$A_s$ : Donatı alanı, inç<sup>2</sup>

$A_l$ : Alt korniyer ayağı alanı, inç<sup>2</sup> (Alt korniyer genişliği x korniyer kalınlığı)

$A_{wl}$ : Gövde korniyerlerinin brüt kesme alanı, inç<sup>2</sup>

$F_{yrb}$ : Donatı akma dayanımı, ksi

$F_y$ : Gövde ve alt başlık korniyerlerini akma dayanımı, ksi

Birleşimin davranışının rijitlik ve dayanım açısından simetrik olmaması nedeniyle pozitif eğilme bölgesi için de ayrı bir bağıntıya ihtiyaç duyulmaktadır. Buna göre 10 mrad dönme açısına kadar aşağıdaki Denklem 2.9 kullanılabilir.

$$M_n^+ = C1(1 - e^{-C2\theta}) + (C3 + C4)\theta, \text{ kip-inç} \quad (2.9)$$

$$C1 = 0,24(0,48A_{wl} + A_l)(d + Y3)F_y \quad (2.10)$$

$$C2 = 0,021(d + Y3/2) \quad (2.11)$$

$$C3 = 0,01(A_{wl} + A_l)(d + Y3)F_y \quad (2.12)$$

$$C4 = 0,0065A_{wl}(d + Y3)F_y \quad (2.13)$$

Gözlemler sonucunda çaprazlı olmayan yapılarda yarı-rijit kompozit birleşimlerin pozitif moment bölgesine çok nadir olarak geçtikleri gözlenmiştir. Bu nedenle servis yükleri altında negatif eğilme bölgesi için verilen bağıntının kullanılması yeterlidir [1].

### 2.2.6. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin analiz ve modellenmesi

Rijit ve yarı-rijit birleşimli yapıların analizindeki en önemli fark yarı-rijit birleşimlerin doğrusal olmayan ve kısmi dayanımlı davranışlarının analiz modeline dahil edilmesi gerekliliğidir. Birleşim rijitliği, kullanılabilirlik sınır şartlarının kontrolünde çok önemli bir etken olup birleşimlerin gereken dayanımları için yapılacak kontrollerde 2. mertebe etkileri de göz önüne alınmalıdır [9].

Düşey yükler ve rüzgar yüklerine göre tasarımda birleşimin doğrusal olmayan moment-dönme eğrisi servis yükleri altında yapılacak kontroller için doğrusal, taşıma gücü hesabı için yapılacak kontroller için ise 3 doğrulu olarak modellenebilir [9].

Depreme göre tasarımda ise yapının sünekliği, yapıdaki deformasyonun birleşimlerde gerçekleşmesi nedeniyle doğrudan birleşimlerin sünekliğiyle alakalı olduğundan lokal şekil değiştirme talepleri nedeniyle dönme kapasitesinin aşılmayacağını kontrolü dikkatli bir şekilde yapılmalıdır [9].

Yarı-rijit kompozit birleşimli yapıların analizinde kullanılacak yöntemler yapının çaprazlı olup olmaması, yapıya etkiyen yükler, yatay veya düşey düzensizliklerin bulunup bulunmaması gibi etkenlere bağlıdır. Bu tarz yapıların analizinde doğrusal statik analiz, birleşim davranışının 3 doğrulu olarak idealize edilerek ve 2. mertebe etkileri göz önüne alınarak yapılan itme analizi ve doğrusal olmayan dinamik analizler yapılabilir. Ancak doğrusal olmayan dinamik analizlerde birleşimin asimetrik karakteristiği ve çevrimsel davranışı, lokal ve global stabilite etkileri de göz önüne alınmalıdır [9].

Yarı-rijit birleşimli yapıların analizi genellikle kullanılabilirlik sınır şartları ve taşıma gücü sınır şartları için iki ayrı şekilde gerçekleştirilir. Servis yükleri altında kullanılabilirlik sınır şartları için ve yapı periyodunun elde edilmesinde birleşimin davranışı sekant rijitliği kullanılarak doğrusal olarak modellenir. Taşıma gücüne göre tasarımda ise birleşimin doğrusal olmayan davranışı ve 2. mertebe etkileri göz önüne alınmalı ve diğer stabilite kontrolleri de yapılmalıdır [30]. Birleşimin analiz modeline

dahil edilmesi ise kiriş uçlarına doğrusal veya doğrusal olmayan dönme yayları atanarak yapılabilmektedir.

### 2.2.6.1. Servis yükleri altında moment ve dönme değerlerinin elde edilmesi

Yarı-rijit kompozit birleşimler servis yükleri altında doğrusal bir davranış gösterirler ve bu nedenle bu yükler altında sehim ve deplasman hesaplamaları birleşimin doğrusal olmayan moment-dönme eğrisi yerine sekant rijitliği kullanılarak yapılmasına olanak sağlarlar [9].

Düşey ve yatay yükler etkisindeki yarı-rijit kompozit birleşimlerin performansı sehim yöntemi, 2. mertebe etkilerini de dikkate alan doğrusal olmayan yaylar kullanılarak moment dağıtma formüllerinin kullanımı vb. yöntemlerle belirlenebildiği gibi birleşim davranışının daha iyi anlaşılabilirdiği kiriş çizgisi (beam line) metodu ile de elde edilebilir [1].

Servis yükleri etkisinde kiriş çizgisi metodu kullanılarak birleşimdeki moment ve dönme değerlerinin bulunması için iki adet doğrusal çizgiye ihtiyaç vardır. Bunlardan birincisi servis yükleri altında birleşimin eğilme rijitliğini temsil eden ve 2,5 mrad dönmeye karşılık gelen çizgi, ikincisi ise kiriş uçlarının rijit bağlı kabul edilerek elde edilen moment değeri ve mafsallı kabul edilerek elde edilen dönme değerinin oluşturduğu çizgidir. Şekil 2.12.'de de gösterildiği gibi bu iki çizginin kesişim noktası verilen yükler altında birleşimdeki dönme değerlerini verir [1]. Bu değerler aşağıdaki bağıntılar (Denklem 2.14, Denklem 2.15 ve Denklem 2.16) kullanılarak da ifade edilebilir.

Birleşimin eğilme rijitliğini ifade eden birinci çizgi:

$$M = K\theta \quad (2.14)$$

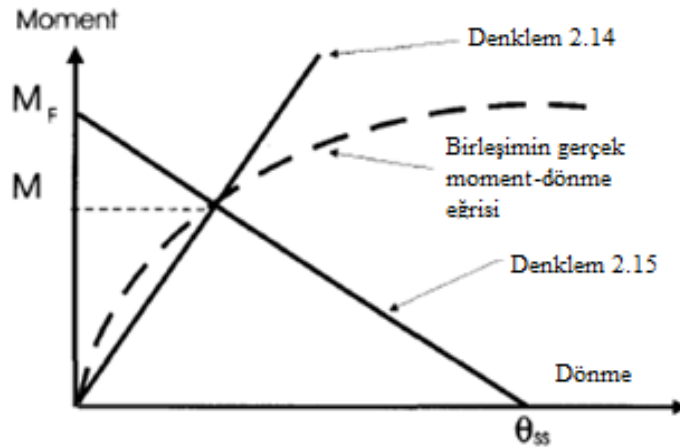
Kiriş çizgisini ifade eden bağıntı:

$$M = M_F - \left(\frac{M_F}{\theta_{ss}}\right)\theta \quad (2.15)$$

Bu iki çizginin kesişim noktasındaki dönme açısı  $\theta$ :

$$\theta = \frac{M_F}{K_{grav} + \frac{M_F}{\theta_{ss}}} \quad (2.16)$$

Burada  $M$  eğilme momentini,  $M_F$  ankastrelik momenti,  $K$  birleşim rijitliğini,  $K_{grav}$  düşey yükler etkisindeki birleşimin rijitliğini,  $\theta$  dönme açısını ve  $\theta_{ss}$  mafsallı birleşim için kiriş ucundaki dönme açısını ifade etmektedir.



Şekil 2.12. Kiriş çizgisi yöntemi [1]

### 2.2.6.2. Birleşimin düşey yükler etkisinde maksimum dayanımı

Birleşimin maksimum dayanımı 20 mrad dönmeye karşı gelen moment değeri olarak belirlenmiş olup tasarım aşamasında güvenlik katsayısının ( $\phi$ ) 0,85 alınması önerilmektedir. Yapılan deneyler sonucunda birleşimlerin büyük çoğunluğunun 20 mrad dönme değerini aştığı ve bu değerden sonra belirgin akma ve şekil değiştirmelerin gerçekleştiği görülmüştür [1].

Birleşimin negatif ve pozitif eğilme etkisindeki maksimum dayanımı aşağıdaki denklemler (Denklem 2.17 ve Denklem 2.18) yardımıyla elde edilebilir.

Negatif eğilme bölgesinde alt korniyerin basınç kuvveti etkisinde olduğu durumda:

$$M_n^- = 0,245(4A_s F_{yrb} + A_{wl} F_y)(d + Y3) \quad (2.17)$$

Pozitif eğilme bölgesinde:

$$M_n^+ = 0,25(1,25A_{wl} + 1,35A_l)F_y(d + \frac{Y3}{2}) \quad (2.18)$$

Yukarıdaki denklemler (Denklem 2.17 ve Denklem 2.18) kullanılarak elde edilen maksimum moment değerleri, negatif eğilme bölgesinde 20 mrad, pozitif eğilme bölgesinde ise 10 mrad değerine karşı gelmekte olup 0,85 güvenlik katsayısı kullanılarak tasarımda göz önüne alınmalıdır.

### 2.2.6.3. Düşey yükler altında kiriş göçme yükü katsayısının elde edilmesi

Düşey yükler altında kirişin göçme yükü katsayısının elde edilmesinde en elverişsiz yükleme belirlenir ve aşağıdaki Denklem 2.19 kullanılarak göçme yükü katsayısı elde edilir [1].

$$\lambda_b = \frac{d}{(P_u \gamma_a d a w_u L) L} [(a M_{p,c1}) + (b M_{p,c2}) + (c M_{p,b})] \quad (2.19)$$

Burada  $\lambda_b$  göçme yükü faktörünü, L kiriş uzunluğunu, a, b, c ve d Tablo 2.1.'den elde edilen katsayıları,  $M_{p,c1}$  ve  $M_{p,c2}$  kiriş uçlarındaki birleşimlerin negatif tasarım momenti dayanımını ( $\phi M_n$ ) ve  $M_{pb}$  ise kompozit kirişin pozitif moment bölgesindeki maksimum tasarım dayanımını ifade etmektedir.



Tablo 2.1. Kirişler için göçme yükü katsayıları[1]

	1				2				3				4				5							
	↓				↓↓				↓↓↓				↓↓↓↓				■							
Yükleme durumu	$M_{p,c1} = M_{p,c2}$								$M_{p,c1} > M_{p,c2}$								$M_{p,c2} = 0$							
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d								
1	1	0	1	4	1	1	2	2	1	0	2	2												
2	1	0	1	3	1	2	3	1	1	0	3	1												
3	1	0	1	2	1	1	2	1	1	0	2	1												
4	1	0	1	5/3	2	3	5	5/12	2	0	5	5/12												
5	1	0	1	8					1	0	L/x	2L/L-x												

Kiriş ucundaki birleşimlerden birinin mafsallı olması durumunda Tablo 2.1.'deki x değeri aşağıdaki bağıntı (Denklem 2.20) yardımıyla hesaplanır:

$$x = \frac{M_{p,b}}{M_{p,c1}} L \left( \sqrt{1 + \frac{M_{p,c1}}{M_{p,b}}} - 1 \right) \quad (2.20)$$

### 2.2.7. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımı

Yarı-rijit kompozit birleşimlerin düşey yükler altında (negatif moment etkisinde) göçme mekanizması sünek bir davranış olan döşeme donatısının akması şeklinde olmalıdır. Bulon kopması ya da kiriş alt başlığının yerel burkulması şeklinde gevrek ya da yarı-sünek davranışlar arzu edilmeyen göçme mekanizmalarıdır. Bu tarz durumların büyük şekil değiştirmeler altında ve birleşen elemanlarda çeliğin pekleşmesi nedeniyle engellenmesi her ne kadar zor olsa da yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımında birleşimlerin davranışının, yüklerin yeniden dağılımına ve plastik analiz yöntemine izin verecek şekilde sünek, kapasite tasarımı yaklaşımı sayesinde de gevrek göçme mekanizmalarını engelleyecek şekilde olması hedeflenmektedir [33].

Yatay yüklerden dolayı tersinir eğilme etkilerinin olduğu durumlarda ise birleşimlerin göçme mekanizması birleşimin alt kısmında yer alan korniyer, alın levhası vb. elemanın akması şeklinde olmalıdır. Böyle bir durumda, eğer kolon etrafında her iki doğrultuda da döşeme donatısı bulunuyorsa döşemeden kolona büyük

bir yük transferi olmaktadır. Bu yükten dolayı betonun ezilmesi ve donatının burkulması gibi gevrek mekanizma durumları önlenmelidir [33].

### 2.2.7.1. Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişlerde sehimin hesaplanması

Simetrik olarak etkiyen servis yükleri altında kirişte oluşan maksimum sehim değeri Denklem 2.21 yardımıyla hesaplanabilir [1]:

$$\delta_{sr} = \delta_{ff} + \frac{C_{\theta}\theta_{sym}L}{4} \quad (2.21)$$

$\delta_{sr}$ : Yarı-rijit birleşimli kirişte oluşan maksimum deplasman

$\delta_{ff}$ : Rijit birleşimli kirişte oluşan maksimum deplasman

$C_{\theta}$ : Sehim katsayısı

$\theta_{sym}$ : Servis yükleri altında ve kiriş uçlarındaki birleşimlerin eşit rijitliğe sahip olduğu durumdaki dönme açısı

L: Kiriş uzunluğu

Kirişin her iki ucundaki birleşimlerin aynı rijitlik değerine sahip olması durumunda  $C_{\theta}$  değeri 1'e eşittir. Birleşimlerin farklı rijitlik değerlerine sahip olması durumunda  $C_{\theta}$  değeri Tablo 2.2. yardımıyla elde edilir.

Tablo 2.2.  $C_{\theta}$  katsayıları [1]

Kb/Ka	1/(1+a)								
	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,9	1,05	1,04	1,04	1,03	1,03	1,02	1,02	1,01	1,01
0,8	1,11	1,09	1,08	1,07	1,05	1,04	1,03	1,02	1,01
0,7	1,18	1,15	1,13	1,11	1,09	1,07	1,05	1,03	1,02
0,6	1,27	1,22	1,18	1,15	1,12	1,09	1,07	1,04	1,02
0,5	1,39	1,31	1,25	1,20	1,16	1,12	1,08	1,05	1,03
0,4	1,54	1,41	1,32	1,25	1,20	1,15	1,10	1,07	1,03
0,3	1,76	1,55	1,41	1,32	1,24	1,18	1,12	1,08	1,04
0,2	2,09	1,72	1,52	1,39	1,29	1,21	1,15	1,09	1,04
0,1	2,63	1,97	1,66	1,47	1,34	1,25	1,17	1,10	1,05
0,0	3,70	2,32	1,83	1,57	1,40	1,28	1,19	1,12	1,05

Tablo 2.2.'deki değerler birleşimlerin rijitliklerinin oranı ve daha rijit olan birleşimdeki uç momenti ile rijit birleşimin uç momentlerinin oranlarının bilinmesi ile elde edilir. Daha rijit olan birleşimdeki uç momentinin, rijit birleşimdeki uç momentine oranı aşağıdaki denklemde (Denklem 2.22) gösterildiği gibi ifade edilebilir:

$$\frac{M_{PR}}{M_{FF}} = \frac{1}{1 + a} \quad (2.22)$$

$$a = \frac{2EI}{K_a L} \quad (2.23)$$

$M_{PR}$ : Yarı-rijit birleşimli kirişteki uç moment değeri,

$M_{FF}$ : Rijit birleşimli kirişteki uç moment değeri

E: Elastisite modülü

I: Atalet momenti

$K_a$ : Daha fazla rijitliğe sahip olan birleşimin rijitlik değeri

$K_b$ : Daha az rijitliğe sahip olan birleşimin rijitlik değeri

L: Kiriş uzunluğu

Kirişin bir ucunda yarı-rijit, diğer ucunda ise mafsallı birleşim olduğu durumda kirişte oluşacak sehim Denklem 2.24'te gösterildiği gibi hesaplanır.

$$\delta_{sr} = \delta_{fp} + \frac{\theta L}{5,4} \quad (2.24)$$

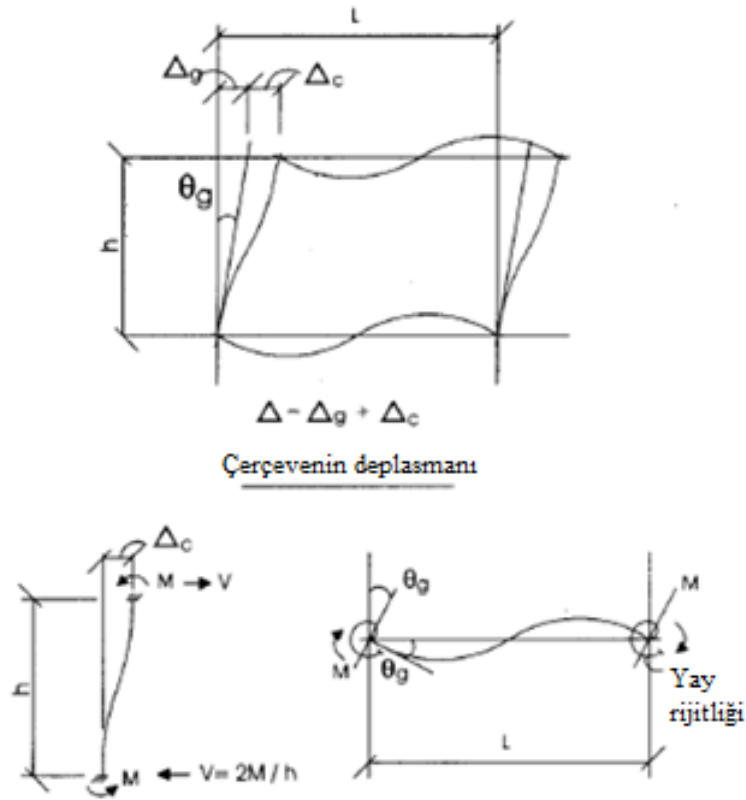
$\delta_{fp}$ : Bir ucu yarı-rijit, diğer ucu mafsallı kirişteki sehim değeri

$\theta$ : Dönme açısı

L: Kiriş uzunluğu

### 2.2.7.2. Yarı-rijit kompozit birleşimli çerçevelerde yatay deplasman hesabı

Çaprazlı olmayan çerçevelerde birleşimlerin esnekliğinden dolayı rijit çerçeveli yapılara göre yatay deplasmanlar daha fazla olmaktadır. Bu etkinin göz önüne alınabilmesi için toplam yatay deplasman hesabına kolonların ve kirişlerin etkisi ayrı ayrı göz önüne alınmalıdır. Yapılacak hesaplamalarda birleşimin eğilme rijitliği 0,002 rad dönmeye karşılık gelen değer olarak kabul edilmektedir [1]. Şekil 2.13.'te yarı-rijit kompozit birleşimlerden oluşan bir çerçeve için yatay deplasman oluşumu gösterilmektedir.



Şekil 2.13. Çerçeve yatay deplasmanı [1]

Bu durumda kolonun yaptığı yatay deplasman:

$$\Delta_c = \frac{Mh^2}{6EI_c} - \frac{Vh^3}{12EI_c} \quad (2.25)$$

Kirişin yaptığı yatay deplasman:

$$\theta_F = \frac{ML}{6EI_g} = \frac{Vh^2}{12EI_g} \quad (2.26)$$

$$\theta_K = \frac{M}{K_{conn}} \quad (2.27)$$

$$\Delta_g = (\theta_F + \theta_K)h = \theta_g' h \quad (2.28)$$

Çerçevenin deplasmanı:

$$\Delta = \Delta_g + \Delta_c \quad (2.29)$$

Burada  $\Delta_g$  kiriş ve birleşimin dönmesinden dolayı oluşan deplasmanı,  $\Delta_c$  kolonun dönmesinden dolayı oluşan deplasmanı,  $\theta_F$  rijit bağlı kiriş ucundaki dönme açısını,  $\theta_K$  birleşimin dönme açısını ve  $h$  kat yüksekliğini ifade etmektedir.

### 2.2.7.3. Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişlerde rijitlik

Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişlerin pozitif ve negatif bölgelerde farklı atalet momentine sahip olmaları nedeniyle bu değerlerden sadece birinin hesaba katılması yanlış hesaplamalara yol açabilmektedir. Bu nedenle bu iki değer kullanılarak analizde eşdeğer bir atalet momenti değeri kullanılmalıdır [14]. Eşdeğer atalet momentinin ( $I_{eq}$ ) elde edilmesinde öncelikle pozitif moment bölgesindeki kompozit kirişin atalet momenti ( $I_{LB}$ ) ve negatif moment bölgesindeki atalet momenti ( $I_n$ ) değerleri elde edilmelidir.  $I_{LB}$ , kısa süreli yüklerin oluşturduğu sehimin hesaplanması için kullanılan konservatif bir yaklaşım olup Denklem 2.30 yardımıyla hesaplanması önerilmektedir [1].

$$I_{LB} = I_s + A_s(Y_{ENA} - d_3)^2 + (\Sigma Q_n/F_y)(2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (2.30)$$

$A_s$ : Çelik profil enkesit alanı

$d_1$ : Beton basınç kuvvetinin profil üst başlığına uzaklığı

$d_3$ : Profil ağırlık merkezinin profil üst başlığına uzaklığı

$I_s$ : Çelik profil atalet momenti

$F_y$ : Çelik akma gerilmesi

$\Sigma Q_n$ : Başlıklı çelik ankrajların minimum ve maksimum moment noktaları arasındaki toplam dayanımları

$Y_{ENA}$ : Elastik tarafsız eksenin kiriş tabanına olan mesafesi

$$Y_{ENA} = [A_s d_3 + (\Sigma Q_n / F_y)(2d_3 + d_1)] / [A_s + (\Sigma Q_n / F_y)] \quad (2.31)$$

Negatif moment bölgesindeki atalet momenti değeri ise döşeme içerisindeki donatı da göz önüne alınarak paralel eksen teorisi yardımıyla hesaplanabileceği gibi donatının katkısı ihmal edilerek sadece çelik kirişin atalet momenti olarak da kabul edilebilir [9]. İki ucu da yarı-rijit kompozit birleşimli kirişler için Denklem 2.32 kullanılabilir.

$$I_{eq} = 0,6I_{LB} + 0,4I_n \quad (2.32)$$

Bir ucu mafsallı olması durumunda ise Denklem 2.33 kullanılabilir.

$$I_{eq} = 0,75I_{LB} + 0,25I_n \quad (2.33)$$

#### 2.2.7.4. Kolon uçlarında yarı-rijit birleşim etkisi

Yarı-rijit birleşimlerde rijit birleşimlere göre kirişlerden kolonlara aktarılan moment değerleri daha azdır. Bu durum stabilite kontrollerinde göz önünde bulundurularak yapılan hesaplarda efektif kiriş rijitliği değeri kullanılmalıdır [1].

$$I_{eff} = I_{eq} \left( \frac{1}{1 + Ca} \right) \quad (2.34)$$

$$a = \frac{2EI_{eq}}{LK_{tan}} \quad (2.35)$$

L: Kiriş uzunluğu

$I_{eq}$ : Kiriş eşdeğer atalet momenti

$K_{tan}$ : Birleşimin tanjant rijitliği

C: Çaprazlı yapılar için 1, çaprazlı olmayan yapılar için 3' eşit olan bir katsayı

Yukarıdaki denklemdeki (Denklem 2.34) ana problem  $K_{tan}$ 'ın sabit bir değerinin olmaması ve nasıl elde edileceğidir. Bu değer elde edilmesiyle ilgili birkaç varsayım bulunmakta olup bu varsayımlar aşağı maddeler halinde gösterilmiştir [1].

- a. Yatay yükler etkisinde kolonun bir tarafındaki birleşim yük almaya devam ederken diğeri de yük boşaltmaya başlayacaktır. Yük almaya devam eden birleşimin yatay rijitliği azalacak ve büyük dönmeler yapmaya başladığında ise rijitlik değeri sıfır olacaktır. Yük boşaltan birleşimde ise birleşim rijitliği birleşimin servis yükleri altındaki rijitliğine yakın bir değer alacaktır. Bu nedenle kolonun bir ucundaki kiriş için  $I_{eff}$  değeri,  $K_{tan}$  değeri 0 alınarak elde edilebilir. Diğer kiriş için  $I_{eff}$  ise, 0,002 rad dönmeye karşılık gelen  $K_{tan}$  değeri hesaplanarak elde edilebilir.
- b. Diğer bir yaklaşım ise  $K_{tan}$  değerini birleşimin maksimum dayanımı ve dönme açısına karşılık gelen noktanın eğimi şeklinde tanımlamaktadır. Bu yaklaşımda birleşimlerin aynı rijitliğe sahip oldukları varsayılmaktadır.

#### 2.2.7.5. Alt başlık korniyerinin tasarımı

Çaprazlı olmayan yapılarda korniyer kalınlığı pozitif ve negatif moment bölgelerindeki rijitlik değerlerinin birbirine yakın olması amacıyla %20 artırılmalıdır. Çaprazlı yapılarda böyle bir artırıma gerek yoktur [1]. Bu artırım bazı kaynaklarda %33 olarak belirlenmiştir [9].

Yük katsayılarıyla arttırılmış yükler altında bulonlarda bir miktar kayma oluşabileceği kabul edilerek ezilme ve kesme kontrolleri yapılmalıdır. Ancak servis yükleri altında bulonlarda kaymanın gerçekleşmesine izin verilmemelidir. Bu nedenle birleşimde

önçekmeli bulonlar kullanılmalı ve servis yükleri altında önçekme kuvvetinin aşılmaması kontrol edilmelidir [1].

#### 2.2.7.6. Gövde korniyerlerinin tasarımı

Gövde korniyerleri, çaprazlı yapılarda en elverişsiz iç kuvvetleri veren düşey yük birleşimine göre (genellikle  $1,2(DL_B + DL_A) + 1,6LL$ ) tasarlanmalıdır. Çaprazlı olmayan yapılarda ise, tasarımda kullanılacak maksimum kesme kuvveti aşağıdaki değerlerden büyüğü olarak seçilir [1].

1. Düşey yük birleşimleri etkisinde elde edilen maksimum kesme kuvveti,
2. Yatay yükleri de içeren yük birleşimlerinden elde edilen maksimum kesme kuvveti ile birleşimin plastik moment kapasitesine ulaşmasının etkisiyle oluşan kesme kuvvetinin ( $V_{lat}$ ) toplamı.

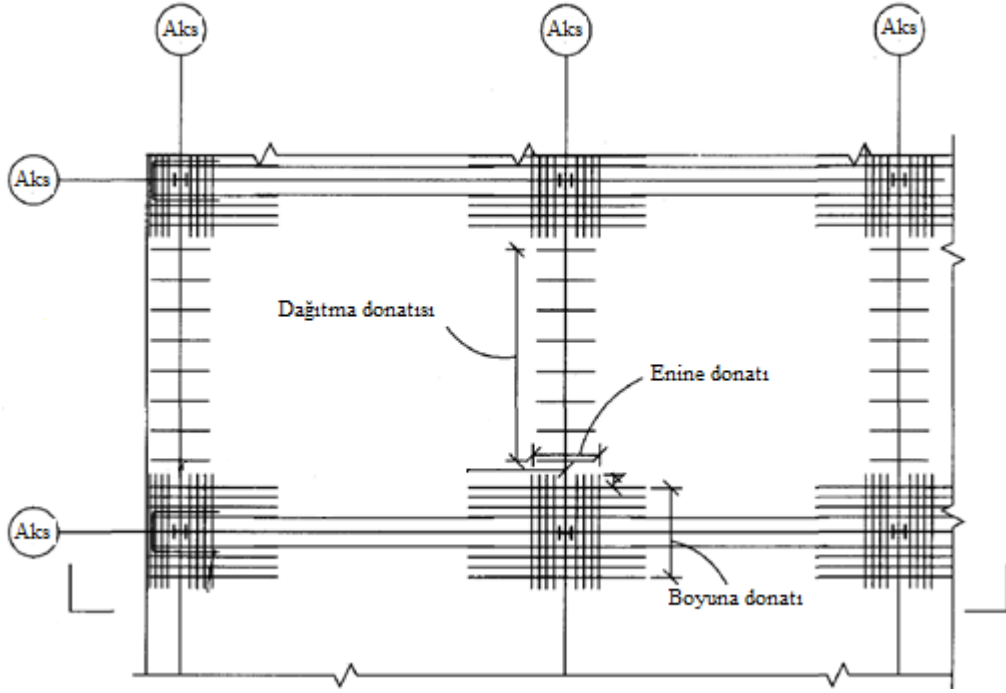
$$V_{lat} = 2M_n/L \quad (2.36)$$

Ayrıca, düşey yüklere göre yapılan tasarımda birleşimde en az 2 adet, yatay yüklere göre yapılan tasarımda ise en az 3 adet bulon bulunması gerekmektedir. Yatay yüklere göre tasarımda gövde korniyerleri alanı, alt başlık korniyerinin alanına eşit ya da daha fazla olmalıdır [1].

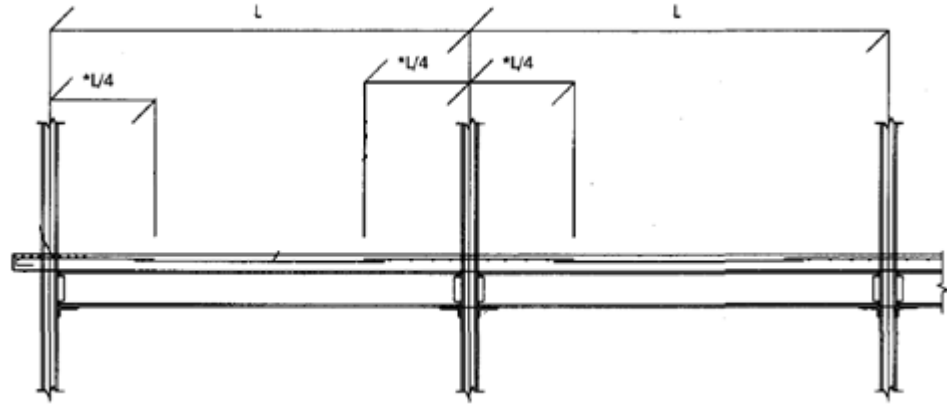
#### 2.2.7.7. Birleşimleri detaylandırılması

Yarı-rijit kompozit birleşimlerle ilgili yapılan çalışmalar sonucunda birleşimlerin detaylandırılmaları için aşağıdaki şartların sağlanması önerilmektedir. Tipik bir detay planı ve kesitine ait görünüşler Şekil 2.14. ve Şekil 2.15.'te gösterilmektedir.





Şekil 2.14. Detay planı [1]



Şekil 2.15. Detay kesit görünüşü [1]

1. Birleşimler kolonun güçlü ekseninde bulunmalıdır.
2. Tasarımı deprem kuvvetlerinin kontrol ettiği durumda;

$$\Sigma M_{p,columns} / \Sigma M_{p,conn} > 1,2 \quad (2.37)$$

$\Sigma M_{p,columns}$ : Kolonların moment kapasiteleri toplamı,

$\Sigma M_{p,conn}$ : Birleşimlerin moment kapasiteleri toplamı.

Bu denklemde (Denklem 2.37) kolonların eğilme kapasitelerinin aksel kuvvet oranları göz önüne alınarak gerektiği durumda azaltmalar yapılmalı, birleşimlerin moment kapasiteleri de döşeme donatılarındaki dayanım fazlalığı da dikkate alınarak %25 arttırılmalıdır. Ayrıca güvenlik katsayıları da yapılan hesaplamalara dahil edilmelidir ve enma değeri oranı 1,6'dan büyük olmalıdır.

3. Donatılar, her iki doğrultuda kolon başlık genişliğinin maksimum 7 katı genişliğinde bir döşeme şeridi içerisinde yer almalıdır. Yapılan deneylerde boyuna donatının düşük kat ötelemelerinde bile etkili olabilmesi için kolona yakın olması gerektiği görülmüştür. Bu nedenle yarı-rijit kompozit birleşimlerde donatıların yerleştirilmesi en önemli hususlardan biridir.
4. Boyuna donatı, her iki doğrultuda kolon merkezinden giriş açıklığının  $\frac{1}{4}$ 'ü ya da kenetlenme boyu + 30 cm. uzunluğunda devam ettirilmelidir. Çaprazlı olmayan yapılarda, rüzgâr yüklerine göre yapılan tasarımda boyuna donatıların en az 2 adedi, deprem yüklerine göre yapılan tasarımda ise donatıların yarısı devam ettirilmelidir.
5. Donatı çapı 13 – 19 mm. aralığında ve kolonun her bir yüzünde en az 3 adet donatı bulunmalıdır.
6. Enine donatılar her bir kolon etrafında bulunmalı ve döşeme şeridinden sonra 30 cm. daha devam ettirilmelidir. Buna ilave olarak servis problemlerini azaltmak amacıyla girişlerde en az  $1,10 \text{ cm}^2/\text{m}$  enine donatı bulunmalı ve bu donatılar kolon merkezinde 60 cm ya da  $30 \times$  donatı çapı uzunluğunda devam ettirilmelidir. Enine donatılar, yatay yüklerden dolayı oluşan eğilme momentini döşemeden kolon başlıklarına iletirler ve bu yük transferinin gerçekleşmesi için döşemenin kayma donatısı gibi davranırlar. Bu nedenle enine donatı alanının ana donatı alanına eşit olması önerilmektedir. Ancak çaprazlı yapılarda enine donatı alanı bu alanın yarısı olarak alınabilir [9].
7. Moment aktarılan doğrultuda beton döşeme kolon yüzünden itibaren 30 cm. boyunca tam döşeme kalınlığında devam ettirilmelidir [30].
8. Alt başlık korniyerinde sürtünme etkili (önçekmeli) bulonlar kullanılmalıdır.
9. Kayma bağlantıları için giriş ile döşeme arasında tam etkileşim sağlanmalıdır ancak çaprazlı yapılarda en az %50 etkileşime izin verilebilir [9].

10. Negatif moment bölgesinde kiriş başlıklarının ya da gövdesinin yerel burkulması, kolon panel bölgesinin akması, bulon ezilme gerilmeleri ve aralık mesafeleri ile ilgili durumlar ve kurallar güncel yönetmeliklere göre kontrol edilmelidir [1].
11. Mümkün olduğu durumlarda kolon başlıkları arası betonla doldurulmalıdır. Bu uygulama yük transferine katkı sağlamakla beraber kolon gövdesin ve başlıklarında stabilite problemlerinin azalmasını sağlamaktadır [9].

#### **2.2.7.8. Çaprazlı yapılarda yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanımı**

Çaprazlı yapılarda yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanıldığı durumlarda bu birleşimler kiriş sürekliliğini sağlar ve sadece düşey yüklere göre tasarlanır. Bu nedenle kirişlerin tam etkileşimli kompozit olarak tasarlanmak zorunda değildir ve birleşimlerin tasarımında tersinir yüklerden dolayı oluşacak etkiler için yapılması gereken kontrollere gerek bulunmamaktadır [1].

Yapılan çalışmalar sonucunda çaprazlı yapılarda yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımında en optimum sonucun birleşim rijitliğinin kiriş rijitliğine oranının 3 ile 6 arasında olduğu durumlarda ortaya çıktığı görülmüştür [33].

Betonlama aşamasında iskele ve kalıp kullanılmadığı durumda tasarım aşamaları aşağıdaki gibidir:

1. Karma kesit öncesi durum için kiriş kesiti seçilir.
2. Karma kesitte sehim kontrolü ve arttırılmış yüklere göre dayanım kontrolü yapılır. Eğer kesit yeterli olmazsa yarı-rijit kompozit birleşim kullanımına karar verilir.
3. Gereken maksimum dayanım ve karma kesitin plastik moment kapasitesi arasındaki farkı karşılayacak dayanıma ve rijitliğe sahip bir birleşim veya birleşimler seçilir.
4. Birleşimde kullanılacak donatıların, gövde ve alt başlık korniyerlerinin tasarımı ve detaylandırılması yapılır.

5. Plastik analiz ile kirişin göçme yük faktörü değeri hesaplanır. Bu değer 1'den büyük ise kiriş ve birleşimler yeterlidir. 1'den daha küçük ise birleşim ya da kirişler büyütülmelidir.
6. Servis yükleri altında kullanılabilirlik sınır durumları kontrol edilir ve birleşimlerdeki dönme açısı değerinin 2,5 mrad'dan küçük olup olmadığı kontrol edilir. Bu açının, 2,5 mrad değerinden büyük olması durumunda aşağıdaki işlemler yapılabilir [1];

Hesaplanan  $\theta$  açısı, 0,5 ile toplanarak yeni dönme açısı  $\theta'$  elde edilir. Bu açığa karşılık gelen moment değeri elde edilerek kiriş çizgisi metodundaki birinci doğru yeniden çizilir ve kiriş için yeni bir dönme açısı hesaplanır. Elde edilen açı,  $\theta'$  açısından küçük ise ve bu dönme açısına karşılık gelen sehim sınır şartlarını sağlıyor ise birleşimin yeterli rijitliğe sahip olduğu kabul edilir. Elde edilen yeni  $\theta$  açısı,  $\theta'$  açısından büyük ise daha rijit bir birleşim seçilmelidir.

Betonlama aşamasında iskele ve kalıp kullanıldığı durumlarda karma öncesi durum için herhangi bir kontrol yapmak gerekmezken diğer aşamalar aynı şekilde uygulanır. Çaprazlı yapılarda, yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımında, dayanım ve kullanılabilirlik sınır koşullarının kontrolüne ek olarak aşağıda sıralanan koşullar da sağlanmalı ve gerekli kontroller yapılmalıdır.

1. Birleşim moment kapasitesi kiriş moment kapasitesinin %50 ile %100'ü arasında olmalıdır [9].
2. Birleşimin dayanımı ile ilgili aşağıdaki şartlar sağlanmalıdır. Sağlanmadığı durumlarda kirişteki kompozit etkileşim arttırılmalı ya da daha büyük bir kiriş kesiti seçilmelidir.

$$M_{n,conn}/M_{p,bare} \leq 1,2 \quad (2.38)$$

$$\phi M_{n,conn}(ort) \leq M_u (1,2DL_A+1,6LL \text{ yük birleşimi altında}) \quad (2.39)$$

$$\Sigma Q_n(\text{kompozit kiriş}) \geq A_l F_y = A_s F_{yrb}(\text{birleşimdeki maksimum kuvvet}) \quad (2.40)$$

$M_{n,conn}$ : Birleşimin eğilme momenti kapasitesi

$M_{p,bare}$ : Çelik kirişin eğilme momenti kapasitesi

$\phi M_{n,conn}(ort)$ : Kiriş iki ucudaki birleşimlerin ortalama eğilme momenti kapasitesi

$M_u$ : Gereken maksimum eğilme dayanımı

$\Sigma Q_n$ : Döşeme ile çelik kiriş arasındaki toplam kayma dayanımı

3. Birleşimler en az 0,02 rad. dönme açısı kapasitesine sahip olmalıdırlar [30].
4. Birleşim bölgesindeki yük transferi nedeniyle kolonun arka başlığına gelen kuvvetler nedeniyle döşeme içerisinde büyük gerilmeler meydana gelebilir. Yük transferinin sorunsuz bir şekilde gerçekleşebilmesi için kolon başlıklarındaki beton basınç gerilmesi  $1,8f_c'$  ile sınırlandırılmalıdır [9] (Bu kontrol tersinir yüklerin oluşabileceği durumlar için gerekli olup çaprazlı yapılarda uygulanması zorunlu değildir).
5. Alt başlık korniyerinin kirişe bağlantısında kullanılan bulonların kesme kontrolünün yapılması. Birleşimin alt kısmına etkiyen basınç kuvveti bulonlara kesme kuvveti olarak etkir. Döşeme donatısında oluşacak çekme kuvveti etkisi donatılardaki dayanım fazlalığı da göz önüne alınarak 1,25 katsayısı ile artırılır ve bulonlar bu kuvvete göre tasarlanır [33].
6. Bulon deliklerinde ezilme dayanımı kontrolü.
7. Alt başlık korniyerinde çekme akması ve kopma dayanımı kontrolü: Bu kontrol özellikle tersinir yüklerin oluşabileceği çaprazlı olmayan yapılarda yapılmalıdır. Çaprazlı yapılarda alt başlık korniyerinin basınç akma dayanımını kontrol etmek yeterlidir [33].
8. Tersinir yüklerin oluşabileceği durumlarda alt başlık korniyerini kolona bağlayan bulonlarda manivela etkisi de göz önüne alınarak çekme dayanımı kontrolü yapılmalıdır. Çaprazlı yapılarda böyle bir gereklilik bulunmamaktadır [33].
9. Gövde korniyerlerinin kesme ve blok kesme dayanımı kontrolü.
10. Kolonlar için rijitleştirici gereksinimi kontrolü.

## **BÖLÜM 3. ASCE 41-13'E GÖRE BİNALARIN DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

Bir binanın performansı, deprem sırasında ve sonrasında bina sakinlerine sağlanan güvenliği; binanın eski haline getirilebilmesi için maliyet ve fizibilite çalışması; binanın onarım ve kullanım dışı kalma süresi; ve toplum üzerindeki ekonomik, mimari ve tarihi etkileri açısından tanımlanabilir [27]. Bu performans özellikleri, doğrudan deprem sırasında binalarda gerçekleşen hasarın derecesiyle alakalıdır [27].

Bu bölümde öncelikle ASCE 41-13 [27] standardında yer alan bina performans hedefleri, deprem düzeyleri, binaların deprem performansının değerlendirilmesi ile ilgili genel tanımlar ile ilgili bilgi verilecek, sonrasında ise doğrusal olmayan statik analiz yöntemi, modelleme parametreleri ve kabul kriterleri açıklanacaktır.

### **3.1. Bina Hedef Performans Seviyeleri**

Binaların performansı, yapısal ve yapısal olmayan elemanların performans seviyelerine göre belirlenir.

#### **3.1.1. Yapısal elemanlar için performans seviyeleri ve bölgeleri**

Binalarda düşey ve yatay yüklere karşı koyan kolon, kiriş, perde vb. yapı elemanları yapısal (taşıyıcı) elemanlar olarak adlandırılmaktadırlar. Bu elemanlardan deprem yüklerine karşı koymak için tasarlanmış elemanlar birincil elemanlar, diğer elemanlar ise ikincil elemanlar olarak isimlendirilirler [36].

Bir binanın yapısal performans seviyesini belirlemek için 6 adet performans seviyesi, 2 adet performans bölgesi bulunmakta olup bu seviyeler ve bölgeler Tablo 3.1.'de gösterilmektedir.

Tablo 3.1. Yapısal performans seviyeleri ve bölgeleri [36]

Performans Seviyeleri	Performans Bölgeleri
Hemen Kullanım Seviyesi (S1)	
Kontrollü Hasar Seviyesi (S2)	Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi
Can Güvenliği Seviyesi (S3)	
Sınırlı Güvenlik Seviyesi (S4)	Azaltılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi
Göçmenin Önlenmesi Seviyesi (S5)	
Yapısal Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (S6)	

#### 3.1.1.1. Hemen Kullanım Yapısal Performans Seviyesi (S1)

Hemen Kullanım Yapısal Performans Seviyesi, depremden sonra binanın deprem öncesi rijitlik ve dayanımının neredeyse tamamının korunduğu duruma karşılık gelmektedir. Bu seviyede binada hasar oluşumu, yaralanma ve can kaybı ihtimali çok düşük bir seviyede olup basit tadilat ihtiyacı gereken durumlar görülebilmektedir. Bununla birlikte, yapısal elemanlardaki hasarın binanın hemen kullanımını engellememesine rağmen yapısal olmayan elemanlarda görülen hasarlar binanın hemen kullanımını engelleyebilmektedir [27].

#### 3.1.1.2. Kontrollü Hasar Yapısal Performans Seviyesi (S2)

Kontrollü Hasar Yapısal Performans Seviyesi, Hemen Kullanım ve Can Güvenliği Seviyeleri arasında karşılık gelmektedir. Bu seviyede bir bina, göçmeye karşı direnci yüksek, tipik bir binaya göre daha az hasara uğramış olup Hemen Kullanım Seviyesi'ni karşılayamamaktadır [27].

### **3.1.1.3. Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi**

Hemen Kullanım ile Can Güvenliği Seviyeleri arasındaki bölgeyi temsil eden Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi binanın onarım ve kullanım dışı kalma süresini en aza indirmek, binadaki değerli ekipmanların korunmasının istendiği ve Hemen Kullanım Seviyesi'ne göre tasarımın maliyetli olduğu durumlarda arzu edilen bir performans bölgesidir [27].

### **3.1.1.4. Can Güvenliği Yapısal Performans Seviyesi (S3)**

Bu seviyede önemli derecede hasar görmüş yapısal elemanlar bulunmakla birlikte kısmi ya da toptan göçmenin önüne geçilmiştir. Oluşan önemli hasarlara rağmen yaralanma ve can kaybı ihtimali düşüktür. Binanın tamiri mümkün olmakla beraber maliyetin yüksekliğinden dolayı bu seçenek her zaman ekonomik olmayabilmektedir [27].

### **3.1.1.5. Azaltılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi**

Bu bölge Can Güvenliği ile Göçmenin Önlenmesi Seviyeleri arasında kalan bölge olarak tanımlanmaktadır [27].

### **3.1.1.6. Sınırlı Güvenlik Yapısal Performans Seviyesi (S4)**

Sınırlı Güvenlik Seviyesi, Göçmenin Önlenmesi seviyesine göre binanın göçme direncinin daha yüksek olduğu ancak Can Güvenliği Seviyesi'nin karşılanamadığı performans seviyesidir [27].

### **3.1.1.7. Göçmenin Önlenmesi Yapısal Performans Seviyesi (S5)**

Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'nde bina düşey yükleri taşıyabilecek durumdadır ancak göçmeye karşı herhangi bir direnci bulunmamaktadır. Binada çok büyük hasarlar oluşmuş, taşıyıcı sistemin yatay rijitlik ve dayanımında önemli azalmalar

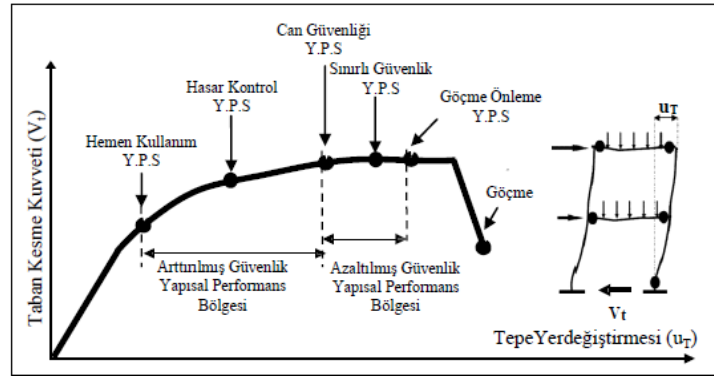


gerçekleşmiştir. Bu seviyede can güvenliği riski bulunmakta, binanın tamiri ise mümkün olmamaktadır. Artçı depremler nedeniyle binanın göçme riskine karşı deprem sonrası kullanımı güvenli değildir [27].

### 3.1.1.8. Yapısal Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (S6)

Bu seviyede, bazı bina sahipleri binanın performansına değinmeden parapetlerin desteklenmesi ya da tehlikeli madde konteynerlerinin sabitlenmesi gibi binanın yapısal olmayan zayıflıklarını göstermek isteyebilirler. Bu gibi durumlarda düşük bir maliyetle deprem riskinin azalmasına yol açması nedeniyle bu performans seviyesi kullanılabilir [27].

Yukarıda açıklanan yapısal performans seviyeleri ve bölgelerinin yapı kapasite eğrisi üzerinde şematik gösterimi aşağıdaki gibidir (Şekil 3.2.).



Şekil 3.1. Kapasite eğrisi üzerinde yapısal performans seviyeleri ve bölgelerinin gösterimi [36]

Çelik taşıyıcı sistemlerde yapısal performans seviyelerine karşılık gelen hasar durumları Tablo 3.2.'de gösterilmektedir.

Tablo 3.2. Çelik taşıyıcı sistemlerde yapısal performans seviyelerine karşılık gelen hasar durumları [27]

Taşıyıcı Sistem	Tip	Yapısal Performans Seviyeleri		
		Göçmenin Önlenmesi	Can Güvenliği	Hemen Kullanım
Moment Aktaran Çelik Çerçeveler	Birincil Elemanlar	Panel bölgelerinde büyük deformasyonlar oluşmuştur. Moment birleşimlerinde kopmalar oluşmuş ancak kayma birleşimleri zarar görmemiş durumdadır. Bazı elemanlarda kısmi kopmalar gerçekleşmiştir.	Plastik mafsallar oluşmuştur. Bazı kirişlerde yerel burkulmalar oluşmuştur. Düğüm noktalarında çok büyük çarpılmalar oluşmuştur. Kayma birleşimleri zarar görmemiştir.	Birkaç bölgede az miktarda akmalar görülmüştür. Kopma ve kırılma gerçekleşmemiştir. Elemanlarda az miktarda burkulma görülmüştür.
	İkincil Elemanlar	Birincil elemanlardakiler ile aynı hasarlar gerçekleşmiştir.	Panel bölgelerinde büyük deformasyon oluşmuştur. Moment birleşimlerinde kopmalar gerçekleşmiştir ancak kayma birleşimleri zarar görmemiştir.	Birincil elemanlardakiler ile aynı hasarlar gerçekleşmiştir.
	Öteleme	Geçici ötelemeler yapısal olmayan elemanlarda büyük hasara yol açmıştır. Çok büyük kalıcı ötelemeler gerçekleşmiştir.	Geçici ötelemeler yapısal olmayan elemanlarda hasara yol açmıştır. Gözle görülebilir kalıcı ötelemeler gerçekleşmiştir.	Geçici ötelemeler yapısal olmayan elemanlarda hiç ya da az hasara yol açmıştır. İhmal edilebilir kalıcı ötelemeler gerçekleşmiştir.
Çelik Çaprazlı Çerçeveler	Birincil ve İkincil Elemanlar	Çaprazlarda çok büyük akma ve burkulmalar gerçekleşmiştir. Birçok çapraz ve çapraz birleşimi göçme durumuna ulaşmıştır.	Birçok çaprazda akma ve burkulmalar gerçekleşmiş ancak göçme durumuna ulaşılmamıştır. Birçok birleşim göçme durumuna gelebilir.	Çaprazlarda küçük akma ve burkulmalar gerçekleşmiştir.
	Öteleme	Geçici ötelemeler yapısal olmayan elemanlarda büyük hasara yol açmıştır. Çok büyük kalıcı ötelemeler gerçekleşmiştir.	Geçici ötelemeler yapısal olmayan elemanlarda hasara yol açmıştır. Gözle görülebilir kalıcı ötelemeler gerçekleşmiştir.	Geçici ötelemeler yapısal olmayan elemanlarda hiç ya da az hasara yol açmıştır. İhmal edilebilir kalıcı ötelemeler gerçekleşmiştir.

### 3.1.2. Yapısal olmayan elemanlar için performans seviyeleri

Binalarda bulunan merdivenler, duvarlar, mekanik tesisatlar, kaplamalar vb. taşıyıcı sistemin bir parçası olmayan elemanlar yapısal olmayan elemanlar olarak adlandırılırlar. Yapısal olmayan elemanlar için 4 adet performans seviyesi bulunmakta olup bu seviyeler Tablo 3.3.'te gösterilmektedir.

Tablo 3.3. Yapısal olmayan elemanların performans seviyeleri [27, 36]

Performans Seviyeleri
Kullanıma Devam Seviyesi (N-A)
Pozisyonu Koruma Seviyesi (N-B)
Can Güvenliği Seviyesi (N-C)
Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (N-D)

### **3.1.2.1. Kullanıma Devam Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-A)**

Binada basit tadilat ve temizlik gerektiren durumların görülebildiği ancak taşıyıcı olmayan elemanların işlevlerini normal bir şekilde yerine getirebildiği performans seviyesidir [27].

### **3.1.2.2. Pozisyonu Koruma Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-B)**

Bu performans seviyesinde taşıyıcı olmayan elemanlardan bir kısmı zarar görmüş ve hemen kullanılamayacak durumdadır. Hasar gören elemanların düşme, kırılma vb. nedenlerden dolayı bir tehlike oluşturmaması için gereken güvenlik tedbirleri alınmalıdır. Kapılar, pencereler, asansörler, acil durum aydınlatma sistemleri, elektrik, yangın alarmları vb. sistemler kullanılabilir durumdadır [27].

### **3.1.2.3. Can Güvenliği Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-C)**

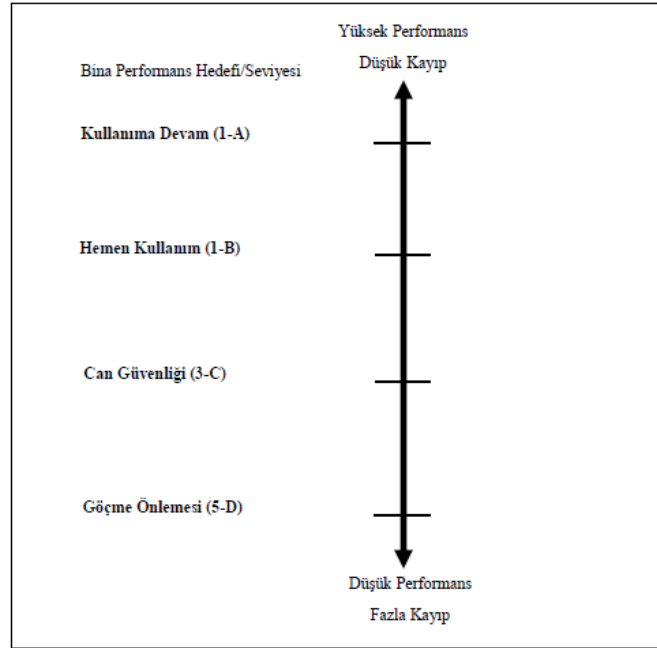
Yapısal olmayan elemanların zarar gördüğü ancak bu zararın can güvenliği riski oluşturmadığı performans seviyesidir. Bu performans seviyesindeki yapılarda hasarlar belirgin ve maliyetli olabilmekle beraber ölüm ya da ciddi yaralanmalara yol açabilecek düzeyde değildir [27]

### **3.1.2.4. Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (N-D)**

Depremden meydana gelen ölümlerin çoğunun yapısal elemanlarda meydana gelen hasarlardan oluştuğu durumlarda yapısal olmayan elemanlar göz önünde bulundurulmadan performans değerlendirmesi yapılabilir [27].

## **3.2. Binalar İçin Performans Hedefleri**

Bir binanın belirli bir deprem etkisi altında göstermesi beklenen performans binanın performans hedefi olarak adlandırılır [36]. Yaygın olarak kullanılan binaların performans seviyeleri ve bölgeleri Şekil 3.2.'de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 3.2. Yapı performans hedefleri/seviyeleri [27, 36]

### 3.2.1. Kullanıma Devam Performans Seviyesi (S-1 + N-A)

Yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda hiç ya da çok az hasarın olduğu performans seviyesidir. Binada öncelikli olarak gerekli olmayan bazı sistemler kullanım dışı kalmış olabilir ancak bina normal kullanımına devam edilebilir durumdadır [27].

### 3.2.2. Hemen Kullanım Performans Seviyesi (S-1 + N-B)

Binaların bu performans seviyesini sağlamaları için hiç ya da çok az yapısal hasara ve küçük yapısal olmayan hasara sahip olmaları gerekmektedir. Bu performans seviyesinde binanın hemen kullanımı mümkün olsa da, elektrik arızası ve binadaki ekipmanlarda gerçekleşen hasarlardan dolayı yapısal olmayan elemanların hemen kullanımı mümkün olmayabilmektedir [27].

Pek çok bina sahibi orta dereceli yer hareketine maruz kalındığında bu performans seviyesini karşılamak isteyebilirler. Buna ek olarak, şiddetli yer hareketleri altında önemli binalar için de bu performans seviyesi karşılanmak istenebilmektedir. Ayrıca bu performans seviyesi Kullanıma Devam Performans Seviyesi için gereken korumanın çoğunu sağlamaktadır [27].

### 3.2.3. Can Güvenliği Performans Seviyesi (S-3 + N-C)

Bu performans seviyesinde yapısal ve yapısal olmayan hasarlardan dolayı ciddi yaralanmalar görülebilmekte olup yapının yeniden kullanılabilmesi için onarılması gerekmektedir. Bu performans seviyesi tasarım depremine göre tasarlanmış ve inşa edilmiş yeni binalara beklenenden daha fazla zarar verebilmektedir. Bu nedenle bina sahipleri şiddetli yer sarsıntıları için bu performans hedefini karşılamak isteyebilmektedirler [27].

### 3.2.4. Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi (S-5 + N-D)

Bina, deprem öncesi dayanım ve rijitliğinin önemli bölümünü kaybetmiştir ve artçı depremler karşısında ayakta kalması zordur. Yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasarlar nedeniyle can güvenliği tehlikesi bulunmaktadır. Bu performans seviyesine sahip binalarda ekonomik kayıplar büyük olmakla beraber binanın yeniden kullanımı tehlikelidir [37].

## 3.3. Deprem Tehlike Seviyeleri

Binaların performansının değerlendirilmesinde 4 adet deprem tehlike seviyesi bulunmaktadır [27]. Deprem tehlike seviyelerinde kullanılan depremler, genellikle 50 yıllık süre içerisinde aşılma olasılıkları ve dönüş periyotlarına göre sınıflandırılırlar [36]. Tablo 3.4.'te ASCE 41-13'te belirtilen 6 adet deprem yer hareketine ait aşılma olasılıkları ve dönüş periyotları gösterilmektedir.

Tablo 3.4. Deprem yer hareketlerinin aşılma olasılıkları ve dönüş periyotları [27]

Gerçekleşme olasılığı	Dönüş periyodu (yıl)
30 yılda %30	43
50 yılda %50	72
50 yılda %20	225
50 yılda %10	475
50 yılda %5	975
50 yılda %2	2475

### 3.3.1. BSE-2N Tehlike Seviyesi

Bu tehlike seviyesi, aşılma olasılığının 50 yılda %2 ve dönüş periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem hareketine karşılık gelmektedir[27]. Göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır [29].

### 3.3.2. BSE-1N Tehlike Seviyesi

Bu tehlike seviyesi, göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketinin 2/3'üne karşılık gelmektedir. Bununla birlikte, aşılma olasılığının 50 yılda %10 ve dönüş periyodunun 475 yıl olduğu deprem yer hareketi olarak da kullanılabilir [27].

### 3.3.3. BSE-2E Tehlike Seviyesi

BSE-2E Tehlike Seviyesi, aşılma olasılığının 50 yılda %5 ve dönüş periyodunun 975 yıl olduğu deprem yer hareketine karşılık gelmektedir [27].

### 3.3.4. BSE-1E Tehlike Seviyesi

BSE-1E Tehlike Seviyesi, aşılma olasılığının 50 yılda %20 ve dönüş periyodunun 225 yıl olduğu deprem yer hareketine karşılık gelmektedir [27].

## 3.4. Analiz Yöntemleri

Binaların performanslarının değerlendirilmesi doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler kullanılarak elde edilebilmektedir. Bu yöntemler, doğrusal statik analiz, doğrusal dinamik analiz, doğrusal olmayan statik analiz ve doğrusal olmayan dinamik analiz olmak üzere 4'e ayrılmaktadır [27].

Doğrusal yöntemlerdeki "doğrusal" ifadesi doğrusal elastikliği belirtmekle birlikte bu yöntemde, düşey yüklerden dolayı oluşan geometrik olarak doğrusal olmama durumu ve çatlamış kesit özellikleri kullanılarak da malzemelerin doğrusal olmayışı analize

dahil edilebilmektedir. Doğrusal olmayan yöntemlerdeki “doğrusal olmayan” ifadesi ise malzemenin doğrusal olmayışı veya elastik olmayan davranışını belirtmektedir. Ayrıca, geometrik doğrusal olmama durumu da analiz yöntemine dahil edilebilmektedir [27].

Bu bölümde, öncelikle doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile ilgili genel tanımlar yapılacak ve sonrasında doğrusal olmayan statik analiz yöntemi açıklanacaktır.

### **3.4.1. Doğrusal yöntemler**

Doğrusal yöntemler, geleneksel gerilme-şekil değiştirme ilişkisini esas almakla birlikte binalarda oluşacak hasarın ve doğrusal olmayan deprem davranışının etkilerinin de sağlıklı bir şekilde göz önünde bulundurulabilmesi için birtakım düzeltmelere gereksinim duyarlar [27].

Doğrusal yöntemler, yapısal düzensizlik bulunmayan binalarda kullanılmaktadır. Düzensizliklerin bulunduğu binalarda kullanılması durumunda doğru olmayan sonuçlara neden olabilmektedirler [27].

Doğrusal statik analiz yöntemi, birinci modun yapı davranışında etkili olduğu binalarda kullanılmaktadır. Doğrusal dinamik analiz yöntemi ise, yüksek modların da yapı davranışında etkili olabildiği binalarda kullanılmaktadır [27],[36].

### **3.4.2. Doğrusal olmayan yöntemler**

Doğrusal olmayan yöntemler, yapı elemanlarının geometrik ve malzeme açısından doğrusal olmayan davranışlarını da göz önüne alan yöntemlerdir. Doğrusal yöntemlere göre daha gerçekçi sonuçlar veren bu yöntemler, doğrusal olmayan statik analiz ve doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri olarak ikiye ayrılmaktadırlar. Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, yüksek modların kayda değer etkilerinin olmadığı, yapıların dinamik davranışındaki değişikliklerin ve rijitlik azalmasına bağlı etkilerin

yeterince göz önüne alınmadığı yöntemlerdir. Doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri ise, yüksek mod etkilerinin, dinamik davranıştaki değişikliklerin, deprem yer hareketlerinin karakteristiklerinin ve rijitlik azalmasına bağlı etkilerin de göz önüne alındığı, bütün yapılarda kullanılabilen bir analiz yöntemidir [27],[36].

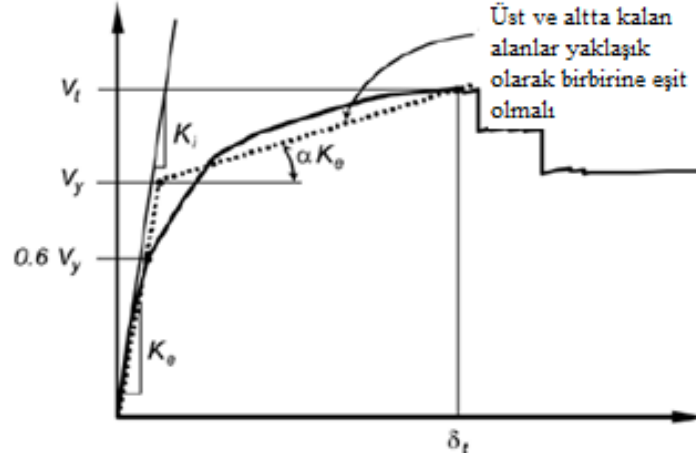
### **3.4.2.1. Doğrusal olmayan statik analiz yöntemi**

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri kuvvet bazlı ve şekil değiştirme bazlı değerlendirme olarak ikiye ayrılmaktadır. Bu bölümde ASCE 41-13'te önerilen yöntem olan Yer Değiştirme Katsayıları Yöntemi anlatılacaktır.

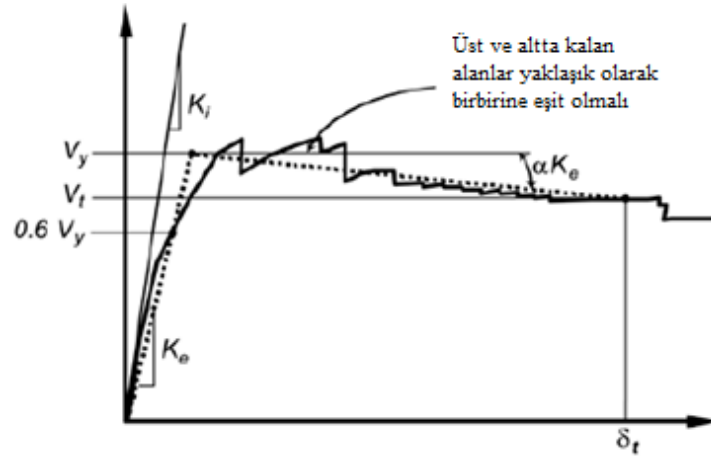
Doğrusal olmayan statik analiz yönteminde, doğrusal olmayan yük-şekil değiştirme karakteristiği analiz modeline dahil edilir. Bina, belirli bir deprem yer hareketi etkisinde, hedef deplasman değeri aşıncaya dek artımsal yüklere maruz bırakılır [27]. Bu yöntem, depremin yapıdan talep ettiği yer değiştirme değerinin yapının yatay yük taşıma kapasitesine bağlı olduğu esasına dayanmaktadır [37].

Bu yöntemde öncelikle belirli bir deprem yer hareketi için yapının birinci mod davranışına uygun bir eşdeğer deprem yük dağılımı seçilir. Sonrasında, sabit düzey yükler ve monotonik olarak artan yatay deprem yükü etkinde, geometrik olarak ve malzemenin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınarak yapılan analiz sonucunda yapı taban kesme kuvveti ve tepe noktası yer değiştirmesi arasındaki ilişkiyi ifade eden kapasite eğrisi elde edilir [27, 36]. Şekil 3.3. ve Şekil 3.4.'te pozitif ve negatif akma sonrası eğime sahip tipik birer kapasite eğrisi ve bu eğrilerin idealleştirilmeleri gösterilmiştir.



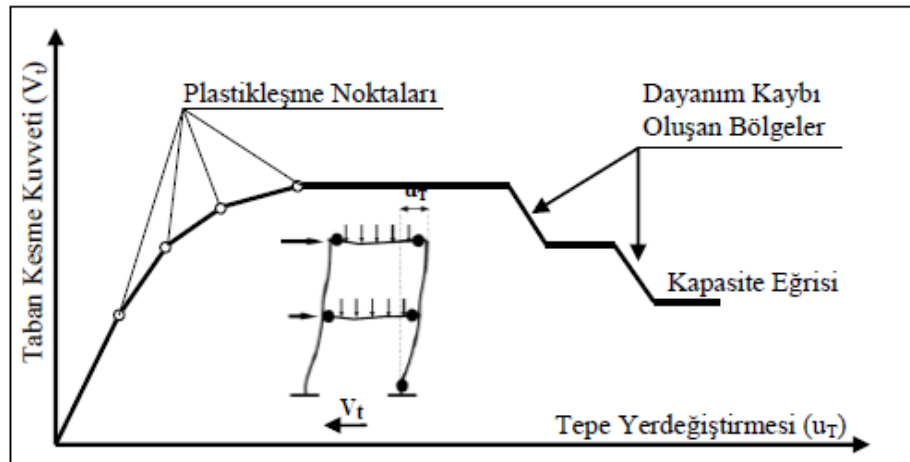


Şekil 3.3. Pozitif akma sonrası eğime sahip tipik bir kapasite eğrisi [26]



Şekil 3.4. Negatif akma sonrası eğime sahip tipik bir kapasite eğrisi [26]

Şekil 3.5.'te ise doğrusal olmayan analiz ile belirlenen tipik bir kapasite eğrisi üzerindeki plastikleşme noktaları ve dayanım kaybı oluşan bölgeler gösterilmektedir.



Şekil 3.5. Doğrusal olmayan statik analiz ile belirlenen tipik bir kapasite eğrisi [36]

Kapasite eğrisi elde edildikten sonra bu eğrinin idealleştirilmesi gerekmektedir. Şekil 3.3. ve Şekil 3.4.'te gösterilen etkin rijitlik  $K_e$ , etkin akma dayanımı  $V_y$ 'nin %60'ındaki eğime karşı gelmektedir. Etkin akma dayanımı  $V_y$ , kapasite eğrisindeki maksimum kesme kuvveti değerinden büyük olmamalıdır. İdealleştirilmiş taban kesme kuvveti-tepe noktası grafiğindeki pozitif eğimli ikinci doğru ( $\alpha_1 K_e$ ), birinci doğrunun  $V_y$  ile kesiştiği nokta ile  $\Delta_d$ ,  $V_d$  noktasını birleştiren doğrunun eğimidir. Ancak, 2 doğrulu olarak idealleştirilen bu grafikte kapasite eğrisinin altında ve üstünde kalan alanlar yaklaşık olarak birbirlerine eşit olmalıdır [27].

Grafikteki üçüncü doğru ise, akma sonrası negatif eğimi temsil etmektedir. Bu doğrunun eğimi,  $\Delta_d$ ,  $V_d$  noktası ile etkin akma dayanımının %60'ına karşılık gelen doğrunun kesişim noktası birleştirilerek elde edilir [27].

Kapasite eğrisinin idealleştirilmesinde, başlangıçta hedef yer değiştirme bilinmediğinden tekrarlı bir hesaplama yöntemi yapılmalıdır. Bu işlemde öncelikle hedef yer değiştirme için bir tahmin yapılarak kapasite eğrisi idealleştirilir. Yapılan hesaplar sonunda elde edilen hedef deplasman başlangıçta tahmin edilen değere yeterince yakın olana kadar işlem tekrarlanır [27].

Kapasite eğrisi idealleştirildikten sonra yapının efektif periyodu  $T_e$ , Denklem 3.1 kullanılarak hesaplanır [27].

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.1)$$

$T_e$ : Efektif periyot

$T_i$ : Birinci doğal titreşim periyodu

$K_i$ : Yapının elastik yatay rijitliği

$K_e$ : Yapının etkin rijitliği

Hedef yer değiştirmenin elde edilmesinde ise Denklem 3.2 kullanılmaktadır [27].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.2)$$

$\delta_t$ : Hedef yer değiştirme

$S_a$ : Etkin periyot ve sönüm oranına karşılık gelen spektral ivme değeri

$g$ : Yerçekimi ivmesi

$C_0$ : Eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yer değiştirmesini, çok serbestlik dereceli bir sistemin tepe noktası yer değiştirmesi ile ilişkilendiren bir katsayı. Bu katsayı için aşağıdaki değerlerden herhangi biri kullanılabilir [27].

- Kontrol noktasında, birinci moda ait modal kütle katılım çarpanı değeri,
- Hedef yer değiştirmedeki binanın deforme olmuş şekli kullanılarak elde edilen şekil değiştirme genliği ile kontrol noktasındaki şekil değiştirme genliği çarpılarak elde edilen değer,
- Tablo 3.5. kullanılarak elde edilen değer.

Tablo 3.5.  $C_0$  katsayıları [27]

Kat	Kayma Binaları		Diğer Binalar
	Üçgen Yük	Üniform Yük	Herhangi Bir Yük
1	1,00	1,00	1,00
2	1,20	1,15	1,20
3	1,20	1,20	1,30
5	1,30	1,20	1,40
> 10	1,30	1,20	1,50

Kayma Binaları: Yükseklik arttıkça katlar arasında ötelemenin azaldığı binalardır.

$C_1$ : Doğrusal elastik davranış ile maksimum elastik olmayan yer değiştirmeyi ilişkilendiren bir katsayı. 0,2 s.'den daha az periyoda sahip yapılarda  $C_1$  değeri  $T = 0,2$  s. için hesaplanan değerden daha küçük alınmamalıdır. Periyot 1.0 s.'den daha fazla ise  $C_1$  değeri 1'e eşittir.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (3.3)$$

$a$ : Zemin sınıfına bağlı bir katsayı: A ve B sınıfı zeminler için 130, C sınıfı için 90, D, E ve F sınıfı zeminler için ise 60 alınmaktadır.

$\mu_{strength}$ : Elastik dayanım talebinin akma dayanımı katsayısına oranı. Denklem 3.5 ile hesaplanan bu katsayının, Denklem 3.6 ile elde edilen  $\mu_{max}$  değerini aşması durumunda doğrusal olmayan statik analiz yöntemi kullanılamaz.

$C_2$ : Çevrimsel davranışa bağlı olarak görülen daralma, rijitlik ve dayanım azalması etkisini temsil eden katsayı. Birinci titreşim periyodu 0,7 sn'den büyük binalarda  $C_2 = 1,0$  alınır.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (3.4)$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (3.5)$$

W: Yapının sismik ağırlığı

$C_m$ : Etkin kütle çarpanı

Etkin kütle çarpanı  $C_m$  Tablo 3.6. yardımıyla elde edilmektedir.

Tablo 3.6. Çelik yapıları için etkin kütle çarpanı değerleri [27]

Kat Sayısı	Çelik Çerçeve	Çelik Merkezi Çaprazlı Çerçeve	Çelik Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve	Diğer
1-2	1,00	1,00	1,00	1,00
$\geq 3$	0,90	0,90	0,90	1,00
Doğal titreşim periyodu 1,00 sn'den büyük binalarda $C_m = 1,00$ alınabilir.				

Akma sonrası rijitliği negatif eğime sahip olan binalar için maksimum dayanım oranı  $\mu_{max}$ , Denklem 3.6 kullanılarak elde edilmektedir [27].

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|a_e|^{-h}}{4} \quad (3.6)$$

$\Delta_d$ : Hedef yer değiştirme ya da maksimum taban kesme kuvvetine karşılık gelen yer değiştirmeden küçük olanı

$\Delta_y$ : Etkin akma dayanımına karşılık gelen yer değiştirme

$h$  ifadesi Denklem 3.7 kullanılarak elde edilmektedir.

$$h = 1 + 0,15 \ln T_e \quad (3.7)$$

$a_e$  = Etkin akma sonrası negatif eğimi

Etkin akma sonrası negatif eğimi Denklem 3.8 kullanılarak elde edilir.

$$a_e = a_{P-\Delta} + \lambda(a_2 - a_{P-\Delta}) \quad (3.8)$$

$a_2$ : 2. mertebe, döngü içi bozulma ve çevrimsel bozulma etkilerini içeren negatif akma sonrası eğimi

$a_{P-\Delta}$ : 2. Mertebe etkilerinden dolayı oluşan negatif eğim

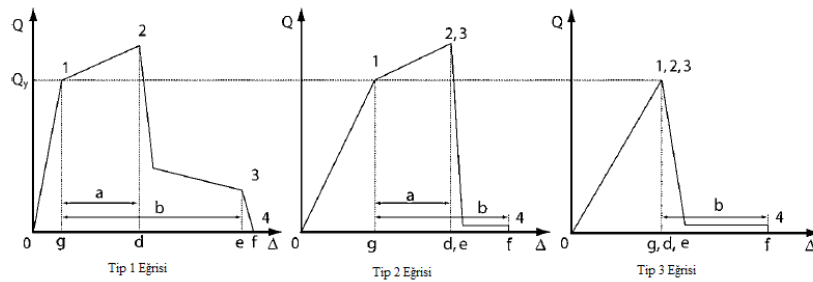
$\lambda$ : Yakın fay etkisi çarpanı. Bu çarpan aşağıda (Denklem 3.9 ve Denklem 3.10) gösterildiği gibi belirlenir.

$$S_a(T = 1) \geq 0,6 \Rightarrow \lambda_k = 0,8 \quad (3.9)$$

$$S_a(T = 1) < 0,6 \Rightarrow \lambda_k = 0,2 \quad (3.10)$$

### 3.5. Modelleme Parametreleri ve Kabul Kriterleri

Taşıyıcı sistemdeki her bir eleman öncelikle birincil ya da ikincil olarak sınıflandırılır. Birincil elemanlar, deprem etkisine karşı koyması için tasarlanan, ikincil elemanlar ise, yapının deprem dayanımına katkısı az veya hiç olmayan elemanlar olarak tanımlanmaktadır. Örneğin, çaprazlı bir yapıda, kolon-temel bağlantısı mafsallı olan çerçeve elemanları, ana taşıyıcı elemanlara göre çok daha az yatay rijitliğe sahip olmaları nedeniyle ikincil elemanlar olarak değerlendirilirler [27].



Şekil 3.6. Kuvvet-şekil değiştirme eğrileri [27]

Yapı elemanlarının davranışları ise kuvvet veya şekil değiştirme kontrollü olarak tanımlanmaktadır. Şekil 3.7.'de görülen kuvvet-şekil değiştirme eğrilerinden Tip 1 eğrisi sünek davranışa bir örnektir. Burada 0 ile 1 noktaları arası elastik bölgeyi, 1 ile 3 noktaları arası ise plastik bölgeyi ifade eder. 3 noktasından sonra elemanın deprem dayanımı, 4 noktasında ise düşey yük taşıma kapasite tamamen bitmiş olmaktadır. Plastik bölge pozitif ve negatif eğime sahip olabilmekte olup 2 ile 3 noktaları arası ihmal edilemeyecek bir dayanım azalması görülmektedir. Bu tip bir davranış sergileyen birincil elemanlar,  $d \geq 2g$  ise şekil değiştirme kontrollü olarak sınıflandırılmaktadır. Aksi durumda kuvvet kontrollü olarak tanımlanırlar. Bu davranışı gösteren ikincil elemanlar ise şekil değiştirme kontrollü olarak sınıflandırılırlar [27].

Şekil 3.7.'de görülen Tip 2 eğrisi, 0 ile 1 noktaları arasında elastik, 1 ile 3 noktaları arasında plastik bölgede bulunan sünek bir davranışı temsil etmektedir. Akma sonrası plastik bölge negatif ya da pozitif bir eğime sahip olabilmekle beraber, 3 noktasından sonra deprem yükü taşıma kapasitesinde çok büyük bir dayanım azalması gerçekleşmektedir. 4 noktasında ise düşey yük kapasitesi tamamen bitmiş olmaktadır. Bu tip bir davranış sergileyen birincil elemanlar,  $e \geq 2g$  ise şekil değiştirme kontrollü olarak sınıflandırılmaktadır. Aksi durumda kuvvet kontrollü olarak sınıflandırılırlar. Bu davranışı gösteren ikincil elemanlar,  $f \geq 2g$  ise şekil değiştirme kontrollü olarak, değil ise kuvvet kontrollü olarak sınıflandırılırlar [27].

Şekil 3.7.'de görülen Tip 3 eğrisi ise gevrek bir davranışı temsil etmektedir. Elastik bölgeden hemen sonra deprem yük taşıma kapasitenden çok büyük bir azalma gerçekleşmekte ve 4 noktasında düşey yük taşıma kapasitesi tamamen bitmektedir. Bu tip bir davranış sergileyen birincil elemanlar kuvvet kontrollü olarak sınıflandırılırlar. Bu davranışı gösteren ikincil elemanlar ise,  $f \geq 2g$  olması durumunda şekil değiştirme kontrollü, aksi halde kuvvet kontrollü olarak sınıflandırılmaktadırlar [27]. Rijit veya çaprazlı çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemlerde yapı elemanları için şekil değiştirme ve kuvvet kontrollü bazı davranış türleri Tablo 3.7.'de gösterilmektedir.



yakınsama problemlerine yol açabilmektedir. Bu sorunların önüne geçebilmek için C ve D noktası arasındaki doğru küçük bir eğime sahip olacak şekilde modellenabilir (örneğin 10 birim düşey, 1 birim yatay) [27].

Doğrusal olmayan analiz yöntemleri için modelleme parametreleri ve kabul kriterleri çelik kiriş ve kolonlar için Tablo 3.8.'de, yarı-rijit birleşimler için Tablo 3.9'da, çaprazlar için ise Tablo 3.10.'da gösterilmektedir.

Tablo 3.8. Kolon ve kirişler için modelleme parametreleri ve kabul kriterleri [27]

Yapı Elemanı	Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri		
	Plastik dönme açısı, rad	Artık dayanım oranı		Plastik dönme açısı, rad		
Kirişler-Eğilme	a	b	c	HK	CG	GÖ
$a. \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{F_{ye}} \text{ ve } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 <sub>Y</sub>	110 <sub>Y</sub>	0,6	10 <sub>Y</sub>	90 <sub>Y</sub>	110 <sub>Y</sub>
$a. \frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{F_{ye}} \text{ ve } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 <sub>Y</sub>	60 <sub>Y</sub>	0,2	0,250 <sub>Y</sub>	30 <sub>Y</sub>	40 <sub>Y</sub>
c. Diğer	a ve b değerleri arasında lineer interpolasyon yapılabilir ve ya daha düşük olan sınır değerler kullanılabilir.					
Kolonlar-Eğilme (P/P <sub>CL</sub> <0,2 için)						
$a. \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{F_{ye}} \text{ ve } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 <sub>Y</sub>	110 <sub>Y</sub>	0,6	10 <sub>Y</sub>	90 <sub>Y</sub>	110 <sub>Y</sub>
$a. \frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{F_{ye}} \text{ ve } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	40 <sub>Y</sub>	60 <sub>Y</sub>	0,2	0,250 <sub>Y</sub>	30 <sub>Y</sub>	40 <sub>Y</sub>
c. Diğer	a ve b değerleri arasında lineer interpolasyon yapılabilir ve ya daha düşük olan sınır değerler kullanılabilir.					
Kolonlar-Eğilme (0,2≤P/P <sub>CL</sub> ≤0,5 için)						
$a. \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{F_{ye}} \text{ ve } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	a	b	0,6	10 <sub>Y</sub>	c	b
$a. \frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{F_{ye}} \text{ ve } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	10 <sub>Y</sub>	1,50 <sub>Y</sub>	0,2	0,250 <sub>Y</sub>	1,2 θ <sub>Y</sub>	1,20 <sub>Y</sub>
c. Diğer	a ve b değerleri arasında lineer interpolasyon yapılabilir ve ya daha düşük olan sınır değerler kullanılabilir.					
a: Plastik dönme açısı = 11(1-5/3 P/P <sub>CL</sub> ) θ <sub>y</sub> b: Plastik dönme açısı = 17(1-5/3 P/P <sub>CL</sub> ) θ <sub>y</sub> c: Plastik dönme açısı = 14(1-5/3 P/P <sub>CL</sub> ) θ <sub>y</sub>						



Tablo 3.9. Yarı-rijit birleşimler için modelleme parametreleri ve kabul kriterleri [27]

Yapı Elemanı/Davranış	Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri		
	Plastik dönme açısı, rad		Artık dayanım oranı	Plastik dönme açısı, rad		
	a	b	c	HK	CG	GÖ
Yarı-rijit Birleşimler						
Kompozit döşemeli üst, korniyerli alt birleşim						
a. Döşeme donatısının kopması	0,018	0,035	0,800	0,005	0,020	0,030
b. Kolonda yerel başlık akması ve gövde buruşması	0,036	0,042	0,400	0,008	0,025	0,035
c. Alt başlık korniyerinin akması	0,036	0,042	0,200	0,008	0,025	0,035
d. Kolon başlığındaki bulonların çekme akması	0,015	0,022	0,800	0,005	0,013	0,018
e. Kiriş başlığındaki birleşimin kesme akması	0,022	0,027	0,200	0,005	0,018	0,023
Kayma Levhali Birleşime (Döşemeli)	0,029-0,00020dbg	0,15-0,0036dbg	0,400	0,014-0,00010dbg	0,1125-0,0027dbg	0,15-0,0036dbg
Kayma Levhali Birleşime (Döşemesiz)	0,15-0,0036dbg	0,15-0,0036dbg	0,400	0,075-0,0018dbg	0,1125-0,0027dbg	0,15-0,0036dbg

a: dbg bulon grubunun derinliğini ifade etmektedir.

Tablo 3.10. Çapraz elemanlar için modelleme parametreleri ve kabul kriterleri [27]

Yapı Elemanı/Davranış	Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri		
	Plastik dönme açısı, rad		Artık dayanım oranı	Plastik dönme açısı, rad		
	a	b	c	HK	CG	GÖ
Basınç Etkisindeki Çaprazlar (Dışmerkez çaprazlar hariç)						
a. Narin Elemanlar $KL/r \geq 4,2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L, 2C kesitler (düzlem içi burkulma)	0,5 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$	0,3	0,5 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$
2. 2L, 2C kesitler (düzlem dışı burkulma)	0,5 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$	0,3	0,5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$
3. Kutu ve boru kesitler (HSS, CHS)	0,5 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$	0,3	0,5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$
b. Narin olmayan elemanlar $KL/r \leq 4,2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L, 2C kesitler (düzlem içi burkulma)	1 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	0,5	0,5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$
2. 2L, 2C kesitler (düzlem dışı burkulma)	1 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	0,5	0,5 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$
3. Kutu ve boru kesitler (HSS, CHS)	1 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	0,5	0,5 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$
c. a ve b arasında kalan elemanlar	Bu elemanlar için lineer enterpolasyon yapılabilir.					
Çekme Etkisindeki Çaprazlar (Dışmerkez çaprazlar hariç)						
1. W kesitler	1 $\Delta_T$	1 $\Delta_T$	0,5	1 $\Delta_T$	1 $\Delta_T$	1 $\Delta_T$
2. 2L kesitler	0,5 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$	0,3 $\Delta_c$	0,5 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$
3. Kutu kesitler (HSS)	0,5 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$	0,3 $\Delta_c$	0,5 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$
4. Boru kesitler (HSS)	0,5 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$	0,3 $\Delta_c$	0,5 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$

Yapı elemanlarının akmaya karşılık gelen dönme açıları aşağıdaki bağıntılar (Denklem 3.11 ve Denklem 3.12) yardımıyla hesaplanmaktadır [27].

Kirişler için:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (3.11)$$

$\theta_y$ : Akmaya karşılık gelen dönme açısı

Z: Plastik mukavemet momenti

$F_{ye}$ : Malzemenin beklenen akma dayanımı

$l_b$ : Kiriş uzunluğu

E: Elastisite modülü

$I_b$ : Kiriş atalet momenti

Kolonlar için:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (3.12)$$

$l_c$ : Kolon uzunluğu

$I_c$ : Kolon atalet momenti

P: Kolona etkiyen eksenel kuvvet

$P_{ye}$ : Kolonun beklenen eksenel kuvvet dayanımı

$$P_{ye} = A_g F_{ye} \quad (3.13)$$

$A_g$ : Brüt enkesit alanı

Çaprazlar için akmaya karşılık gelen uzama ve kısalma şekil değiştirmeleri aşağıdaki bağıntılar (Denklem 3.14 ve Denklem 3.15) yardımıyla elde edilmektedir [27].

$$\Delta_c = \frac{P_{CL}L}{EA_g} \quad (3.14)$$

$\Delta_c$ : Basınç burkulmasına karşılık gelen kısalma

$P_{CL}$ : Elemanın aksenal basınç dayanımı

L: Eleman uzunluğu

$A_g$ : Brüt enkesit alanı

$$\Delta_T = \frac{T_{CE}L}{EA_g} \quad (3.15)$$

$\Delta_T$ : Çekme akmasına karşılık gelen uzama

$T_{CE}$ : Elemanın beklenen aksenal çekme dayanımı

Kolon ve kirişlerin beklenen dayanımları aşağıdaki bağıntılar (Denklem 3.16 ve Denklem 3.17) yardımıyla hesaplanmaktadır [27].

Kirişler için:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (3.16)$$

$Q_{ce}$ : Elemanın beklenen dayanımı

$M_{ce}$ : Kiriş plastik moment kapasitesi

Z: Kesitin plastik mukavemet momenti

Kolonlar için:

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1,18ZF_{ye}\left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq ZF_{ye} \quad (3.17)$$

Çaprazlar için beklenen dayanım diğer yapı elemanlarında olduğu gibi, elemanın beklenen aksenal basınç ve çekme dayanımı hesaplanarak elde edilir. Narin enkesit parçası olmayan basınç elemanlarında beklenen aksenal basınç dayanımı Denklem 3.18 yardımıyla hesaplanır [27].

$$P_{CL} = F_{cre}A_g \quad (3.18)$$

$F_e$  elastik burkulma gerilmesi:

$$F_e = \pi^2 \frac{E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} \quad (3.19)$$

K: Burkulma boyu katsayısı

i: Atalet yarıçapı

$F_{cre}$  kritik gerilmeleri Denklem 3.20 ve Denklem 3.21'de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$\frac{KL}{i} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad \text{veya} \quad \frac{F_{ye}}{F_e} \leq 2,25 \quad \text{ise} \quad F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_{ye}}{F_e} \right] F_{ye} \quad (3.20)$$

$$\frac{KL}{i} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \quad \text{veya} \quad \frac{F_{ye}}{F_e} > 2,25 \quad \text{ise} \quad F_{cr} = 0,877 F_e \quad (3.21)$$

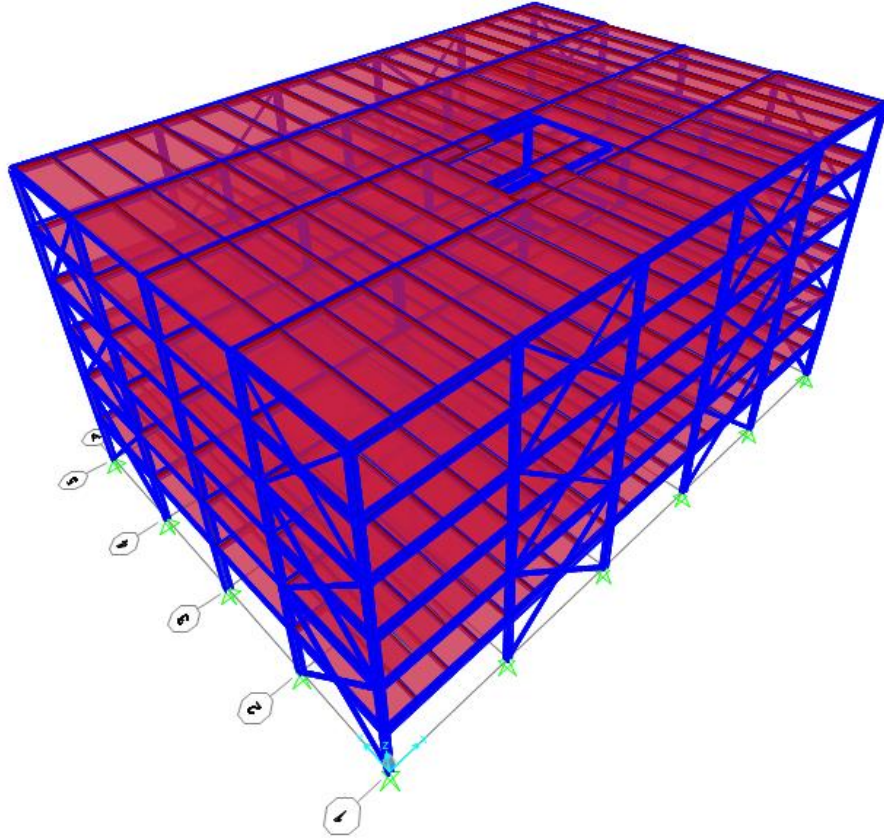
Beklenen aksenal çekme kuvveti ise Denklem 3.22 yardımıyla hesaplanmaktadır [27].

$$T_{CE} = F_{ye} A_g \quad (3.22)$$

## BÖLÜM 4. YAPININ BOYUTLANDIRILMASI

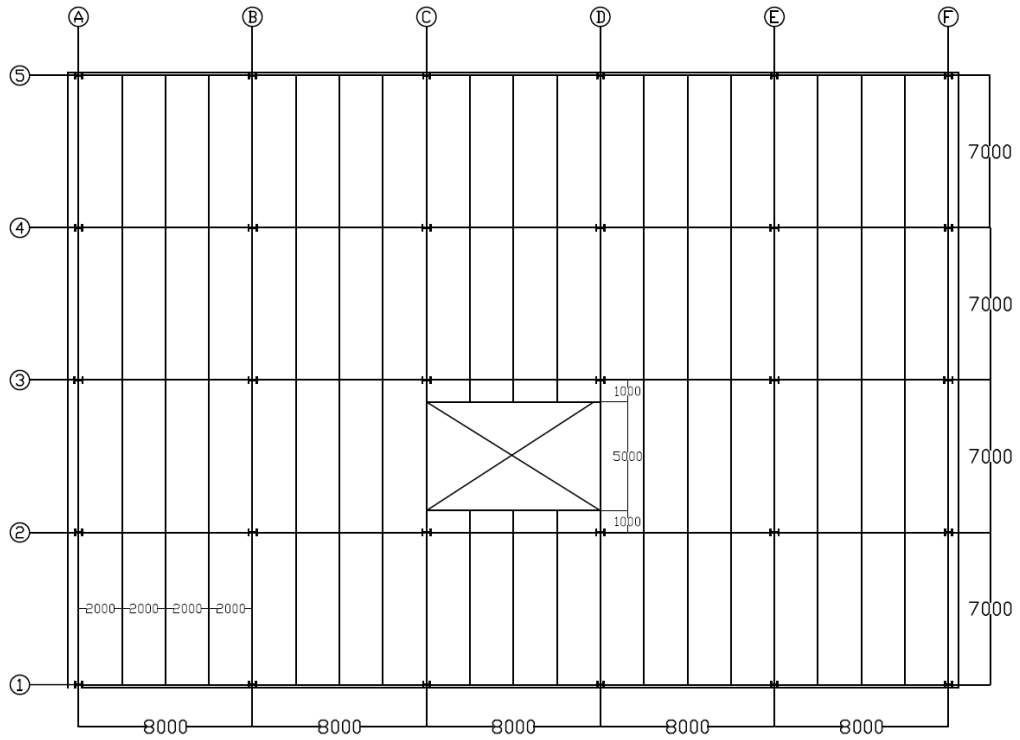
### 4.1. Yapı ve Taşıyıcı Sistem Özellikleri

Bu bölümde 6 katlı, 21 m yüksekliğinde çelik bir binanın tasarımı yapılacaktır. Ofis binası olarak tasarlanan binanın, İstanbul ili Levent ilçesinde yapılacağı varsayılmıştır. Kat yükseklikleri her katta eşit ve 3,5 m'dir. Binanın genişliği, merkezden merkeze x doğrultusunda 40 m, y doğrultusunda ise 28 m'dir. Binanın 3 boyutlu görünüşü Şekil 4.1.'de gösterilmiştir.

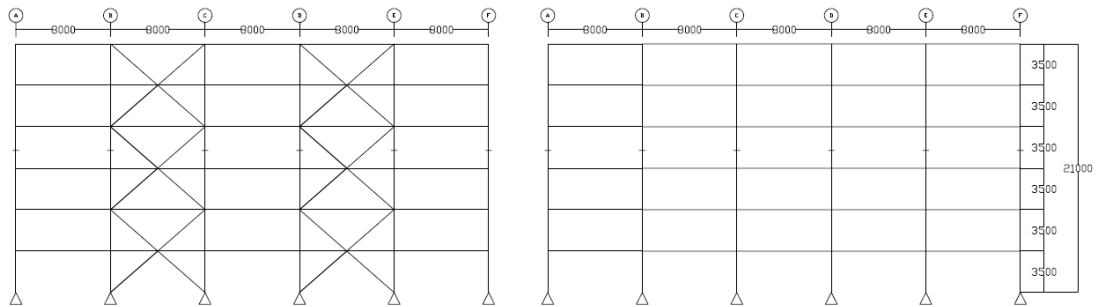


Şekil 4.1. Yapının 3 boyutlu görünüşü

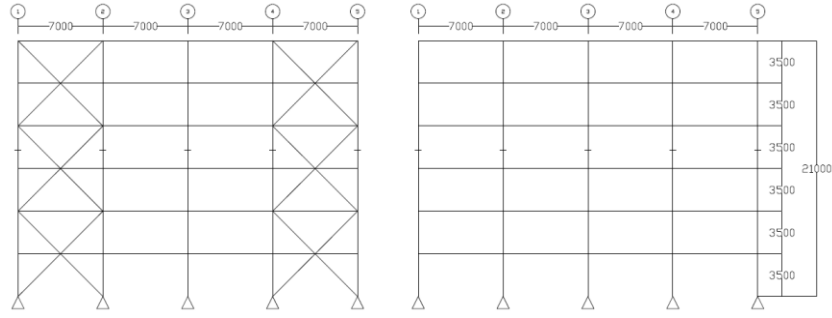
Bina her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşmaktadır. Merkezi çapraz sistemi, 2 kat geçen x çapraz olarak tasarlanmış olup çaprazlar dış akslarda bulunmaktadır. Çaprazlı açıklıklarda bulunmayan bütün kolon ve kiriş elemanları sadece düşey yükleri karşılayacak şekilde tasarlanmıştır. Çaprazların bulunduğu açıklıklardaki kolon ve kirişler, düşey yüklerin yanında, deprem sırasında çaprazlarda mekanizma durumu ortaya çıkan dengelenmemiş kuvvetleri de karşılayacak şekilde tasarlanmıştır. Yapının döşeme sistemi kompozit olarak tasarlanmıştır. Tipik kat planı ve aks görünüşleri Şekil 4.2., Şekil 4.3. ve Şekil 4.4.'te gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Tipik kat planı



Şekil 4.3. 1 ve 2 aksı görünüşü



Şekil 4.4. A ve B aksı görünüşü

Yapının tasarımında Çelik Yapılar Yönetmeliği 2016 [28] ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 [29] esas alınmıştır. Ancak gerektiği durumlarda uluslararası yönetmelikler ve kaynaklardan yararlanılmıştır. Yapının boyutlandırılması Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım'a (YDKT) yapılmış olup 2. mertebe etkilerinin göz önüne alınmasında ise Genel Analiz Yöntemi kullanılmıştır.

Yapının tasarımında yapılan bazı kabuller şu şekilde sıralanabilir:

- Yerel zemin sınıfı ZC seçilmiştir.
- Kat düzlemindeki kompozit döşemelerin rijit diyafram davranışı gösterdiği kabul edilmiştir.
- Kolonların temele bağlantısı mafsallı olarak kabul edilmiştir.
- Bütün kiriş-kiriş, kolon-kiriş, çapraz-kiriş ve çapraz-kolon birleşimleri mafsallı olarak kabul edilmiştir.
- Kolon ekleri 12,00 kotunda yapılmıştır.
- Yapının matematik modelinde kolon eklerinin 3. kat seviyesinde (10,50 kotu) olduğu varsayılmıştır.
- Eleman uzunlukları merkezden merkeze ölçülen uzunluklar olarak dikkate alınmıştır.

#### 4.2. Malzeme Özellikleri

Yapısal Çelik (S235):

Akma dayanımı  $F_y = 235$  Mpa

Kopma dayanımı  $F_u = 360 \text{ Mpa}$

Elastisite modülü  $E = 200000 \text{ Mpa}$

Yoğunluk =  $77 \text{ kN/m}^3$

Beton (C25):

Karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

Elastisite modülü  $E_c = 26875 \text{ Mpa}$

Yoğunluk =  $25 \text{ kN/m}^3$

Trapez Sac:

Akma dayanımı  $\sigma_F = 215 \text{ Mpa}$

Kaynak Metali (E480):

Karakteristik akma gerilmesi =  $400 \text{ Mpa}$

Minimum çekme dayanımı  $F_E = 480 \text{ Mpa}$

### 4.3. Yük Birleşimleri

Çelik Yapılar Yönetmeliği 2016 [28] ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 [29] uyarınca YDKT yöntemine göre tasarımda göz önüne alınması gereken yük birleşimleri aşağıda sıralanmıştır.

1.  $1,4G$
2.  $1,2G + 1,6(Q_r \text{ veya } S)$
3.  $1,2G + 1,6Q + 0,5(Q_r \text{ veya } S)$
4.  $1,2G + 1,6(Q_r \text{ veya } S) + (Q \text{ veya } 0,8W)$
5.  $1,2G + 1,0Q + 0,5(Q_r \text{ veya } S) + 1,6W$
6.  $1,2G + 1,0Q + 0,2S + 1,0E$
7.  $0,9G + 1,6W$
8.  $0,9G + 1,0E$

G: Sabit yük

Q: Hareketli yük

Q<sub>r</sub>: Çatı hareketli yükü



S: Kar yükü

W: Rüzgar yükü

E: Deprem etkisi

Deprem etkisini içeren yük birleşimlerinde birbirine dik doğrultudaki deprem etkileri Denklem 4.1 ve Denklem 4.2’de gösterildiği gibi birleştirilecektir.

$$E_d^{(H)} = \mp E_d^{(X)} \mp 0,3E_d^{(Y)} \quad (4.1)$$

$$E_d^{(H)} = \mp 0,3E_d^{(X)} \mp E_d^{(Y)} \quad (4.2)$$

$E_d^{(H)}$ : Yatay deprem etkisi

$E_d^{(X)}$ : X yönünde yatay deprem etkisi

$E_d^{(Y)}$ : Y yönünde yatay deprem etkisi

Ayrıca düşey deprem etkisi  $E_d^{(Z)}$  Denklem 4.3’te gösterildiği gibi göz önüne alınacaktır.

$$E_d^{(Z)} = (2/3)S_{DS}G \quad (4.3)$$

$S_{DS}$ : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği [29] uyarınca deprem etkisinin diğer etkilerle birleştirilmesi aşağıda gösterildiği gibi yapılacaktır.

1.  $1,2G + 0,2S + E_d^{(H)} + 0,3E_d^{(Z)}$
2.  $0,9G + E_d^{(H)} - 0,3E_d^{(Z)}$

#### 4.4. Yapıya Etkiyen Yükler

Yapıya normal katlarda ve çatı katında etkiyen sabit ve hareketli yükler Tablo 4.1.’de gösterilmiştir.

Tablo 4.1. Yapıya etkiyen sabit ve hareketli yükler

Sabit Yükler	Normal kat	Çatı katı
Kompozit döşeme	2,48 kN/m <sup>2</sup>	2,48 kN/m <sup>2</sup>
Kaplama + sıva (5 cm)	1,05 kN/m <sup>2</sup>	
Tesisat	0,2 kN/m <sup>2</sup>	0,2 kN/m <sup>2</sup>
Asma tavan	0,25 kN/m <sup>2</sup>	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Bölme duvar	0,5 kN/m <sup>2</sup>	0,5 kN/m <sup>2</sup>
Çatı kaplaması		0,5 kN/m <sup>2</sup>
İzolasyon		0,75 kN/m <sup>2</sup>
Cephe kaplaması	3 kN/m	
Parapet yükü		3 kN/m
Hareketli Yükler	3,5 kN/m <sup>2</sup>	2 kN/m <sup>2</sup>
Kar yükü		0,75 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.4.1. Fiktif yükler

Yapıdaki geometrik ön kusurlar için fiktif yükler kullanılacaktır. Bu yükler Denklem 4.4'te gösterildiği gibi hesaplanarak yapıya uygulanacaktır.

$$N_i = 0,002Y_i \quad (4.4)$$

$N_i$ : i. kattaki fiktif yük

$Y_i$ : Uygulanan yük birleşimi için i. kat düzleminde bulunan toplam kat ağırlık yüküdür.

Fiktif yüklerin düşey yük birleşimlerine dahil edilmesi zorunludur. Ancak 2. mertebe analizinden elde edilen görelî kat ötelemelerinin 1. mertebe analizinden elde edilen görelî kat ötelemelerine oranının en büyük değerinin 1,7'den büyük olması durumunda fiktif yükler yatay yük birleşimlerine de dahil edilmelidir. Tablo 4.2. ve Tablo 4.3.'te de görüldüğü gibi her iki doğrultu için 2. mertebe analizinden elde edilen görelî kat ötelemelerinin oranı 1,7'den küçüktür. Bu nedenle fiktif yükler sadece düşey yük birleşimlerine dahil edilecektir.

Tablo 4.2. X doğrultusu için 1. ve 2. mertebe analizlerinin karşılaştırılması

Kat	1. Mertebe Analizi	2. Mertebe Analizi	2. Mertebe Analizi/1. Mertebe Analizi
	Görelî kat ötelemesi (m)	Görelî kat ötelemesi (m)	
1	-0,00322	-0,00329	1,02
2	-0,00458	-0,00470	1,03
3	-0,00833	-0,00853	1,02
4	-0,01036	-0,01062	1,03
5	-0,01335	-0,01366	1,02
6	-0,01477	-0,01512	1,02

Tablo 4.3. Y doğrultusu için 1. ve 2. mertebe analizlerinin karşılaştırılması

Kat	1. Mertebe Analizi	2. Mertebe Analizi	2. Mertebe Analizi/1. Mertebe Analizi
	Görelî kat ötelemesi (m)	Görelî kat ötelemesi (m)	
1	0,00385	0,00394	1,02
2	0,00548	0,00563	1,03
3	0,00978	0,01003	1,03
4	0,01196	0,01229	1,03
5	0,01586	0,01626	1,02
6	0,01746	0,01790	1,03

#### 4.4.2. Rüzgar yükleri

Rüzgar yükleri hesabı Eurocode 1-4'e göre yapılmış olup Şekil 4.5.'teki parametreler kullanılarak Sap2000 [38] programında otomatik olarak hesaplanan rüzgar yükleri yapıya uygulanmıştır.

Şekil 4.5. Rüzgar yüklerinin elde edilmesinde kullanılan parametreler [38]

#### 4.4.3. Deprem yükleri

Yapıya etkileyen deprem yüklerinin elde edilmesinde Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılacaktır. Bu yöntemin uygulanabilirliğinin kontrolü için öncelikle Bina Yönetmelik Sınıfı elde edilecek ve izin verilen şartların sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilecektir.

#### 4.4.3.1. Bina yükseklik sınıfının elde edilmesi

Ofis olarak kullanılması planlanan binanın Bina kullanım sınıfı: BKS = 3 olarak seçilmiş olup Bina Önem Katsayısı  $I = 1$ 'dir. Binanın tasarımında kullanılacak kısa periyot ve 1 sn periyot için spektral ivme değerleri, yerel zemin etki katsayıları ve tasarım spektral ivme katsayıları Tablo 4.4.'te gösterilmiştir.

Tablo 4.4. Deprem yükü hesabında kullanılacak spektral ivme değerleri

Deprem Düzeyi	S <sub>s</sub>	S <sub>1</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>1</sub>	S <sub>DS</sub>	S <sub>D1</sub>	T <sub>A</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>L</sub>
DD-1	1,346	0,375	1,2	1,5	1,615	0,563	0,07	0,348	6
DD-2	0,759	0,217	1,2	1,5	0,911	0,325	0,071	0,357	6
DD-3	0,299	0,09	1,3	1,5	0,389	0,135	0,069	0,347	6

Bina kullanım sınıfı ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için tanımlanan Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı'na bağlı olarak Deprem Tasarım Sınıfı  $S_{DS} \geq 0,75$  ve BKS = 3 olan binalar için Deprem Tasarım Sınıfı DTS = 1 olarak belirlenmiştir. Binanın yüksekliği  $H_N = 21$  m olması nedeniyle, yüksekliği  $17,5 < H_N < 28$  m olan sözkonusu bina için Bina Yükseklik Sınıfı BYS = 5 olarak belirlenmiştir. Bunun yanı sıra seçilen taşıyıcı sistem için izin verilen Bina Yükseklik Sınıfı  $\geq 4$  olduğundan seçilen taşıyıcı sistemin uygulanabilir olduğu da görülmektedir.

#### 4.4.3.2. Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile doğrusal deprem hesabı

Yapının Bina Yükseklik Sınıfı BYS = 5 olduğundan herhangi bir ek kontrol yapılmaksızın Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi uygulanabilmektedir.

Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi: Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü  $V_{IE}$  Denklem 4.5 yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$V_{IE} = m_t S_{aR}(T_p) \geq 0,04 m_t I S_{DSg} \quad (4.5)$$

$S_{aR}(T_p)$ : Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın hakim doğal titreşim periyodu  $T_p$  göz önüne alınarak hesaplanan azaltılmış tasarım spektral ivmesi.

$S_{DS}$ : Kısa periyot için tanımlanan tasarım spektral ivme katsayısı.

$m_t$ : Binanın toplam kütlesi.

I: Bina önem katsayısı

g: Yerçekimi ivmesi

Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi: Hesaplanan eşdeğer deprem yükü, binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilmektedir.

$$V_{tE} = \Delta F_{NE} + \sum_{i=1}^N F_{iE} \quad (4.6)$$

Binanın tepesine etkiyen ek eşdeğer deprem yükü  $\Delta F_{NE}$  Denklem 4.7 yardımıyla hesaplanacaktır.

$$\Delta F_{NE} = 0,0075 \cdot N \cdot V_{tE} \quad (4.7)$$

N: kat sayısı

Toplam eşdeğer deprem yükünün ek eşdeğer deprem yükü haricindeki kısmı her kata Denklem 4.8 kullanılarak dağıtılacaktır.

$$F_{iE} = (V_{tE} - \Delta F_{NE}) \frac{m_j H_j}{\sum_{j=1}^N m_j H_j} \quad (4.8)$$

$H_j$ : j. katın zeminden olan yüksekliği

Binanın Hakim Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi: Binanın hakim doğal titreşim periyodu Denklem 4.9 kullanılarak hesaplanacaktır.

$$T_p = 2\pi \left( \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (4.9)$$

$F_{fi}$ : i. kata etkiyen fiktif yük

$d_{fi}$ : i. katın yaptığı fiktif yatay deplasman

Ayrıca binanın Denklem 4.9 ile hesaplanan periyodu, Denklem 4.10 ile verilen amprik doğal titreşim periyodu  $T_{pa}$ 'nın 1,4 katından fazla olmayacaktır.

$$T_{pa} = C_t H_N^{3/4} \quad (4.10)$$

$C_t$ : Taşıyıcı sistemi çelik çerçevelerden ya da çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan binalar için 0,07 alınan bir katsayı.

Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde Burulma Hesabı: Binada A1 türü düzensizliğin bulunmaması nedeniyle katlarda uygulanan  $\pm\%5$  ek dışmerkezlilik oranını artırılmasına gerek bulunmamaktadır (Düzensizlik kontrolleri sonraki bölümde gösterilmiştir).

X doğrultusu için Eşdeğer Deprem Yükü Hesabı: Binaya x doğrultusunda etkiyen deprem kuvvetini elde edebilmek için öncelikle binaya 1000 kN'luk bir fiktif kuvvet uygulanmış, bu kuvvet sonucunda katlarda meydana gelen deplasmanlar elde edilerek yapının periyodu hesaplanmıştır. Sonrasında ise binaya etkiyen deprem kuvveti hesaplanmıştır. Tablo 4.5. ve Tablo 4.6.'da x doğrultusu için katlara etkiyen fiktif yüklerin bulunması ve periyodun hesaplanması için gerekli parametrelerin elde edilmesi gösterilmektedir.

Tablo 4.5. X doğrultusu için kat kütleleri, katların zeminden olan yükseklikleri ve  $m_i.H_i$  değerlerinin elde edilmesi

Kat	$m_i$ (t)	$H_i$ (m)	$m_i.H_i$
6	643,01	21	13503,16
5	710,71	17,5	12437,45
4	709,19	14	9928,61
3	716,72	10,5	7525,56
2	718,14	7	5027,01
1	720,92	3,5	2523,23
$\Sigma m_i.H_i = 4218,69$			$\Sigma m_i.H_i = 50945,02298$

Tablo 4.6. Fiktif yüklerin katlara dağıtılması ve periyot hesabı için gerekli parametrelerin elde edilmesi

Kat	$m_i.H_i/\Sigma(m_i.H_i)$	$F_{fi}$ (kN)	$d_{fi}$ (m)	$d_{fi}^2$	$m_i.d_{fi}^2$	$F_{fi}.d_{fi}$
6	0,265	298,13	0,007725	0,000060	0,038371869	2,303023914
5	0,244	233,15	0,006509	0,000042	0,030110776	1,51756511
4	0,195	186,12	0,005129	0,000026	0,018656313	0,954602912
3	0,148	141,07	0,003545	0,000013	0,00900704	0,500099887
2	0,099	94,23	0,002144	0,000005	0,003301119	0,202039391
1	0,050	47,30	0,000887	0,000001	0,000567201	0,041954907
	1	1000			$\Sigma = 0,100014317$	$\Sigma = 5,519286121$

$$T_p = 2\pi \left( \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} = 2\pi \left( \frac{0,100014317}{5,519286121} \right)^{1/2} = 0,846 \text{ sn}$$

$$T_{pa} = C_t H_N^{3/4} = 0,08 \times 21^{3/4} = 0,784 \text{ sn}$$

$$T_p = 0,846 \leq 1,4 T_{pa} = 1,4 \times 0,784 = 1,1 \text{ sn}$$

$$V_{tE} = m_t S_{aR}(T_p) \geq 0,04 m_t I S_{DS} g$$

$$T_B \leq T_p \leq T_L \rightarrow S_{aR}(T_p) = \frac{S_{D1} \cdot I}{T \cdot R_a(T)}$$

$$S_{D1} = 0,325$$

$$S_{aR}(T_p) = \frac{0,325}{0,846 \times 5} = 0,0768 \text{ g} = 0,0768 \times 9,81 = 0,7534 \text{ m/s}^2$$

$$S_{DS} = 0,911$$

$$V_{tE} = 4218,69 \times 0,7534 = 3180 \text{ kN} \geq 0,04 \times 4218,69 \times 1 \times 0,911 \times 9,81 \\ = 1508 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{NE} = 0,0075 \cdot N \cdot V_{tE} = 0,0075 \times 6 \times 3180 = 143 \text{ kN}$$

Binaya x doğrultusunda etkiyen 3180 kN'luk taban kesme kuvveti katlara aşağıda Tablo 4.7.'de gösterildiği gibi dağıtılmıştır.

Tablo 4.7. Deprem kuvvetinin katlara dağıtılması

Kat	$m_i.H_i/\Sigma(m_i.H_i)$	$F_{ie}$ (kN)
6	0,26505348	948,2
5	0,2441348	741,5
4	0,194888711	591,9
3	0,147719267	448,7
2	0,098675173	299,7
1	0,049528568	150,4

Y doğrultusu için Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı: X doğrultusu için yapılan işlemler y doğrultusu için de yapılarak binaya etkiyen deprem kuvveti hesaplanmıştır. Periyot hesabı için yapılan işlemler Tablo 4.8. ve Tablo 4.9.'da gösterilmektedir.

Tablo 4.8. Y doğrultusu için kat kütleleri, katların zeminden olan yükseklikleri ve  $m_i.H_i$  değerlerinin elde edilmesi

Kat	$m_i$ (t)	$H_i$ (m)	$m_i.H_i$
6	643,01	21	13503,16
5	710,71	17,5	12437,45
4	709,19	14	9928,61
3	716,72	10,5	7525,56
2	718,14	7	5027,01
1	720,92	3,5	2523,23
$\Sigma m = 4218,69$			$\Sigma m_i.H_i = 50945,02298$

Tablo 4.9. Fiktif yüklerin katlara dağıtılması ve periyot hesabı için gerekli parametrelerin elde edilmesi

Kat	$m_i.H_i/\Sigma(m_i.H_i)$	$F_{fi}$ (kN)	$d_{fi}$ (m)	$d_{fi}^2$	$m_i.d_{fi}^2$	$F_{fi}.d_{fi}$
6	0,265	298,13	0,007725	0,009035	0,000082	0,052489483
5	0,244	233,15	0,006509	0,007545	0,000057	0,040458697
4	0,195	186,12	0,005129	0,005895	0,000035	0,024644955
3	0,148	141,07	0,003545	0,004137	0,000017	0,0122665
2	0,099	94,23	0,002144	0,00253	0,000006	0,004596769
1	0,050	47,30	0,000887	0,001046	0,000001	0,000788774
$\Sigma = 1$		$\Sigma = 1000$			$\Sigma = 0,135245178$	$\Sigma = 6,421350164$

$$T_p = 2\pi \left( \frac{0,135245178}{6,421350164} \right)^{1/2} = 0,912 \text{ sn}$$

$$T_p = 0,846 \leq 1,4T_{pa} = 1,4 \times 0,784 = 1,1 \text{ sn}$$

$$T_B \leq T_p \leq T_L \rightarrow S_{aR}(T_p) = \frac{S_{D1} \cdot I}{T \cdot R_a(T)}$$

$$S_{D1} = 0,325$$

$$S_{aR}(T_p) = \frac{0,325}{0,912 \times 5} = 0,0712 \text{ g} = 0,0712 \times 9,81 = 0,699 \text{ m/s}^2$$

$$S_{DS} = 0,911$$

$$V_{tE} = 4218,69 \times 0,699 = 2950 \text{ kN} \geq 0,04 \times 4218,69 \times 1 \times 0,911 \times 9,81 \\ = 1508 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{NE} = 0,0075 \cdot N \cdot V_{tE} = 0,0075 \times 6 \times 2950 = 132,75 \text{ kN}$$

Binaya y doğrultusunda etkiyen 2950 kN'luk taban kesme kuvveti katlara aşağıda gösterildiği gibi dağıtılmıştır.



Tablo 4.10. Deprem kuvvetinin katlara dağıtılması

Kat	$m_i \cdot H_i / \Sigma(m_i \cdot H_i)$	$F_{ie}$ (kN)
6	0,26505348	879,49
5	0,2441348	687,80
4	0,194888711	549,06
3	0,147719267	416,17
2	0,098675173	278,00
1	0,049528568	139,53

Her iki doğrultu için hesaplanan deprem kuvvetleri Sap2000 programında katlara %5 eksantriste ile uygulanacaktır. Sonrasında ise yapıda burulma düzensizliğinin olup olmadığı kontrol edilerek uygulanan eksantriste değerinin artırılmasına gerek olup olmadığı kontrolü yapılacaktır.

#### 4.5. Düzensizliklerin Kontrolü

##### A1-Burulma Düzensizliği Kontrolü

Birbirine dik her bir deprem doğrultusu için, her katta maksimum görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultuda ortalama görelî kat ötelemesine oranını ifade eden burulma düzensizliği kat sayısı  $\eta_{bi}$ 'nin 1,2'den büyük olup olmadığı kontrolü Tablo 4.11. ve Tablo 4.12.'de gösterilmiştir. Buna göre yapıda burulma düzensizliği bulunmamaktadır.

Tablo 4.11. X doğrultusu için burulma düzensizliği kontrolü

Kat	Ortalama görelî kat ötelemesi (m)	Maksimum görelî kat ötelemesi (m)	Maks/Ort ( $\eta_{bi}$ )
6	0,0047	0,0049	1,04
5	0,0054	0,0056	1,03
4	0,0061	0,0064	1,05
3	0,0055	0,0057	1,03
2	0,0049	0,0051	1,04
1	0,0034	0,0036	1,06

Tablo 4.12. Y doğrultusu için burulma düzensizliği kontrolü

Kat	Ortalama görelî kat ötelemesi (m)	Maksimum görelî kat ötelemesi (m)	Maks/Ort ( $\eta_{bi}$ )
6	0,0053	0,0056	1,06
5	0,0059	0,0063	1,06
4	0,0063	0,0067	1,06
3	0,0058	0,0061	1,06
2	0,0053	0,0057	1,07
1	0,0037	0,0040	1,08

A2-Döşeme Süreksizliği Kontrolü: Yapıda asansör ve merdiven boşlukları nedeniyle 40 m<sup>2</sup> döşeme boşluğu bulunmakta olup boşluk alanlarının kat brüt alanına (1120 m<sup>2</sup>) oranının 1/3'ten fazla olmaması, döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olmaması ve deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunmaması nedeniyle A2 tipi düzensizlik bulunmamaktadır.

A3-Planda Çıkıntılar Bulunması: Binada x doğrultusunda 30'ar cm çıkıntı bulunmakta olup bu çıkıntıların aynı doğrultuda toplam plan boyutunun (40 m) %20'sinden daha büyük olmaması nedeniyle A3 tipi düzensizlik bulunmamaktadır.

B2-Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat): Binada her iki deprem doğrultusu için, herhangi bir i'nci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesiyle elde edilen rijitlik düzensizliği katsayısı  $\eta_{ki}$ 'nin 2'den fazla olup olmadığı kontrol edilmiştir. Tablo 4.13. ve Tablo 4.14.'te görüldüğü gibi binada yumuşak kat düzensizliği bulunmamaktadır.

Tablo 4.13. X doğrultusu için yumuşak kat düzensizliği kontrolü

Kat	Ortalama görelî kat ötelemesi (m)	Ortalama görelî kat ötelemesi oranı	$\eta_{ki}$ (bir alt kat için)	$\eta_{ki}$ (bir üst kat için)
6	0,0047	0,0013	0,87	-
5	0,0054	0,0015	0,89	1,15
4	0,0061	0,0017	1,11	1,13
3	0,0055	0,0016	1,12	0,90
2	0,0049	0,0014	1,44	0,89
1	0,0034	0,0010	-	0,69

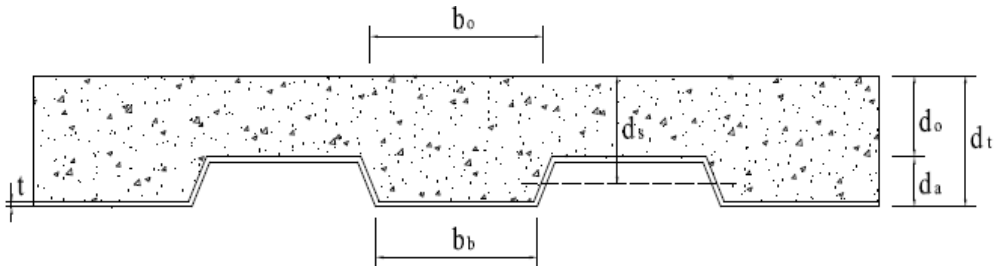
Tablo 4.14. Y doğrultusu için yumuşak kat düzensizliği kontrolü

Kat	Ortalama görelî kat ötelemesi (m)	Ortalama görelî kat ötelemesi oranı	$\eta_{ki}$ (bir alt kat için)	$\eta_{ki}$ (bir üst kat için)
6	0,0053	0,0015	0,90	-
5	0,0059	0,0017	0,94	1,11
4	0,0063	0,0018	1,09	1,07
3	0,0058	0,0017	1,09	0,92
2	0,0053	0,0015	1,43	0,91
1	0,0037	0,0011	-	0,70

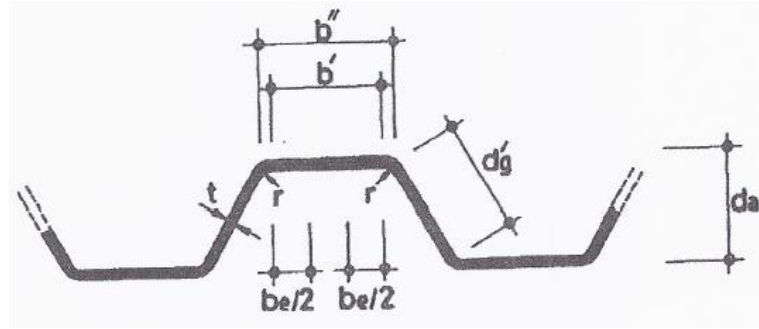
## 4.6. Yapı Elemanlarının Tasarımı

### 4.6.1. Kompozit döşeme tasarımı

Yapıdaki döşemeler, trapez kesitli sac ile betonun birlikte çalıştığı kompozit döşeme olarak tasarlanmıştır. Trapez sac ile betonun beraber çalışabilmesi için başlıklı çelik ankrajlar kullanılmıştır. Kompozit döşemelerin tasarımı Çelik Yapılar Yönetmeliği ve [28] ve Çelik Yapıda Karma Elemanların Plastik Hesabı [39] kullanılarak yapılmıştır. Şekil 4.6.'da kompozit döşeme boyutları ve simgeleri, Şekil 4.7.'de ise katlanmış çelik sac levha enkesitine ait simgeler gösterilmektedir.



Şekil 4.6. Kompozit döşeme boyutları [40]



Şekil 4.7. Katlanmış çelik sac levha en kesiti [39]

#### 4.6.1.1. Karma çalışma önkoşullarının irdelenmesi

Kompozit döşemelerde sağlanması gereken sınır şartlar aşağıdaki gibidir.

$$b_0 \geq 50 \text{ mm}$$

$$d_0 \geq 50 \text{ mm}$$

$$d_t \geq 90 \text{ mm}$$

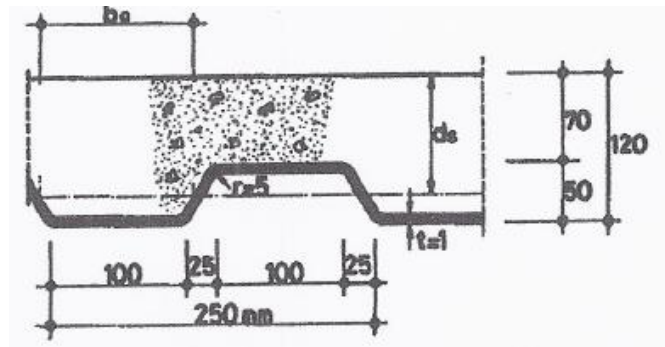
$$d_a \leq 75 \text{ mm}$$

$$t \geq 0,7 \text{ mm}$$

$$t \leq 2 \text{ mm için } r \leq 8 \text{ mm}$$

$$t \geq 2 \text{ mm için } r \leq 4t$$

Verilen sınır değerlere göre seçilen kompozit döşeme en kesiti ve boyutları Şekil 4.8.'de gösterildiği gibidir.



Şekil 4.8. Seçilen kompozit döşeme enkesiti [39]

$$t = 1 \text{ mm}$$

$$d_a = 50 \text{ mm}$$

$$d_0 = 70 \text{ mm}$$

$$d_t = 120 \text{ mm}$$

Çelik sac levha simetrik dalgalı olup ağırlık mekezi 50 mm yüksekliğinin ortasından geçmektedir. Buna göre;

$$b_0 = 100 + 2 \times \frac{25}{2} = 125 \text{ mm}$$

Çelik sac büküm yarıçapı:  $r = 5 \text{ mm}$

Kompozit döşeme, kirişlere basit olarak mesnetlenmekte olup açıklık 2 metredir. Kalıp aşamasında açıklığın üçte bir noktalarında geçici ek mesnetler kullanılacaktır.

Hareketli yük  $p = 350 \text{ kg/m}^2$  seçilmiştir. Kompozit döşeme sistemine ait diğer bilgiler aşağıdaki gibidir.

Ağırlıklı yük katsayısı  $\eta = 1,7$

Trapez sac güvenlik katsayısı  $\alpha_a = 1$

Beton güvenlik katsayısı  $\alpha_b = 0,7$

Beton sınıfı = C25

Beton eşdeğer küp basınç dayanımı:  $\sigma_{br} = 30 \text{ Mpa}$

Beton kayma dayanımı:  $\tau_{br} = 3,0 \text{ Mpa}$

Beton elastisite modülü  $E_c$  Çelik Yapılar Yönetmeliği'nde [28] belirtildiği gibi hesaplanmıştır. Buna göre:

$$E_c = 0,043 w_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad (4.11)$$

$f_{ck}$ : Karakteristik beton dayanımı, Mpa

$w_c$ : Beton birim hacim ağırlığı,  $\text{kg/m}^3$

$$E_c = 0,043 \times 2500^{1,5} \sqrt{25} = 26875 \text{ Mpa}$$

Trapez sac levha akma dayanımı  $\sigma_F = 2,2 \text{ t/cm}^2 = 215 \text{ Mpa}$

#### 4.6.1.2. Yüklerin belirlenmesi

Katlanmış çelik sacın en kesit alanı hesabında öncelikle bir nervür için sac uzunluğu hesaplanıp, sonrasında 100 cm'de bulunan nervür adedine göre enkesit alanı hesaplanacaktır. Buna göre katlanmış çelik sacın enkesit alanı:

$$A_s = 2 \left( 10 + \sqrt{2,5^2 + 5^2} \right) \times \frac{100}{25} \times 0,1 = 12,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sac ağırlığı:

$$g_a = \frac{12,47}{10000} \times 1 \times 7,85 = 0,0098 \cong 0,01 \text{ t/m}^2$$

Beton ağırlığı:

$$g_b = \left(1 \times 0,07 + \frac{1}{0,25} \times \frac{0,10 + 0,15}{2} \times 0,05\right) \times 1 \times 2,5 = 0,238 \text{ t/m}^2$$

Kompozit döşemede iki mesnet arası mesafe  $l = 2,0 \text{ m}$

Geçici mesnetler ilave edilmesi durumunda mesnetler arası mesafe  $l' = 0,66 \text{ m}$  (1/3 açıklıkta geçici mesnetler var)

$l' < 3 \text{ m}$  olduğu için inşaat süreci hareketli yükü  $p_0 = 200 \text{ kg/m}^2$  alınmıştır [39].

Kompozit döşeme ağırlığı:

$$g_s = g_a + g_b = 0,01 + 0,238 = 0,248 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Kaplama + sıva ağırlığı (5 cm)} = 0,05 \times 2,1 = 0,105 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Tesisat ağırlığı} = 0,020 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Asma tavan ağırlığı} = 0,025 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Bölme duvar ağırlığı} = 0,050 \text{ t/m}^2$$

Taşıyıcı elemanlar haricindeki ölü yükler:

$$g' = 0,105 + 0,020 + 0,025 + 0,050 = 0,20 \text{ t/m}^2$$

Toplam ölü yükler:

$$g = 0,248 + 0,20 = 0,448 \text{ t/m}^2$$

Hareketli yükler:

$$p = 0,35 \text{ t/m}^2$$

#### 4.6.1.3. Katlanmış çelik sacın kalıp sürecinde hesabı (1 m genişlik için)

Kalıp sürecinde katlanmış çelik saca etkiyen yükler, sacın kendi ağırlığı, beton ağırlığı ve bu esnada oluşacak hareketli yüklerin toplamıdır.

1 m genişlik için:

$$g = g_s = 0,248 \text{ t/m} = 2,48 \text{ kg/cm}$$

$$p = p_0 = 0,2 \text{ t/m} = 2 \text{ kg/cm}$$

1 m genişlik için katlanmış sacın atalet momenti  $I_a$ :

$$I_a = \frac{100}{25} \times 2 \left( \frac{0,1 \times 5^3}{12} + 0,1 \times 10 \times 2,45^2 \right) = 56,35 \text{ cm}^4$$

Maksimum sehım değeri maxf:

$$\max f = (0,00677 \times 2,48 + 0,00990 \times 2) \times 66,6^4 \times \frac{1}{2 \times 10^6 \times 56,35} = 0,006 \text{ cm}$$

Sınır sehım değeri:

$$f_{\text{im}} = 66,6 / 150 = 0,444 \text{ cm}$$

$$\max f = 0,006 < f_{\text{im}} = 0,444$$

Sürekli kirişteki maksimum moment:

$$\max |M| = (0,080 \times 0,248 + 0,117 \times 0,20) \times 0,66^2 = 0,018 \text{ tm}$$

Sürekli kirişteki maksimum kesme kuvveti:

$$\max |Q| = (0,6 \times 0,248 + 0,617 \times 0,20) \times 0,66 = 0,18 \text{ t}$$

Katlanmış sac oluğunun dıştan dışa mesafesi:

$$b'' = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{b''}{t} = \frac{10}{0,1} = 100 > 45 \sqrt{\frac{2,35}{2,2}} = 46,5 \text{ olduğundan kalın cidarlı hesap yapılamaz.}$$

Katlanmış sac oluğunun içten içe mesafesi:

$$b' = 10 - 2 \times 0,5 = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t} = \frac{9}{0,1} = 90 < 500$$

$$d'_g = \sqrt{2,5^2 + 5^2} - 2 \times 0,5 = 4,59 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_g}{t} = \frac{4,59}{0,1} = 45,9 < 150 \text{ olduğundan ince cidarlı hesap yapılabilir.}$$

$$\sigma = \sigma_{\text{em}} = 0,6\sigma_F = 0,6 \times 2,2 = 1,32 \text{ t/cm}^2 \text{ ön kabulü ile,}$$

$$\frac{b'}{t} = 90 > 1,64 \sqrt{\frac{2100}{1,32}} = 65,4 \text{ olduğundan etkin genişlik } b_e:$$

$$b_e = 1,64 \times 0,1 \sqrt{\frac{2100}{1,32}} = 6,54 \text{ cm alınmalıdır.}$$

$$b'' - b_e = 10 - 6,54 = 3,46 \text{ cm}$$

1m genişlikte 4 adet nervür olduğu göz önüne alınarak olağan ağırlık merkezinden sapma:

$$y' = \frac{-3,46 \times 0,1 \times 4 \times 2,45}{12,47 - 3,46 \times 0,1 \times 4} = -0,306 \text{ cm (- işareti aşağıya kaymayı belirtmektedir)}$$

Katlanmış sacın üst yüzeyinden ağırlık merkezine olan mesafe:

$$y_o = 2,5 + 0,306 = 2,806 \text{ cm}$$

Katlanmış sacın alt yüzeyinden ağırlık merkezine olan mesafe:

$$y_u = 2,5 - 0,306 = 2,194 \text{ cm}$$

Etkin atalet momenti:

$$I_e = 56,35 - 4 \times 3,46 \times 0,1 \times 2,45^2 - (12,47 - 4 \times 3,46 \times 0,1) \times 0,306^2 \\ = 47 \text{ cm}^4$$

Minimum elastik mukavemet momenti:

$$W_e = \frac{47}{2,806} 16,75 \text{ cm}^3$$

Maksimum gerilme:

$$\max \sigma = \frac{1,8}{16,75} = 0,107 \text{ t/cm}^2 < 1,32 = \sigma_{em}$$

Kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{0,18}{2 \times (5 - 2 \times 0,1) \times 0,1 \times 4} = 0,047 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0,107^2 + 3 \times 0,047^2} = 0,134 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} < 0,75 \sigma_F = 1,65 \text{ t/cm}^2$$

Katlanmış sacın dayanımı fazlasıyla yeterlidir. Dolayısıyla etkin genişliğin hesabında kullanılan formülde  $\sigma_{em}$  yerine  $\max \sigma$  kullanılarak hesabın tekrarına gerek bulunmamaktadır.

#### 4.6.1.4. Karma plakta taşıma gücü kontrolleri (1 m genişlik için)

1 m genişlik için karma plağa etkiyen sabit ve hareketli yüklerin toplamı:

$$q = 0,448 + 0,350 = 0,798 \text{ t/m}$$

$$q^* = 1,7 \times 0,798 = 1,36 \text{ t/m}$$



2 m açıklık için, kirişlere basit mesnetlenmiş olan karma plakta oluşacak maksimum moment:

$$\max M = \frac{1,36 \times 2,0^2}{8} = 0,68 \text{ tm}$$

Oluşan maksimum kesme kuvveti:

$$\max Q = \frac{1,36 \times 2,0}{2} = 1,36 \text{ t}$$

Katlanmış sacın çekme kuvveti Denklem 4.12 ile hesaplanacaktır.

$$Z = \alpha_a \sigma_F A_s \quad (4.12)$$

Buna göre;

$$Z = 1,0 \times 2,2 \times 12,47 = 27,434 \text{ t}$$

Beton basınç bloğunun derinliği Denklem 4.13'te verilen şartı sağlamalıdır.

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \sigma_{br} \times 100 \text{ cm}} < \left( \frac{d_0}{d_s/2} \right) \quad (4.13)$$

$\sigma_{br}$ : Beton eşdeğer küp dayanımı

$$y = \frac{27,434}{0,7 \times 0,3 \times 100} = 1,306 \text{ cm}$$

$$y = 1,306 \text{ cm} < \left( \frac{d_0 = 7 \text{ cm}}{d_s/2 = 9,5/2 = 4,75 \text{ cm}} \right)$$

Karma plağın moment dayanımı:

$$M_u = Z \times \left( d_s - \frac{y}{2} \right) \quad (4.14)$$

$$M_u = 27,434 \times \left(9,5 - \frac{1,306}{2}\right) = 242,7 \text{ tcm}$$

Gereken minimum moment dayanımı:

$$\max M = 68 \text{ tcm} < M_u = 242,7 \text{ tcm}$$

Moment yönünden güvenlidir.

1 adet nervür için karma plağın kesme kuvveti dayanımı:

$$Q_{1u} = b_0 d_s \tau_{br} + 2 t d_a 0,52 \sigma_F \quad (4.15)$$

$\tau_{br}$ : Betonun kayma dayanımı = 3,0 kg/cm<sup>2</sup> (C25)

$$Q_{1u} = 12,5 \times 9,53 \times 3,0 + 2 \times 0,1 \times 5 \times 0,52 \times 2200 = 1547,75 \text{ kg/nervür}$$

1 m genişlikte 4 adet nervür bulunmaktadır. Karma plağın kesme kuvveti dayanımı:

$$Q_u = 1,547 \times 4 = 6,188 \text{ t}$$

Gereken minimum kesme kuvveti dayanımı:

$$\max Q = 1,36 \text{ t} < Q_u = 6,188 \text{ t}$$

Kesme kuvveti yönünden güvenlidir.

#### 4.6.1.5. Şehim kontrolü

Çeliğin elastisite modülü:  $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

Betonun elastisite modülü:  $E_c = 26875 \text{ Mpa}$

Çeliğin elastisite modülünün betonun elastisite modülüne oranı n:

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{200000}{26875} = 7,44 \quad (4.16)$$

Beton için eşdeğer enkesit genişliği:

$$b^* = 100/2n \text{ (Binalarda)} \quad (4.17)$$

$$b^* = \frac{100}{2 \times 7,44} = 6,72 \text{ cm}$$

Eşdeğer beton alanı:

$$A_b = 6,72 \times 7 = 47 \text{ cm}^2$$

Katlanmış sacın alanı:

$$A_s = 12,47 \text{ cm}^2$$

Karma plağın üst yüzeyinden ağırlık merkezine uzaklık:

$$y_0 = \frac{47 \times (7/2) + 12,47 \times (7 + 5/2)}{47 + 12,47} = 4,76 \text{ cm}$$

Karma plağın alt yüzeyinden ağırlık merkezine uzaklık:

$$y_u = 7 + 5 - 4,76 = 7,24 \text{ cm}$$

Eşdeğer kesitin atalet momenti:

$$I_x = \frac{6,72 \times 7^3}{12} + 47(4,76 - 3,5)^2 + 56,35 + 12,47(7,24 - 2,5)^2 = 603 \text{ cm}^4$$

Karma plakta oluşacak sehim:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q \times l^4}{E_a \times I_x} \quad (4.18)$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{7,98 \times 200^4}{2 \times 10^6 \times 603} = 0,14 \text{ cm} < \frac{200}{300} = 0,67 \text{ cm}$$

Karma plak sehim şartını sağlamaktadır.

#### 4.6.1.6. Döşeme donatısı hesabı

Kompozit döşemede rötre ve sıcaklık değişimlerinden dolayı oluşacak etkilere karşı dayanımı arttırmak ve döşemenin rijit diyafram davranışına katkı sağlamak için her iki yönde en az %0,2 oranında donatı konulacaktır.

Gereken donatı alanı:

$$A_s = 0,002 \times 12 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Seçilen: Q257/257 ( $A_s = 2,57 \text{ cm}^2$ )

#### 4.6.2. Kompozit kirişlerin tasarımı

Kompozit kirişlerin tasarımı düşey yüklere göre yapılacaktır. Tasarımda, gerekli görüldüğü durumlarda AISC 360-16 [30] yönetmeliğinden yararlanılacaktır. Binadaki kompozit kirişler her katta tip kirişler olarak tasarlanmış olup hesaplarda sadece en elverişsiz iç kuvvetlere sahip elemanların tasarımı gösterilmiştir.

##### 4.6.2.1. Tipik döşeme kirişlerinin tasarımı (IPE220)

Yapım aşamasında geçici destekler kullanılacağından karma kesit öncesi için hesap yapılmayacaktır. Başlıklı çelik ankrajın malzeme özellikleri ve kirişin geometrik ve enkesit özellikleri (Tablo 4.15.) aşağıda gösterilmiştir.

Başlıklı çelik ankrajlar karakteristik çekme dayanımı  $F_u = 450 \text{ Mpa}$

Kiriş açıklığı = 7 m

Tablo 4.15. IPE220 kesit özellikleri

$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{el,y}(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{mm})$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$i_z(\text{mm})$
2772	252	91,1	204,9	285	24,8
$A(\text{cm}^2)$	$d(\text{mm})$	$b_f(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$
33,37	220	110	5,9	9,2	12

Kompozit kirişlerde minimum koşulların kontrolü:

Beton kalitesi C20'den az olmamalıdır, seçilen C25 (uygun)

Başlıklı çelik ankrajların çapı en fazla 20 mm olmalı, seçilen 19 mm (uygun)

Profildeki başlık kalınlığı ( $t_f$ ), çelik ankraj çapının 0,40 katından az olmamalı, buna göre seçilecek profil kalınlığı:

$$t_f \geq 0,40 \times 19 = 7,6 \text{ mm}$$

Seçilen profildeki başlık kalınlığı:  $t_f = 9,2$  mm (uygun)

Kayma etkisindeki yerine takılmış ankrajların boyu, çapının en az 5 katı olmalı, nervürün üst ucunu en az 38 mm geçmeli ve beton döşeme üst kotu ile arasında en az 12 mm bulunmalıdır. Buna göre ankraj boyu:

$$h_{sa} \geq \left( \frac{5d_{sa}}{d_a + 38} \right) \quad (4.19)$$

$d_{sa}$ : Başlıklı çelik ankraj çapı

$d_a$ : Nervür yüksekliği

$$h_{sa} \geq \left( \frac{5 \times 19 = 95}{50 + 38 = 88} \right)$$

$$h_{sa} \leq d_a + d_0 - 12$$

$$h_{sa} \leq 50 + 70 - 12 = 108 \text{ mm}$$

$h_{sa} = 100$  mm seçilmiştir.

Yüklerin belirlenmesi: Kompozit döşeme ve kaplama + sıva ağırlıkları bir önceki bölümde hesaplanmıştı. Kirişe gelen sabit ve hareketli yükler Tablo 4.16.'da gösterilmiştir.

Tablo 4.16. Kirişe etkiyen sabit ve hareketli yükler

Sabit Yükler		
Profilin kendi ağırlığı	$A \times 78,5 = 33,37 \times 10^{-4} \times 78,5 =$	0,262 kN/m
Döşeme ağırlığı	$2,48 \text{ kN/m}^2 \times 2 =$	4,96 kN/m
Kaplama + sıva ağırlığı + tesisat vd.	$2 \text{ kN/m}^2 \times 2 =$	4 kN/m
Kirişin kendi ağırlığı		0,262 kN/m
	Toplam sabit yük: $g =$	9,48 kN/m
Hareketli Yükler		
Hareketli yük	$3,5 \text{ kN/m}^2 \times 2 =$	7 kN/m
	Toplam hareketli yük: $q =$	7 kN/m

Tablo 4.16.'da elde edilen yüklere göre kirişe etkiyen kesme kuvvetler:

$$V_g = 9,48 \times 7/2 = 33,2 \text{ kN}$$

$$V_q = 7 \times 7/2 = 24,5 \text{ kN}$$

En elverişsiz yük birleşimi için elde edilen kesme kuvveti:

$$V_d = 1,2 \times 33,2 + 1,6 \times 24,5 = 79 \text{ kN}$$

En elverişsiz yük birleşimi için kirişe etkiyen hesap momenti:

$$M_d = 1,2 \times \frac{9,48 \times 7^2}{8} + 1,6 \times \frac{7 \times 7^2}{8} = 138,3 \text{ kNm}$$

Enkesit kontrolleri:

Başlık kontrolü:

$$\frac{b}{t_f} < 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.20)$$

$$b = b_f/2 \quad (4.21)$$

$$\frac{55}{10,7} = 5,14 < 0,38 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 11,08$$

Gövde kontrolü:

$$\frac{h}{t_w} < 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.22)$$

h: Hadde profilleri için köşe bölgelerdeki yarıçap veya eğrisel bölgeler çıkarılarak elde edilen başlıklar arasındaki net gövde yüksekliği.

$$\frac{220 - 2 \times (9,2 + 12)}{5,9} = 30,1 < 3,76 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 109,7$$

Kesit kompakttır.

Kompozit kesitin etkin beton genişliği: Kompozit döşemenin etkin genişliğinde aşağıdaki değerlerden küçüğü kullanılacaktır.

1. Kompozit kirişlerin açıklığının 1/8 değeri (açıklığın her iki yanı da kompozit kiriş ise 2 katı), buna göre;

$$b = 2 \times \frac{700}{8} = 175 \text{ cm}$$

2. Kompozit kiriş ile ona paralel kirişler arasındaki mesafenin yarısı (her iki yan için de hesaplanıp sonuçlar toplanacaktır), buna göre;

$$b = 2 \times \frac{200}{2} = 200 \text{ cm}$$

Seçilen:  $b = 175 \text{ cm}$

Beton basınç kuvveti: Beton basınç kuvveti olarak aşağıda hesaplanan değerlerden küçük olanı seçilir.

$$C = 0,85f_{ck}A_c \quad (4.23)$$

$f_{ck}$ : Beton karakteristik basınç dayanımı = 25 Mpa (C25)

$A_c$ : Beton en kesit alanı

1 m genişlik için beton enkesit alanının hesaplanmasında kompozit döşemedeki nervürlü ve nervürsüz beton alanı ayrı ayrı hesaplanarak toplanır.

$$A_c = 100 \times 7 + 4 \times \frac{10 + 15}{2} \times 5 = 950 \text{ cm}^2$$

$$C = 0,85 \times 25 \times 95000 = 2018750 \text{ N} = 2019 \text{ kN}$$

$$C = F_y A_s \quad (4.24)$$

$F_y$ : Çelik akma dayanımı = 235 Mpa (S235)

$A_s$ : Profil enkesit alanı = 3337 mm<sup>2</sup> (IPE220)

$$C = 235 \times 3337 = 784195 \text{ N} = 784 \text{ kN}$$

$$C = \Sigma Q_n \quad (4.25)$$

$\Sigma Q_n$ : Pozitif eğilme momentinin maksimum ve sıfır olduğu noktalar arasında konumlanan ankraj elemanlarının toplam kayma dayanımı Denklem 4.25'te belirtilen C değeri henüz ankraj elemanlarının tasarımı yapılmadığından bilinmemektedir. Bu durumda  $C = 784$  kN seçilebilir, ancak kirişin kısmi etkileşimli kompozit olarak tasarlanması durumunda da gerekli dayanıma sahip olabileceği göz önünde bulundurularak, öncelikle %85 etkileşimli olarak hesap yapılacaktır. İşlemler sonucunda kirişin taşıma gücü gereken dayanım değerinden küçük olursa kompozit etkileşim artırılarak işlem tekrar edilecektir. Bu durumda seçilen beton basınç kuvveti:

$$C = 0,85 \times 784 = 666 \text{ kN}$$

Beton bloğunun yüksekliği:

$$a = \frac{C}{0,85 f_{ck} b} \quad (4.26)$$

$$a = \frac{666000}{0,85 \times 25 \times 1750} = 17,91 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksenin yerinin belirlenmesi: Plastik tarafsız eksenin üst başlığa olan mesafesinin (x) bulunması için öncelikle tarafsız eksenin başlık içinde kaldığı kabulü yapılarak Denklem 4.27 kullanılacaktır. Yapılan kabulün yanlış çıkması durumunda ise Denklem 4.28 kullanılarak tarafsız eksenin yeri belirlenecektir.

Tarafsız eksenin başlık içinde yer aldığı kabulü için x mesafesi:

$$x = \frac{A_s F_y - C}{2b_f F_y} \quad (4.27)$$

Gövde içinde yer aldığı kabulü için x mesafesi:



$$x = \frac{A_s F_y - 2b_f t_f F_y + 2t_f t_w F_y - C}{2t_w F_y} \quad (4.28)$$

$$x = \frac{235 \times 3337 - 666000}{2 \times 110 \times 235} = 2,29 \text{ mm} < t_f = 9,2 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksen başlık içinde yer almaktadır.

Kompozit kirişin karakteristik dayanım momenti:

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (4.29)$$

$d_1$ : Beton basınç kuvvetinin profil üst başlığına uzaklığı

$d_2$ : Profil basınç kuvveti ağırlık merkezinin profil üst başlığına uzaklığı

$d_3$ : Profil ağırlık merkezinin profil üst başlığına uzaklığı

$$d_1 = 120 - \frac{17,91}{2} = 111,04 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{2,29}{2} = 1,145 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{220}{2} = 110 \text{ mm}$$

$$M_n = [666000(111,04 + 1,145) + 784000(110 - 1,145)] \times 10^{-6} = 160 \text{ kNm}$$

Tasarım taşıma gücü:

$$M_r = \phi M_n \quad (4.30)$$

$\phi$ : Güvenlik katsayısı = 0,90

$$M_r = 0,9 \times 160 = 144 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_d}{M_r} = \frac{138,3}{144} = 0,96 < 1$$

Kiriş taşıma gücü açısından yeterlidir.

Kesme güvenliği kontrolü: Kesitte kesme kuvvetini sadece çelik profilin karşıladığı kabul edilmiştir.

$$V_d = 79 \text{ kN}$$

Çelik profilin karakteristik kesme kuvveti dayanımı:

$$V_n = 0,6F_y A_w C_{v1} \quad (4.31)$$

$A_w$ : Gövde alanı (=  $d \times t_w$ )

I enkesitli hadde profillerinin gövdelerinde Denklem 4.32'de belirtilen durumun sağlanması durumunda, güvenlik katsayısı  $\phi_v = 1$  ve  $C_{v1} = 1$  olarak alınır.

$$\frac{h}{t_w} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.32)$$

$$\frac{h}{t_w} = 30,1 < 2,24 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 65,34$$

$$V_n = 0,6 \times 235 \times 220 \times 5,9 \times 1 = 183018 \text{ N} = 183 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 183 \text{ kN} (\phi = 1)$$

$$\frac{V_d}{\phi V_n} = \frac{79}{183} = 0,44 < 1$$

Kiriş kesme yönünden güvenlidir.

Sehim kontrolü: Sehimin hesaplanması için öncelikle kompozit kirişin eşdeğer atalet momenti elde edilmelidir. Bunun için ilk olarak elastik ağırlık merkezinin yeri belirlenir. Döşeme nervürleri kirişe dik olduğu için elastik ağırlık merkezi hesabında göz önüne alınmamış, hesaplarda sadece nervür üstündeki beton dikkate alınmıştır.

$$\text{Betonun etkin genişliği} = 175 \text{ cm} = 1750 \text{ mm}$$

$$\text{Nervür üstü beton kalınlığı} = 70 \text{ mm}$$

$$\text{IPE220 enkesit alanı} = 3337 \text{ mm}^2$$

IPE220 atalet momenti ( $I_y$ ) =  $2772 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Atalet momentinin elde edilmesinde, çatlamamış beton göz önüne alınarak  $n = E_s / E_c$  oranı ile dönüştürülmüş eşdeğer çelik kesiti kullanılmıştır.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{26875} = 7,44$$

Profil tabanına göre statik moment:

$$= 1750 \times 70 \times \frac{\frac{70}{2} + 50 + 220}{7,44} + 3337 \times \frac{220}{2} = 5388911 \text{ mm}^3$$

$$\text{Alan} = 1750 \times \frac{70}{7,44} + 3337 = 19802 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ağırlık merkezinin tabana uzaklığı} = \frac{5388911}{19802} = 272,14 \text{ mm}$$

Eşdeğer çelik kesitin ağırlık merkezine göre atalet momenti:

Basınç bölgesine ait atalet momenti,  $I_{tr1}$ :

$$I_{tr1} = \frac{\left[ 1750 \times \frac{70^3}{12} + 1750 \times 70 \times (340 - 35 - 272,14)^2 \right]}{7,44} = 24,5 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Çekme bölgesine ait atalet momenti,  $I_{tr2}$ :

$$I_{tr2} = 2772 \times 10^4 + 3337 \times \left( 272,14 - \frac{220}{2} \right)^2 = 115,447 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Tüm eşdeğer çelik kesitin atalet momenti,  $I_{tr}$ :

$$I_{tr} = I_{tr1} + I_{tr2} = 24,5 \times 10^6 + 115,447 \times 10^6 = 139,95 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Kısmi etkileşimli kirişler için kompozit enkesit atalet momenti,  $I$ :

$$I = 0,75 \left[ I_s + \sqrt{\frac{\Sigma Q_n}{\min(A_s F_y, 0,85 f_{ck} A_c)}} (I_{tr} - I_s) \right] \quad (4.33)$$

$I_s$ : Yapısal çelik eleman enkesitinin atalet momenti

$$I = 0,75 \left[ 2772 \times 10^4 + \sqrt{\frac{666}{784}} (136,95 \times 10^6 - 2772 \times 10^4) \right] = 96,3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$Q = 7 \text{ kN/m}$  hareketli yük için sehim:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{7 \times 7000^4}{200000 \times 96,3 \times 10^6} = 11,36 \text{ mm} < \frac{7000}{360} = 19,44 \text{ mm}$$

$G + 0,5Q = 9,32 + \frac{7}{2} = 12,82 \text{ kN/m}$  yük için sehim:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{12,82 \times 7000^4}{200000 \times 96,3 \times 10^6} = 20,8 \text{ mm} < \frac{7000}{300} = 23,33 \text{ mm}$$

Kiriş sehim açısından güvenlidir.

Başlıklı çelik ankraj hesabı: Bir adet başlıklı çelik ankraj için kesme dayanımı:

$$Q_n = 0,5 A_{sa} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (4.34)$$

$A_{sa}$ : Başlıklı çelik ankrajın enkesit alanı

$E_c$ : Beton elastisite modülü (=26875 Mpa)

$f_{ck}$ : Beton karakteristik basınç dayanımı (= 25 Mpa)

$F_u$ : Başlıklı çelik ankraj malzemesinin karakteristik çekme dayanımı (= 450 Mpa)

$R_g$ : Bir katsayı

$R_p$  = Bir katsayı

Çelik döşeme sacı kiriş boyuna eksenine dik ve bir nervürde bir adet başlıklı çelik ankraj yapılacağından  $R_g = 1$  ve  $R_p = 0,60$  seçilmiştir.

$$A_{sa} = \pi \times \frac{19^2}{4} = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$Q_n = \min \left( \begin{array}{l} 0,5 \times 283,5 \sqrt{25 \times 26875} \times 10^{-3} = 116,2 \text{ kN} \\ 1 \times 0,60 \times 283,5 \times 450 \times 10^{-3} = 76,5 \text{ kN} \end{array} \right)$$

$Q_n = 76,5 \text{ kN}$  seçilir.

Kirişin yarı açıklığı için gerekli başlıklı çelik ankraj sayısı:

$$n = \frac{C}{Q_n} = \frac{666}{76,5} = 8,7 \rightarrow 9$$

7000 mm açıklık için gereken başlıklı çelik ankraj sayısı = 18

Seçilen ankraj aralığı:

$$s = \frac{7000}{18} = 388,9 \text{ mm} \rightarrow 380 \text{ mm}$$

Buna göre kullanılacak çelik ankraj sayısı:

$$\frac{7000}{380} = 18,4 \rightarrow 19 \text{ adet seçilmiştir.}$$

Beton altı sacının kiriş boyuna eksenine dik olarak yerleştirildiği durumlarda, kiriş boyuna eksenini doğrultusunda ankrajların merkezleri arasındaki minimum uzaklık, çapının 6 katı olmalıdır. Buna göre;

$$s \geq 6d_{sa} \rightarrow s = 380 \text{ mm} > 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

Ayrıca çelik ankrajların merkezleri arasındaki maksimum uzaklık toplam döşeme kalınlığının 8 katını ve 900 mm'yi aşamaz. Buna göre;

$$s \leq \left( \begin{array}{c} 120 \times 8 = 960 \text{ mm} \\ 900 \text{ mm} \end{array} \right) \rightarrow s = 380 \text{ mm} \leq 900 \text{ mm}$$

Titreşim Hesabı: Kompozit elemanların titreşim hesabı American Steel Design Guide 11 [41] dökümanı dikkate alınarak yapılmıştır. Tablo 4.17. ve Tablo 4.18.'de kompozit kirişin titreşim frekansı ve talep/kapasite oranı gösterilmektedir.

Tablo 4.17. Kompozit kirişin titreşim frekansının hesaplanması

Eleman	L	b <sub>eff</sub>	Yükler	I <sub>eff</sub>	D	B	W	Δ	f <sub>n</sub>
	(m)	(m)		(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>4</sup> /m)	(m)	(kN)	(mm)	(Hz)
Döşeme	28	2	2,603+2+0,527kN/m <sup>2</sup>	3497,7	3497,7/2	40			
Kiriş	7	2	10,259kN/m	15033,3	15033,3/2	2*4,86	1,5*349,12	10,6	5,469
Kirişin oturduğu ana kiriş (IPE450)	8	3,2	2*71,81 + 71,81kN	112080,1	112080,1/7	1,8*6,62	1*502,94	8,3→6,8	6,205
Panel							515,6043	18,9	4,103

Tablo 4.18. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı

	Hesaplanan	İzin verilen	Oran
Yürümekten kaynaklanan ivme a <sub>p</sub> /g (β = 0,03 P <sub>o</sub> = 289)	0,004446	0,005	0,889

Tablo 4.17. ve 4.18.'de D döşeme eşdeğer atalet momentini (birim genişlik için), W etkin panel ağırlığını, L uzunluğu, B genişliği, Δ sehimi, f<sub>n</sub> titreşim frekansını ve β sönüm oranını ifade etmektedir.

#### 4.6.2.2. Merdiven Boşluğundaki Kirişlerin Tasarımı (IPE300)

Kompozit kirişin açıklığı 7 m olup kesit özellikleri Tablo 4.19.'da gösterildiği gibidir.

Tablo 4.19. IPE300 kesit özellikleri

I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (mm)
8356	557,1	124,6	603,8	628	33,5
A(cm <sup>2</sup> )	d(mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)
53,81	300	150	7,1	10,7	15

Minimum koşulların kontrolü: Kompozit kirişlerde minimum koşulların kontrolü önceki bölümlerde yapılmıştır. Bu bölümde sadece IPE300 profilin başlık kalınlığının

yeterli olup olmadığının kontrolü yapılacaktır. Profildeki başlık kalınlığı ( $t_f$ ), çelik ankraj çapının 0,40 katından az olmamalıdır, buna göre seçilecek profil kalınlığı:

$$t_f \geq 0,40 \times 19 = 7,6 \text{ mm}$$

Seçilen profildeki başlık kalınlığı:  $t_f = 10,7 \text{ mm}$  (uygun)

Yüklerin belirlenmesi: Kirişe etkiyen yükler Sap2000 programından elde edilmiş olup en elverişsiz yük birleşimi (1,2G + 1,6Q) için gereken minimum dayanımlar aşağıda gösterilmiştir.

$$M_d = 94,4 \text{ kNm}$$

$$V_d = 69,8 \text{ kN}$$

Enkesit kontrolleri:

Başlık kontrolü:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{75}{10,7} < 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 11,08$$

Gövde kontrolü:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300 - 2 \times (7,1 + 15)}{9,4} = 27,2 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 109,7$$

Kesit kompakttır.

Kompozit kesitin etkin beton genişliği:

$$b = \frac{700}{8} = 87,5 \text{ cm}$$

Kompozit kiriş ile ona paralel kirişler arasındaki mesafenin yarısı:

$$b = \frac{200}{2} = 100 \text{ cm}$$

Seçilen:  $b = 87,5 \text{ cm}$

Beton basınç kuvveti: Beton basınç kuvveti olarak aşağıda hesaplanan değerlerden küçük olanı seçilir.

$$C = 0,85f_{ck}A_c = 0,85 \times 25 \times 70000/1000 = 1487,5 \text{ kN}$$

$$A_c = 100 \times 7 = 700 \text{ cm}^2$$

$$C = F_y A_s = 235 \times 5381/1000 = 1264,5 \text{ kN}$$

$$C = \Sigma Q_n = ? \text{ (henüz elde edilmedi.)}$$

Kompozit kiriş %50 etkileşimli olarak tasarlanacaktır. Bu durumda beton basınç kuvveti:

$$C = 0,50 \times 1264,5 = 632 \text{ kN seçilmiştir.}$$

Beton bloğunun yüksekliği:

$$a = \frac{C}{0,85f_{ck}b} = \frac{632000}{0,85 \times 25 \times 875} = 34 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksenin yerinin belirlenmesi: Tarafsız eksenin başlık içinde yer aldığı kabulü için x mesafesi:

$$x = \frac{235 \times 5381 - 632000}{2 \times 300 \times 235} = 4,49 \text{ mm} < t_f = 10,7 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksen başlık içinde yer almaktadır.



Kompozit kirişin karakteristik dayanım momenti:

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (4.35)$$

$d_1$ : Beton basınç kuvvetinin profil üst başlığına uzaklığı

$d_2$ : Profil basınç kuvveti ağırlık merkezinin profil üst başlığına uzaklığı

$d_3$ : Profil ağırlık merkezinin profil üst başlığına uzaklığı

$$d_1 = 120 - \frac{37}{2} = 103 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{4,49}{2} = 2,245 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$M_n = [632000(103 + 2,245) + 1264500(300 - 2,245)] \times 10^{-6} = 443 \text{ kNm}$$

Tasarım taşıma gücü:

$$M_r = \phi M_n = 0,9 \times 443 = 398 \text{ kNm}$$

$$\phi = \text{Güvenlik katsayısı} = 0,90$$

$$\frac{M_d}{M_r} = \frac{94,4}{443} = 0,21 < 1$$

Kiriş taşıma gücü açısından yeterlidir.

Kesme güvenliği kontrolü: Kesitte kesme kuvvetini sadece çelik profilin karşıladığı kabul edilmiştir.

$$V_d = 69,8 \text{ kN}$$

Çelik profilin karakteristik kesme kuvveti dayanımı:

$$\frac{h}{t_w} = 27,2 < 2,24 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 65,34$$

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0,6 \times 235 \times 300 \times 7,1 \times 1/1000 = 300 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 300 \text{ kN} (\phi = 1)$$

$$\frac{V_d}{\phi V_n} = \frac{69,8}{300} = 0,23 < 1$$

Kiriş kesme yönünden güvenlidir.

Sehim kontrolü:

$$\text{Etkili beton genişliği } b = 87,5 \text{ cm} = 875 \text{ mm}$$

$$\text{IPE300 enkesit alanı} = 5381 \text{ mm}^2$$

$$\text{IPE450 atalet momenti } (I_y) = 8356 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{26875} = 7,44$$

Profil tabanına göre statik moment:

$$= 875 \times 70 \times \frac{\frac{70}{2} + 50 + 300}{7,44} + 5381 \times \frac{300}{2} = 3,976 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Alan} = 875 \times \frac{70}{7,44} + 5381 = 13613 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ağırlık merkezinin tabana uzaklığı} = \frac{3,976 \times 10^6}{13613} = 292,07 \text{ mm}$$

Eşdeğer çelik kesitin ağırlık merkezine göre atalet momenti:

Basınç bölgesine ait atalet momenti,  $I_{tr1}$ :

$$I_{tr1} = \frac{\left[ 875 \times \frac{70^3}{12} + 875 \times 70 \times (420 - 35 - 292,07)^2 \right]}{7,44} = 74,457 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Çekme bölgesine ait atalet momenti,  $I_{tr2}$ :

$$I_{tr2} = 8356 \times 10^4 + 5381 \times \left(292,07 - \frac{300}{2}\right)^2 = 192,169 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Tüm eşdeğer çelik kesitin atalet momenti,  $I_{tr}$ :

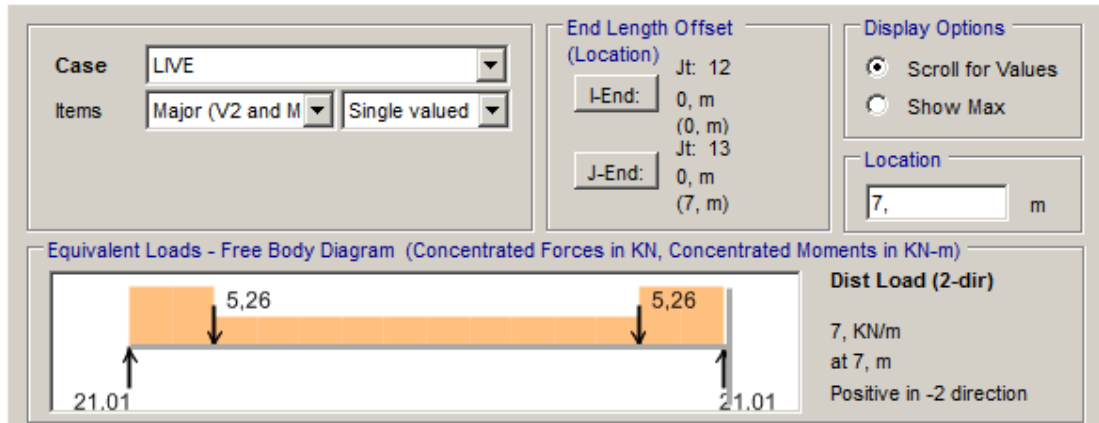
$$I_{tr} = 74,457 \times 10^6 + 192,169 \times 10^6 = 266,626 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Kısmi etkileşimli kirişler için kompozit enkesit atalet momenti,  $I$ :

$$I = 0,75 \left[ 8356 \times 10^4 + \sqrt{\frac{632}{1264,5}} (266,626 \times 10^6 - 8356 \times 10^4) \right]$$

$$= 159,736 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Kirişe etkileyen hareketli yüklerin serbest cisim diyagramı Şekil 4.9'da gösterildiği gibidir.



Şekil 4.9. Kirişe etkileyen hareketli yüklerin serbest cisim diyagramı

Sehim hesabının sadeleştirilebilmesi açısından ve güvenli bölgede kalacak şekilde kirişe etkileyen tekil yükler eşdeğer yayılı yüke dönüştürülmüştür.

$$\text{Eşdeğer yayılı yük} = 5,26 \times \frac{2}{7} = 1,5 \text{ kN/m}$$

Toplam yayılı yük = 1,5 + 7 = 8,5 kN/m

Bu yüklere göre sehim:

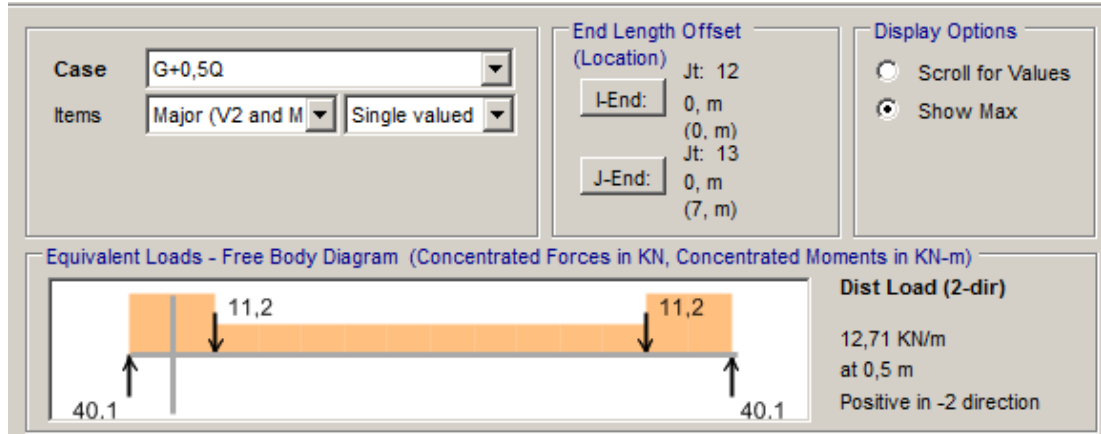
$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{8,5 \times 7000^4}{200000 \times 159,736 \times 10^6} = 8,32 \text{ mm} < \frac{7000}{360} = 19,44 \text{ mm}$$

G + 0,5Q yük birleşimi için kirişe 12,71 kN/m yayılı yük ve 1/7 ve 6/7 noktalarında 2 adet 11,2 kN tekil yük etkimektedir. Buna göre:

$$\text{Eşdeğer yayılı yük} = 11,2 \times \frac{2}{7} = 3,2 \text{ kN/m}$$

Toplam yayılı yük = 12,71 + 3,2 = 15,91 kN/m

G+0,5Q yük birleşiminden dolayı kirişe etkileyen yükler Şekil 4.10.'da gösterildiği gibidir.



Şekil 4.10. G+0,5Q yük birleşiminden dolayı kirişe etkileyen yükler

Buna göre sehim:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{15,91 \times 7000^4}{200000 \times 159,736 \times 10^6} = 15,57 \text{ mm} < \frac{7000}{300} = 23,33 \text{ mm}$$

Kiriş sehim açısından güvenlidir.

Başlıklı çelik ankraj hesabı: Çelik döşeme sacı kiriş boyuna eksenine dik ve bir nervürde bir adet başlıklı çelik ankraj yapılacağından  $R_g = 1$  ve  $R_p = 0,60$  seçilmiştir.

$$A_{sa} = \pi \times \frac{19^2}{4} = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$Q_n = \min \left( \begin{array}{l} 0,5 \times 283,5 \sqrt{25 \times 26875} \times 10^{-3} = 116,2 \text{ kN} \\ 1 \times 0,6 \times 283,5 \times 450 \times 10^{-3} = 76,5 \text{ kN} \end{array} \right)$$

$Q_n = 76,5 \text{ kN}$  seçilir.

Kirişin yarı açıklığı için gerekli başlıklı çelik ankraj sayısı:

$$n = \frac{C}{Q_n} = \frac{632}{76,5} = 8,26 \rightarrow 9$$

7000 mm açıklık için gereken başlıklı çelik ankraj sayısı = 18

Seçilen ankraj aralığı:

$$s = \frac{7000}{18} = 388,8 \text{ mm} \rightarrow 380 \text{ mm} \text{ seçilir.}$$

Buna göre yeni hesaplanacak ankraj sayısı:

$$\frac{7000}{380} = 18,42 \text{ adet} \rightarrow 19$$

Kiriş boyuna ekseni doğrultusunda ankrajların merkezleri arasındaki minimum uzaklık, çapının 4 katı olmalıdır. Buna göre;

$$s = 380 \text{ mm} \geq 4d_{sa} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

Ayrıca çelik ankrajların merkezleri arasındaki maksimum uzaklık toplam döşeme kalınlığının 8 katını ve 900 mm'yi aşamaz. Buna göre;

$$s \leq \begin{pmatrix} 120 \times 8 = 960 \text{ mm} \\ 900 \text{ mm} \end{pmatrix}$$

$$s = 380 \text{ mm} \leq 900 \text{ mm}$$

Titreşim Hesabı: Tablo 4.20. ve Tablo 4.21.'de kompozit kirişin titreşim frekansı ve talep/kapasite oranı gösterilmektedir. Yapılan kontrollere göre kirişin titreşim şartını sağladığı görülmektedir.

Tablo 4.20. Kompozit kirişin titreşim frekansının hesaplanması

Eleman	L (m)	b <sub>eff</sub> (m)	Yükler	I <sub>eff</sub> (cm <sup>4</sup> )	D (cm <sup>4</sup> /m)	B (m)	W (kN)	Δ (mm)	f <sub>n</sub> (Hz)
Döşeme	28	1	3,024+0,192+0,527kN/m <sup>2</sup>	1748,8	1748,8/1	40			
Kiriş	7	1	4,827kN/m	29743,8	29743,8/1	1*3,447	1*90,2966	2,7	10,818
Panel							90,2966	2,7	10,818

Tablo 4.21. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı

	Hesaplanan	İzin verilen	Oran
Yürümekten kaynaklanan ivme a <sub>p</sub> /g (β = 0,03 P <sub>o</sub> = 289)	0,002421	0,005	0,484

#### 4.6.2.3. Ana kirişlerinin tasarımı (IPE450)

Kompozit kirişin açıklığı 8 m olup kesit özellikleri Tablo 4.22.'de gösterildiği gibidir.

Tablo 4.22. IPE450 kesit özellikleri

I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (mm)
33740	1500	184,8	1676	1702	41,2
A(cm <sup>2</sup> )	d(mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r(mm)
98,82	450	190	9,4	14,6	21

Minimum koşulların kontrolü: Kompozit kirişlerde minimum koşulların kontrolü önceki bölümlerde yapılmıştır. Bu bölümde sadece IPE450 profilin başlık kalınlığının yeterli olup olmadığının kontrolü yapılacaktır.

Profildeki başlık kalınlığı (t<sub>f</sub>), çelik ankraj çapının 0,40 katından az olmamalı, buna göre seçilecek profil kalınlığı:

$$t_f \geq 0,40 \times 19 = 7,6 \text{ mm}$$

Seçilen profildeki başlık kalınlığı: t<sub>f</sub> = 14,6 mm (uygun)

Yüklerin belirlenmesi: Kirişe etkiyen yükler Sap2000 programından elde edilmiş olup en elverişsiz yük birleşimi (1,2G + 1,6Q) için gereken minimum dayanımlar aşağıda gösterilmiştir.

$$M_d = 630,2 \text{ kNm}$$

$$V_d = 237,2 \text{ kN}$$

Enkesit kontrolleri:

Başlık kontrolü:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{95}{10,7} = 8,88 < 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 11,08$$

Gövde kontrolü:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{450 - 2 \times (14,6 + 21)}{9,4} < 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 109,7$$

Kesit kompakttır.

Kompozit kesitin etkin beton genişliği:

$$b = 2 \times \frac{800}{8} = 200 \text{ cm}$$

Kompozit kiriş ile ona paralel kirişler arasındaki mesafenin yarısı (her iki yan için de hesaplanıp sonuçlar toplanacaktır), buna göre:

$$b = 2 \times \frac{700}{2} = 700 \text{ cm}$$

Seçilen:  $b = 200 \text{ cm}$

Beton basınç kuvveti: Beton basınç kuvveti olarak aşağıda hesaplanan değerlerden küçük olanı seçilir.

$$A_c = 100 \times 12 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$C = 0,85 \times 25 \times 120000 = 2550000 \text{ N} = 2550 \text{ kN}$$

$$C = 235 \times 9882/1000 = 2322 \text{ kN}$$

Kompozit kiriş %85 etkileşimli olarak tasarlanacaktır. Bu durumda beton basınç kuvveti:

$$C = 0,85 \times 2322 = 1974 \text{ kN seçilmiştir.}$$

Beton bloğunun yüksekliği:

$$a = \frac{1974000}{0,85 \times 25 \times 2000} = 46,45 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksenin yerinin belirlenmesi:

Tarafsız eksenin başlık içinde yer aldığı kabulü için x mesafesi:

$$x = \frac{235 \times 9882 - 1974000}{2 \times 450 \times 235} = 1,65 \text{ mm} < t_f = 14,6 \text{ mm}$$

Plastik tarafsız eksen başlık içinde yer almaktadır.

Kompozit kirişin karakteristik dayanım momenti:

$$d_1 = 120 - \frac{46,45}{2} = 96,77 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{1,65}{2} = 0,825 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{450}{2} = 225 \text{ mm}$$

$$M_n = [1974000(96,77 + 0,825) + 2322000(225 - 0,825)] \times 10^{-6} = 713 \text{ kNm}$$



Tasarım taşıma gücü:

$\phi$ : Güvenlik katsayısı = 0,90

$$M_r = 0,9 \times 713 = 641,7 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_d}{M_r} = \frac{630,2}{641,7} = 0,98 < 1$$

Kiriş taşıma gücü açısından yeterlidir.

Kesme güvenliği kontrolü: Kesitte kesme kuvvetini sadece çelik profilin karşıladığı kabul edilmiştir.

$$V_d = 237,2 \text{ kN}$$

Çelik profilin karakteristik kesme kuvveti dayanımı:

$$\frac{h}{t_w} = 40,3 < 2,24 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 65,34$$

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0,6 \times 235 \times 450 \times 9,4 \times 1/1000 = 596,4 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 596,4 \text{ kN} (\phi = 1)$$

$$\frac{V_d}{\phi V_n} = \frac{237,2}{596,4} = 0,4 < 1$$

Kiriş kesme yönünden güvenlidir.

Sehim kontrolü: Sehim hesaplarında etkili genişlik, betonun düz ve nervürlü kısımları için ayrı ayrı göz önüne alınmalıdır. Düz kısımda genişlik b değerinde iken, nervürlü kısım için nervürlerin dolu bölgeye oranına bağlı olarak hesaplanacak genişlik alınmalıdır.

$$\text{Ortalama boşluk genişliği} = (0,1 + 0,15) / 2 = 0,125 \text{ m}$$

$$1 \text{ m boydaki boşluk sayısı} = 100 / 25 = 4 \text{ adet}$$

$$\text{Nervürlü kısım alanı} = 0,05(1 - 0,125 \times 4) = 0,025 \text{ m}^2$$

Nervürlü kısım 0,05 m kalınlıkta dolu olarak kabul edildiğinden dolu kısma göre etkili genişlik oranı =  $0,025 / 0,05 = 0,50$

Buna göre:

Düz kısımda genişlik  $b = 200 \text{ cm} = 2000 \text{ mm}$

Nervürlü kısımda genişlik =  $0,5 \times 200 = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$

IPE450 enkesit alanı =  $9882 \text{ mm}^2$

IPE450 atalet momenti ( $I_y$ ) =  $33740 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Atalet momentinin elde edilmesinde, çatlamamış beton göz önüne alınarak  $n = E_s / E_c$  oranı ile dönüştürülmüş eşdeğer çelik kesiti kullanılmıştır.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{26875} = 7,44$$

Profil tabanına göre statik moment:

$$\begin{aligned} &= 2000 \times 70 \times \frac{\frac{70}{2} + 50 + 450}{7,44} + 1000 \times 50 \times \frac{\frac{50}{2} + 450}{7,44} + 9882 \times \frac{450}{2} \\ &= 15,483 \times 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Alan} = 2000 \times \frac{70}{7,44} + 1000 \times \frac{50}{7,44} + 9882 = 35420 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ağırlık merkezinin tabana uzaklığı} = \frac{15,483 \times 10^6}{35420} = 437,13 \text{ mm}$$

Eşdeğer çelik kesitin ağırlık merkezine göre atalet momenti:

Basınç bölgesine ait atalet momenti,  $I_{tr1}$ :

$$\begin{aligned} I_{tr1} &= \frac{\left[ 2000 \times \frac{70^3}{12} + 2000 \times 70 \times (570 - 35 - 437,13)^2 + 1000 \times \frac{50^3}{12} + 1000 \times 50 \times (570 - 70 - 25 - 437,13)^2 \right]}{7,44} \\ &= 198,96 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Çekme bölgesine ait atalet momenti,  $I_{tr2}$ :

$$I_{tr2} = 33740 \times 10^4 + 9882 \times \left( 437,13 - \frac{450}{2} \right)^2 = 782,08 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Tüm eşdeğer çelik kesitin atalet momenti,  $I_{tr}$ :

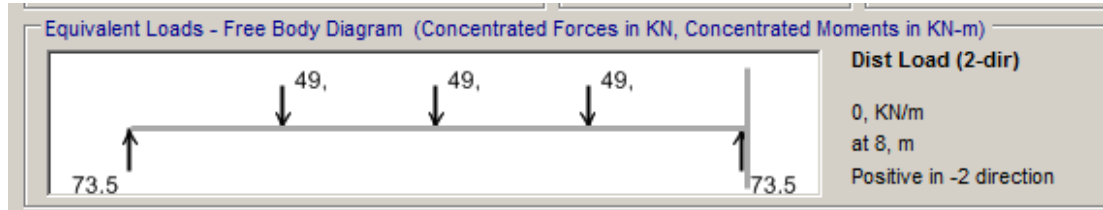
$$I_{tr} = 198,96 \times 10^6 + 782,08 \times 10^6 = 981,04 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Kısmi etkileşimli kirişler için kompozit enkesit atalet momenti,  $I$ :

$$I = 0,75 \left[ 33740 \times 10^4 + \sqrt{\frac{1974}{2322}} (981,04 \times 10^6 - 33740 \times 10^4) \right]$$

$$= 698,14 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Kirişe 1/3 noktalarında bulunan ikincil kirişlerden gelen hareketli tekil yükler Şekil 4.11.'de gösterildiği gibi  $P_Q = 49 \text{ kN}$  elde edilmiştir.

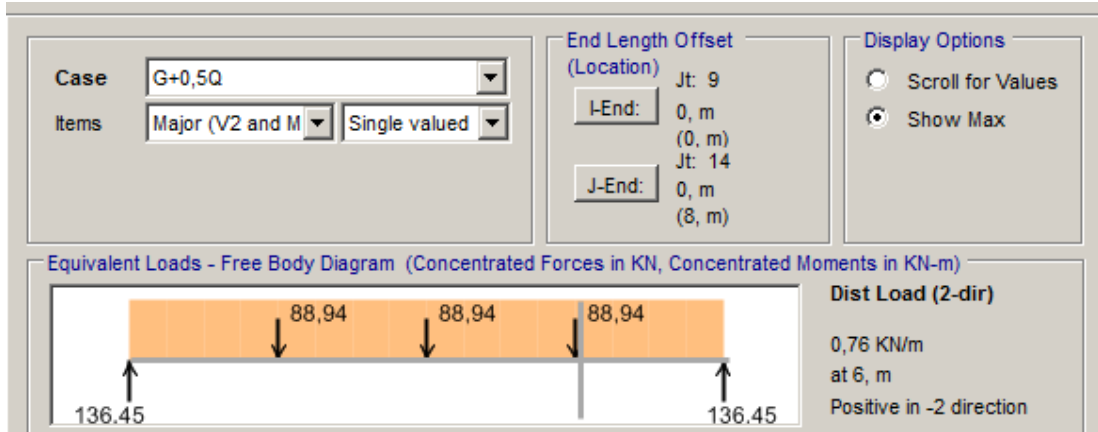


Şekil 4.11. Kirişe hareketli yüklerden gelen tekil kuvvet

Bu yüklere göre sehim:

$$\Delta = \frac{19}{384} \frac{49000 \times 8000^3}{200000 \times 698,14 \times 10^6} = 8,89 \text{ mm} < \frac{8000}{360} = 22,22 \text{ mm}$$

Şekil 4.12.'de gösterildiği gibi  $G + 0,5Q$  yük birleşimi için kirişe  $0,76 \text{ kN/m}$  yayılı yük ve 1/3 noktalarından  $88,94 \text{ kN}$  tekil yük etkimektedir.



Şekil 4.12. G+0,5Q yük birleşimi için kirişe etkiyen yükler

Buna göre sehim:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{0,76 \times 8000^4}{200000 \times 698,14 \times 10^6} + \frac{19}{384} \frac{88940 \times 8000^3}{200000 \times 698,14 \times 10^6}$$

$$= 16,43 \text{ mm} < \frac{8000}{300} = 26,66 \text{ mm}$$

Kiriş sehim açısından güvenlidir.

Başlıklı çelik ankraj hesabı:

Bir adet başlıklı çelik ankraj için kesme dayanımı:

Çelik döşeme sacı kiriş boyuna eksenine paralel ve  $w_r/h_r \geq 1,5$  olması nedeniyle  $R_g = 0,85$  ve  $R_p = 0,75$  seçilmiştir.

$h_r$ : Karakteristik hadve yüksekliği (=50 mm)

$w_r$ : Ortalama hadve genişliği (=125 mm)

$$A_{sa} = \pi \times \frac{19^2}{4} = 283,5 \text{ mm}^2$$

$$Q_n = \min \left( \begin{array}{l} 0,5 \times 283,5 \sqrt{25 \times 26875} \times 10^{-3} = 116,2 \text{ kN} \\ 0,85 \times 0,75 \times 283,5 \times 450 \times 10^{-3} = 81,33 \text{ kN} \end{array} \right)$$

$Q_n = 81,33 \text{ kN}$  seçilir.

Kirişin yarı açıklığı için gerekli başlıklı çelik ankraj sayısı:

$$n = \frac{C}{Q_n} = \frac{1974}{81,33} = 24,27 \rightarrow 25$$

8000 mm açıklık için gereken başlıklı çelik ankraj sayısı = 50

Seçilen ankraj aralığı:

$$s = \frac{8000}{50} = 160 \text{ mm}$$

Kiriş boyuna eksenini doğrultusunda ankrajların merkezleri arasındaki minimum uzaklık, çapının 4 katı olmalıdır. Buna göre;

$$s = 160 \text{ mm} \geq 4d_{sa} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

Ayrıca çelik ankrajların merkezleri arasındaki maksimum uzaklık toplam döşeme kalınlığının 8 katını ve 900 mm'yi aşamaz. Buna göre;

$$s \leq \left( \begin{array}{c} 120 \times 8 = 960 \text{ mm} \\ 900 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s = 160 \text{ mm} \leq 900 \text{ mm}$$

Titreşim Hesabı: Tablo 4.23. ve Tablo 4.24.'te kompozit kirişin titreşim frekansı ve talep/kapasite oranı gösterilmektedir. Yapılan kontrollere göre kirişin titreşim şartını sağladığı görülmektedir.

Tablo 4.23. Kompozit kirişin titreşim frekansının hesaplanması

Eleman	L (m)	b <sub>eff</sub> (m)	Yükler	I <sub>eff</sub> (cm <sup>4</sup> )	D (cm <sup>4</sup> /m)	B (m)	W (kN)	Δ (mm)	f <sub>n</sub> (Hz)
Döşeme	40	3,2	2,748+2+0,527kN/m <sup>2</sup>	1659,3	1659,3/3,2	28			
Kiriş	8	3,2	14,026kN/m	112080,1	112080,1/7	2*3,3937	1*286,3949	8,3	6,205
Panel							286,3949	8,3	6,205

Tablo 4.24. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı

	Hesaplanan	İzin verilen	Oran
Yürümekten kaynaklanan ivme a <sub>p</sub> /g (β = 0,03 P <sub>o</sub> = 289)	0,003835	0,005	0,767

#### 4.6.2.4. Çapraz bulunmayan açıklıklardaki kolonların tasarımı

Yapıdaki çapraz bulunmayan açıklıklarda bulunan kolonlar sadece düşey yük taşımakta olup yapının yatay rijitliğine katkısı bulunmamaktadır. Bu nedenle bu kolonların tasarımı en elverişsiz iç kuvvetlerin elde edildiği düşey yüklerden oluşan yük birleşimine göre yapılmıştır.

Yapıdaki bu kolonlar 12,00 m kotuna kadar HE400B profillerden teşkil edilmiş olup 12,00-21,00 m kotu arasında ise HE300B profiller kullanılmıştır. Yapının analiz modelinde ise kolon ekinin 3. kat seviyesinde uygulandığı kabulü yapılmıştır. Kolonların geometrik özellikleri Tablo 4.25.'te gösterilmiştir.

Tablo 4.25. Çaprazsız açıklıktaki kolonların geometrik özellikleri

Profil Adı	d (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)
HE300B	300	300	11	19	27	129,9	75,8
HE400B	400	300	14	24	27	170,8	74

Kolonların tasarımı en elverişsiz 1,2G + 1,6Q + 0,5S yük birleşimine göre yapılmış olup yapılan hesaplamalar Tablo 4.26.'da gösterilmiştir.

Tablo 4.26. Çaprazsız açıklıktaki kolonların tasarımı

Kat	Seçilen Kesit	L <sub>c</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	F <sub>e</sub> (Mpa)	L <sub>c</sub> /i <sub>z</sub>	F <sub>cr</sub> (Mpa)	A <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (kN)	φP <sub>n</sub> (kN)	P <sub>u</sub> (kN)	P <sub>u</sub> /φP <sub>n</sub>
6	HE300B	3500	75,8	926	46,2	211	14910	3151	2836	501	0,18
5	HE300B	3500	75,8	926	46,2	211	14910	3151	2836	1136	0,40
4	HE300B	3500	75,8	926	46,2	211	14910	3151	2836	1772	0,62
3	HE400B	3500	74	882	47,3	210	19780	4158	3742	2408	0,64
2	HE400B	3500	74	882	47,3	210	19780	4158	3742	3045	0,81
1	HE400B	3500	74	882	47,3	210	19780	4158	3742	3681	0,98

L<sub>c</sub>: Eleman burkulma boyu (=KL)

i<sub>z</sub>: Zayıf eksene göre atalet yarıçapı

F<sub>e</sub>: Elastik burkulma gerilmesi

F<sub>cr</sub>: Kritik burkulma gerilmesi

A<sub>g</sub>: Enkesit alanı

P<sub>n</sub>: Karakteristik basınç dayanımı

P<sub>u</sub>: Gereken minimum dayanım

#### 4.6.2.5. Çaprazların tasarımı

Yapıdaki çaprazlar kutu enkesit olarak tasarlanmışlardır. Kullanılan elemanların enkesit özellikleri Tablo 4.27.'de gösterildiği gibidir.

Tablo 4.27. Çaprazların enkesit özellikleri

Profil Adı	d (mm)	b (mm)	tw (m)	tf (mm)	iy (mm)	iz (mm)
TUBO100X100X10	100	100	10	10	37,0	37,0
TUBO120X120X10	120	120	10	10	45,1	45,1
TUBO140X140X10	140	140	10	10	53,2	53,2
TUBO140X140X12.5	140	140	12,5	12,5	52,3	52,3
TUBO140X140X14.2	140	140	14,2	14,2	51,7	51,7

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için gerekli olan kompaktlık ve narinlik koşulları Tablo 4.28.'de gösterildiği gibi kontrol edilmiş olup bütün kesitlerin gerekli şartları sağladığı görülmektedir.

Tablo 4.28. Kompaktlık ve narinlik kontrolü

Profil Adı	b (mm) (br-2tf)	t (mm)	b/t	Kompaktlık şartı $0,55\sqrt{E/F_y}$	KL (K=1)	i (mm)	KL/i	Narinlik şartı
TUBO100X100X10	80	10	8	16,04	5315	37,0	143,8	200
TUBO120X120X10	100	10	10	16,04	5315	45,1	117,9	200
TUBO140X140X10	120	10	12	16,04	5315	53,2	99,9	200
TUBO140X140X12.5	115	12,5	9,2	16,04	5315	52,3	101,6	200
TUBO140X140X14.2	111,6	14,2	7,9	16,04	5315	51,7	102,8	200

Çaprazların tasarımı en elverişsiz 1,2G + 1,0Q + 0,2S - 1,0E yük birleşimine göre yapılmış olup her iki deprem doğrultusu için yapılan hesaplamalar Tablo 4.29. ve Tablo 4.30.'da gösterilmiştir.

Tablo 4.29. X doğrultusundaki çaprazların tasarımı

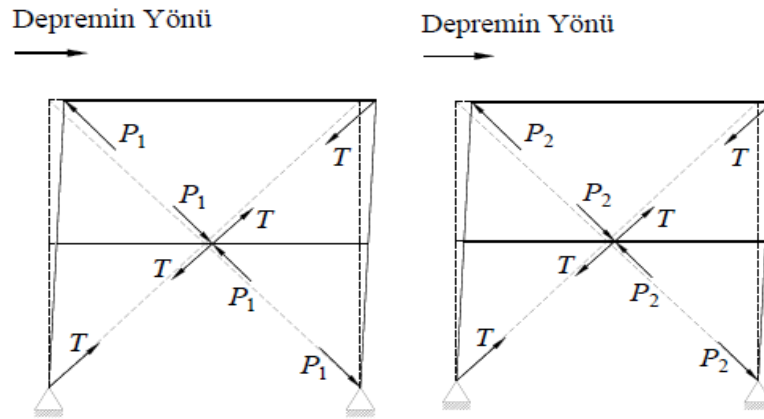
Kat	Seçilen Kesit	L <sub>c</sub> (mm)	r <sub>y</sub> (mm)	F <sub>e</sub> (Mpa)	KL/r <sub>y</sub>	F <sub>cr</sub> (Mpa)	A <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (kN)	φP <sub>n</sub> (kN)	P <sub>u</sub> (kN)	P <sub>u</sub> /φP <sub>n</sub>
6	TUBO100X100X10	5315	37	95,7	143,6	83,9	3600	302,0	271,8	160	0,59
5	TUBO120X120X10	5315	45,1	142,1	117,8	117,6	4400	517,6	465,8	421	0,90
4	TUBO120X120X10	5315	45,1	142,1	117,8	117,6	4400	517,6	465,8	408	0,88
3	TUBO140X140X10	5315	53,2	197,8	99,9	142,9	5200	743,1	668,8	656	0,98
2	TUBO140X140X12.5	5315	52,3	191,1	101,6	140,5	6380	896,2	806,6	593	0,74
1	TUBO140X140X14.2	5315	51,7	186,8	102,8	138,8	7150	992,3	893,1	813	0,91

Tablo 4.30. Y doğrultusundaki çaprazların tasarımı

Kat	Seçilen Kesit	$L_c$ (mm)	$r_y$ (mm)	$F_e$ (Mpa)	$KL/r_y$	$F_{cr}$ (Mpa)	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$P_n$ (kN)	$\phi P_n$ (kN)	$P_u$ (kN)	$P_u/\phi P_n$
6	TUBO100X100X10	5315	37	95,7	143,6	83,9	3600	302,0	271,8	236	0,87
5	TUBO120X120X10	5315	45,1	142,1	117,8	117,6	4400	517,6	465,8	415	0,89
4	TUBO140X140X10	5315	53,2	197,8	99,9	142,9	5200	743,1	668,8	526	0,79
3	TUBO140X140X10	5315	53,2	197,8	99,9	142,9	5200	743,1	668,8	637	0,95
2	TUBO140X140X12.5	5315	52,3	191,1	101,6	140,5	6380	896,2	806,6	675	0,84
1	TUBO140X140X12.5	5315	52,3	191,1	101,6	140,5	6380	896,2	806,6	728	0,90

#### 4.6.2.6. Çapraz bulunan açıklıklardaki kolonların tasarımı

Çaprazlı açıklıkta bulunan kolonların tasarımı, sistemin mekanizma durumu ve dayanım fazlalığı katsayısı göz önüne alınarak yapılacaktır. İlk olarak, eksenel basınç etkisindeki çapraz elemanların burkulma anına karşılık gelen mekanizma durumu için kolonlara etkiyen iç kuvvetler elde edilecektir. İkinci olarak, eksenel basınç etkisindeki çapraz elemanların burkulma sonrasına karşı gelen tipik mekanizma durumu için kolonlara etkiyen iç kuvvetler elde edilecek ve son olarak depremli yük birleşimindeki deprem etkisi dayanım fazlalığı katsayısı ( $D=2$ ) ile çarpılarak gerekli dayanım elde edilecektir. Son olarak, mekanizma durumları için elde edilen gerekli dayanım değerinin dayanım fazlalığı durumu için elde edilen değerden büyük olmaması koşulu ile tasarım yapılacaktır.



Şekil 4.13. a) Basınç burkulma anına karşı gelen mekanizma durumu b) Burkulma sonrasına karşı gelen mekanizma durumu [29]

Şekil 4.13.'te gösterilen mekanizma durumları için çapraz elemanların plastikleşmesine neden olan olası eksenel kuvvet dayanımları Denklem 4.36, Denklem 4.37 ve Denklem 4.38 kullanılarak elde edilecektir.



$$T = R_y F_y A_g \quad (4.36)$$

$$P_1 = 1,14 F_{cre} A_g \quad (4.37)$$

$$T = 0,30(1,14 F_{cre} A_g) \quad (4.38)$$

$R_y$ : Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı

$F_{cre}$ : Olası akma gerilmesi ile hesaplanan kritik burkulma gerilmesi

Yukarıdaki bilgiler ışığında çaprazlı açıklıklardaki kolonların tasarımı her iki deprem doğrultusu için yapılmış olup her iki doğrultu için de 12,00 m kotuna kadar HE300M, 12,00-21,00 m kotuna kadar ise HE320B profilleri kullanılmıştır. Bu profillere ait enkesit özellikleri Tablo 4.31.'de gösterilmiştir.

Tablo 4.31. Çaprazlı açıklıktaki kolonların enkesit özellikleri

Profil Adı	d (mm)	b (mm)	$t_w$ (m)	$t_f$ (mm)	r (mm)	$i_y$ (mm)	$i_z$ (mm)	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )
HE320B	320	300	11,5	20,5	27	138,2	76	16130,0
HE300M	340	310	21	39	27	139,8	80	30310,0

Çaprazlı açıklıklardaki kolonlar için enkesit kontrolleri Tablo 4.32. ve Tablo 4.33.'te gösterildiği gibi yapılmış olup her iki kolon kesiti için yüksek sünek şartı sağlanmaktadır. Kesitlerin gövdeleri için kompaktlık sınır şartı kolonların eksenel kuvvet talep/kapasite oranına bağlı olarak değiştiği için yapılan kontroller her iki deprem doğrultusunda bulunan kolonlar için ayrı ayrı yapılmıştır.

Tablo 4.32. X doğrultusundaki kolonlar için enkesit kontrolleri

Profil Adı	b (mm) ( $b/2$ )	$t_f$ (mm)	$b/t_f$	Kompaktlık şartı ( $0,30\sqrt{E/F_y}$ )	h ( $h-2t_f-2r$ )	$t_w$	h/ $t_w$	Kompaktlık şartı
HE320B	150	20,5	7,3	8,75	225	11,5	19,6	51,89
HE300M	155	39	4,0	8,75	208	21,0	9,9	50,32

Tablo 4.33. Y doğrultusundaki kolonlar için enkesit kontrolleri

Profil Adı	b (mm) ( $b/2$ )	$t_f$ (mm)	$b/t_f$	Kompaktlık şartı ( $0,30\sqrt{E/F_y}$ )	h ( $h-2t_f-2r$ )	$t_w$	h/ $t_w$	Kompaktlık şartı
HE320B	150	20,5	7,3	8,75	225	11,5	19,6	51,22
HE300M	155	39	4,0	8,75	208	21,0	9,9	48,97

Her iki mekanizma durumu ve dayanım fazlalığının göz önüne alındığı durum için kolonlara etkiyen en elverişsiz iç kuvvetler x ve y doğrultuları için Tablo 4.34. ve Tablo 4.35.'te gösterilmiştir. Bu kuvvetlerin elde edilmesi için yapının analiz modelindeki çapraz elemanlar kaldırılarak, yerlerine bu elemanların mekanizma durumuna karşı gelen olası aksenal kuvvetler, çapraz-kolon ve çapraz-kiriş düğüm noktalarına noktasal yükler olarak tanımlanmışlardır. Bu şekilde elde edilen deprem kuvvetleri  $1,2G + 0,2S_{DS} + Q + 0,2S + E$  yük birleşimine dahil edilerek gereken dayanım hesaplanmıştır. Yapılan hesaplamalarda kolonlar için en elverişsiz iç kuvvetlerin elde edildiği 1. ve 4. katlar gösterilmiştir.

Tablo 4.34. X doğrultusundaki kolonlar için gereken dayanım

Kat	Kesit	$P_{u1}$ (kN)	$P_{u2}$ (kN)	$P_{u3}$ (kN)
4	HE320B	2764	2978,4	2110
1	HE300M	5480	5856,4	4414

Tablo 4.35. Y doğrultusundaki kolonlar için gereken dayanım

Kat	Kesit	$P_{u1}$ (kN)	$P_{u2}$ (kN)	$P_{u3}$ (kN)
4	HE320B	3331,4	2978,4	2224,4
1	HE300M	7371,4	5856,4	4796,4

Yukarıdaki tablolarda  $P_{u1}$ , çaprazların burkulma anındaki mekanizma durumuna,  $P_{u2}$ , burkulma sonrası mekanizma durumuna,  $P_{u3}$  ise, dayanım fazlalığı katsayısı kullanılması durumuna karşı gelmektedir.

Tablo 4.34. ve Tablo 4.35.'te görüldüğü gibi mekanizma durumları sonrası elde edilen iç kuvvetler dayanım fazlalığının göz önüne alındığı duruma göre daha fazladır. Bu nedenle çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı dayanım fazlalığının göz önüne alındığı durum için yapılacaktır (Tablo 4.36. ve Tablo 4.37.).

Tablo 4.36. Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı (x doğrultusu)

Kat	Seçilen Kesit	$L_c$ (mm)	$r_y$ (mm)	$F_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	$KL/r_y$	$F_{cr}$ (Mpa)	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$P_n$ (kN)	$\phi P_n$ (kN)	$P_u$ (kN)	$P_u/\phi P_n$
4	HE320B	3500	76	923,4	46,2	211,3	16130,0	3407,5	3066,8	2110	0,69
1	HE300M	3500	80	1031,3	43,8	213,6	30310,0	6474,9	5827,4	4414	0,76

Tablo 4.37. Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı (y doğrultusu)

Kat	Seçilen Kesit	L <sub>c</sub> (mm)	r <sub>y</sub> (mm)	F <sub>e</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	KL/r <sub>y</sub>	F <sub>cr</sub> (Mpa)	A <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (kN)	φP <sub>n</sub> (kN)	P <sub>u</sub> (kN)	P <sub>u</sub> /φP <sub>n</sub>
4	HE320B	3500	76	923,4	46,2	211,3	16130,0	3407,5	3066,8	2224,4	0,73
1	HE300M	3500	80	1031,3	43,8	213,6	30310,0	6474,9	5827,4	4796,4	0,82

#### 4.6.2.7. Çapraz bulunan açıklıklardaki kirişlerin tasarımı

Çaprazlı açıklıkta bulunan kirişlerin tasarımı, sistemin mekanizma durumu göz önüne alınarak yapılacaktır. Kirişler için seçilen IPE450 ve HE400B profillerine ait enkesit özellikleri Tablo 4.38.'de gösterildiği gibidir.

Tablo 4.38. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin enkesit özellikleri

Profil Adı	d (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (m)	t <sub>r</sub> (mm)	r (mm)	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)	A <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )
IPE450	450	190	9,4	14,6	21	184,8	41	9882
HE400B	400	300	13,5	24	27	170,8	74	19780

Çaprazlı açıklıklardaki kirişler için enkesit kontrolleri Tablo 4.39.'da gösterildiği gibi yapılmış olup her iki kiriş kesiti için yüksek sünek şartı sağlanmaktadır.

Tablo 4.39. Çaprazlı açıklıktaki kirişler için enkesit kontrolleri

Profil Adı	b (mm) (b <sub>t</sub> /2)	t <sub>r</sub> (mm)	b/t <sub>r</sub>	Kompaktlık şartı (0,30√E/F <sub>y</sub> )	h (h-2t <sub>r</sub> -2t <sub>r</sub> )	t <sub>w</sub>	h/t <sub>w</sub>	Kompaktlık şartı
IPE450	95	14,6	6,5	8,75	378,8	9,4	40,3	63,12
HE400B	150	24	6,3	8,75	298	13,5	22,1	64,24

Her iki mekanizma durumu için kirişlere etkiyen iç kuvvetler  $1,2G + 0,2S_{DS} + Q + 0,2S + E$  yük birleşimine dahil edilerek x ve y doğrultuları gerekli dayanım değerleri hesaplanmıştır. Bu değerler ve yapılan kontroller Tablo 4.40. ve Tablo 4.41.'de gösterildiği gibidir.

Tablo 4.40. X doğrultusundaki kirişler için gereken dayanım

Kat	Seçilen Kesit	M <sub>u1</sub> (kNm)	M <sub>u2</sub> (kNm)	P <sub>u1</sub> (kN)	P <sub>u2</sub> (kN)
6	IPE450	273,2	273,2	0	0
5	HE400B	267	545	428	267
4	IPE450	323	323	0	0
3	HE400B	213	533	458	276
2	IPE450	323	323	0	0
1	HE400B	501	611	280	217

Tablo 4.41. Y doğrultusundaki kirişler için gereken dayanım

Kat	Seçilen Kesit	$M_{u1}$ (kNm)	$M_{u2}$ (kNm)	$P_{u1}$ (kN)	$P_{u2}$ (kN)
6	IPE450	92	92	0	0
5	IPE450	26	308	416	255
4	IPE450	103	103	0	0
3	IPE450	103	103	0	0
2	IPE450	103	103	0	0
1	IPE450	103	103	0	0

Yukarıdaki tablolarda  $M_{u1}$  ve  $P_{u1}$ , çaprazların burkulma anındaki mekanizma durumuna,  $M_{u2}$  ve  $P_{u2}$ , burkulma sonrası mekanizma durumuna karşı gelmektedir.

Çaprazlı açıklıktaki kirişler Tablo 4.40. ve Tablo 4.41.'te elde edilen iç kuvvetlerden en elverişsiz yükleme durumu olan burkulma sonrası mekanizma durumuna göre tasarlanmış olup yapılan hesaplar ve kontroller Tablo 4.42. ve Tablo 4.43.'te gösterilmiştir.

Tablo 4.42. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin tasarımı (x doğrultusu)

Seçilen Kesit	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi P_n$ (kN)	$P_u$	$P_u/\phi P_n$	$W_p$ (cm <sup>3</sup> )	$M_p$	$\phi M_p$ (kNm)	$M_u$	$M_u/\phi M_p$	$P_u/\phi P_n + M_u/\phi M_p$
IPE450	9882	2090	0	0,00	1702	400,0	360	273	0,76	0,76
HE400B	19780	4183	267	0,06	3232	759,5	684	545	0,80	0,86
IPE450	9882	2090	0	0,00	1702	400,0	360	323	0,90	0,90
HE400B	19780	4183	276	0,07	3232	759,5	684	533	0,78	0,85
IPE450	9882	2090	0	0,00	1702	400,0	360	323	0,90	0,90
HE400B	19780	4183	217	0,05	3232	759,5	684	611	0,89	0,95

Tablo 4.43. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin tasarımı (y doğrultusu)

Seçilen Kesit	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi P_n$ (kN)	$P_u$	$P_u/\phi P_n$	$W_p$ (cm <sup>3</sup> )	$M_p$	$\phi M_p$ (kNm)	$M_u$	$M_u/\phi M_p$	$P_u/\phi P_n + M_u/\phi M_p$
IPE450	9882,0	2090,0	0	0,00	1702,0	400,0	360,0	92	0,26	0,26
IPE450	9882,0	2090,0	255	0,12	1702,0	400,0	360,0	308	0,86	0,98
IPE450	9882,0	2090,0	0	0,00	1702,0	400,0	360,0	103	0,29	0,29
IPE450	9882,0	2090,0	0	0,00	1702,0	400,0	360,0	103	0,29	0,29
IPE450	9882,0	2090,0	0	0,00	1702,0	400,0	360,0	103	0,29	0,29
IPE450	9882,0	2090,0	0	0,00	1702,0	400,0	360,0	103	0,29	0,29

#### 4.6.2.8. Stabilite elemanlarının tasarımı

Her iki doğrultu için çaprazların kirişlerle birleştiği noktada kiriş alt ve üst başlıkları birleşen yanal ötelemeye karşı desteklenecektir. Kiriş üst başlıklarının stabilitesi

kompozit döşeme tarafından sağlanmakta olup alt başlıklar için komşu kirişlerin üst başlığından kiriş alt başlığına stabilite elemanı teşkil edilecektir.

Stabilite elemanlarının uzunluğu, desteklenen kirişin alt başlık ağırlık merkezi ile stabilite elemanının bağlandığı kirişin üst başlık ağırlık merkezi arasındaki diyagonal uzunluk olarak kabul edilmiştir. Stabilite elemanlarının gerekli dayanımı ve rijitliği için yapılan hesaplar ve kontroller aşağıda gösterildiği gibidir.

Stabilite elemanının gerekli dayanımı:

$$P_{br} = 0,06R_y F_y W_p / h_o \quad (4.39)$$

$h_o$ : Kesit başlıklarının merkezleri arasındaki uzaklık

Stabilite elemanının gerekli rijitliği:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left( \frac{10M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (4.40)$$

$\phi = 0,75$  (YDKT)

$C_d = 1$

$L_{br}$ : Noktasal stabilite bağlantı elemanlarının kirişe birleştiği noktalar arasındaki, desteklenmeyen kiriş uzunluğu.

$M_r$ : Noktasal stabilite bağlantı elemanı tarafından desteklenen noktanın her iki tarafındaki kiriş uzunlukları için, yük birleşimleri ile belirlenen gerekli eğilme momenti dayanımlarının büyüğü.

Stabilite elemanlarının rijitliği:

$$k = \frac{EA}{L_{br}} \cos^2 \theta \quad (4.41)$$

Yukarıdaki denklemler (Denklem 4.39, Denklem 4.40 ve Denklem 4.41) kullanılarak stabilite elemanları için gerekli hesaplamalar ve kontroller yapılmış olup, bu

elemanların yeterli dayanım ve rijitliğe sahip oldukları Tablo 4.44. ve Tablo 4.45.'te gösterilmiştir.

Tablo 4.44. Stabilite elemanlarının gerekli dayanımının kontrolü

Doğrultu	Seçilen Kesit	L <sub>br</sub> (mm)	r <sub>y</sub> (mm)	F <sub>e</sub> (Mpa)	KL/r <sub>y</sub>	F <sub>cr</sub> (Mpa)	A <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )	P <sub>n</sub> (kN)	φP <sub>n</sub> (kN)	P <sub>br</sub> (kN)	P <sub>br</sub> /φP <sub>n</sub>
x	L100*100*8	2047	30,6	441,1	66,9	188,0	1551	291,6	262,5	77	0,29
y	L140*140*13	7010	42,7	73,2	164,2	64,2	3495	224,5	202,0	77	0,38
y	L140*140*13	7010	42,7	73,2	164,2	64,2	3495	224,5	202,0	170	0,84

Tablo 4.45. Stabilite elemanlarının gerekli rijitliklerinin kontrolü

Doğrultu	Seçilen Kesit	L <sub>br</sub> (mm)	E (Mpa)	A (mm <sup>2</sup> )	θ	M <sub>r</sub> (Nmm)	h <sub>o</sub>	k (N/mm)	β <sub>br</sub>	β <sub>br</sub> /k
x	L100*100*8	2047	200000	1551	12,3	308000000	435,4	141039	4608	0,03
y	L140*140*13	7010	200000	3495	3,1	611000000	376	99052	3091	0,03
y	L140*140*13	7010	200000	3495	3,1	323000000	376	99052	1634	0,02

#### 4.6.2.9. Kat ötelemeleri ve 2. mertebe etkilerinin kontrolü

Binadaki taşıyıcı elemanların tasarımı tamamlandıktan sonra her iki deprem doğrultusu için etkin görel kat ötelemeleri hesaplanıp Denklem 4.42 kullanılarak elde edilen izin verilen sınır değerlerin aşılmayıp aşılmadığı kontrol edilecektir.

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}}{h_i} \leq 0,008\kappa \quad (4.42)$$

λ: Binanın göz önüne alınan deprem doğrultusundaki hakim titreşim periyodu için tanımlanan DD-3 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesinin, DD-2 deprem yer hareketinin elastik spektral ivmesine oranı.

κ: Çelik binalar için = 0,5

X doğrultusu için görel kat ötelemelerinin kontrolü:

λ değerinin hesaplanması:

DD-3 için:

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,135}{0,846} = 0,1596$$

DD-2 için:

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,325}{0,846} = 0,3842$$

$$\lambda = \frac{0,1596}{0,3842} = 0,415$$

Tablo 4.46. X doğrultusu için görel kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	Azaltılmış görel kat ötelemeleri (m)	Etkin görel kat ötelemeleri (m)	$\lambda\delta_{i,max}/h_i$	0,008 $\kappa$
6	0,0037	0,0187	0,0022	0,004
5	0,0042	0,0212	0,0025	0,004
4	0,0049	0,0243	0,0029	0,004
3	0,0043	0,0215	0,0026	0,004
2	0,0039	0,0193	0,0023	0,004
1	0,0027	0,0136	0,0016	0,004

Tablo 4.46.'da görüldüğü gibi x doğrultusunda görel kat ötelemesi sınır şartları sağlanmaktadır.

Y doğrultusu için görel kat ötelemelerinin kontrolü: Y doğrultusu için de aynı işlemler tekrar edilmiş olup Tablo 4.47.'de görüldüğü gibi görel kat ötelemesi sınır şartı sağlanmaktadır.

Tablo 4.47. Y doğrultusu için görel kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	Azaltılmış görel kat ötelemeleri (m)	Etkin görel kat ötelemeleri (m)	$\lambda\delta_{i,max}/h_i$	0,008 $\kappa$
6	0,0041	0,0207	0,0025	0,004
5	0,0046	0,0229	0,0027	0,004
4	0,0049	0,0243	0,0029	0,004
3	0,0045	0,0223	0,0026	0,004
2	0,0041	0,0206	0,0024	0,004
1	0,0029	0,0145	0,0017	0,004

İkinci mertebeye etkilerinin kontrolü:

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kat için ikinci mertebeye gösterge değeri  $\theta_{u,i}$ , Denklem 4.43 yardımıyla hesaplanacaktır.

$$\theta_{u,i} = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i h_i} \quad (4.43)$$

$(\Delta_i)_{ort}$ : Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, i'nci kattaki azaltılmış görel kat ötelemelerinin ortalaması.

$w_k$ : k'nci kata etkiyen toplam ağırlık, kN

$V_i$ : Deprem doğrultusunda i'nci kattaki azaltılmış kat kesme kuvveti, kN

$h_i$ : i'nci katın yüksekliği

Tüm katlar için hesaplanan  $\theta_{ii}$ 'lerin maksimum değeri  $\theta_{ii,max}$ 'ın aşağıdaki koşulu (Denklem 4.44) sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmelidir. Bu koşulun sağlanması durumunda, ikinci mertebe etkilerinin tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında göz önüne alınması gerekli değildir.

$$\theta_{ii,max} \leq 0,12 \frac{D}{C_h R} \quad (4.44)$$

D: Dayanım fazlalığı (= 2)

R: Taşıyıcı system davranış katsayısı (= 5)

$C_h$ : Taşıyıcı systemin doğrusal olmayan histeretik davranışına bağlı olarak tanımlanan bir katsayı (çelik binalar için = 1)

Buna göre her iki deprem doğrultusu için yapılan kontroller Tablo 4.48. ve Tablo 4.49.'da gösterilmiştir. Yapılan kontroller sonucunda ikinci mertebe gösterge değerleri izin verilen sınır şartları sağlamaktadır.

Tablo 4.48. X doğrultusu için ikinci mertebe kontrolü

Kat	Ortalama görel kat ötelemesi (m)	$w_k$	$V_i$	$h_i$	$\theta$	$\theta_{max}$
6	0,0047	6308	948	3,5	0,0089	0,048
5	0,0054	13280	1690	3,5	0,0121	0,048
4	0,0061	20237	2282	3,5	0,0155	0,048
3	0,0055	27268	2730	3,5	0,0157	0,048
2	0,0049	34313	3030	3,5	0,0159	0,048
1	0,0034	41385	3180	3,5	0,0126	0,048

Tablo 4.49. Y doğrultusu için ikinci mertebe kontrolü

Kat	Ortalama görel kat ötelemesi (m)	$w_k$	$V_i$	$h_i$	$\theta$	$\theta_{max}$
6	0,0053	6308	879,5	3,5	0,0109	0,048
5	0,0059	13280	1567,3	3,5	0,0143	0,048
4	0,0063	20237	2116,4	3,5	0,0172	0,048
3	0,0058	27268	2532,5	3,5	0,0178	0,048
2	0,0053	34313	2810,5	3,5	0,0185	0,048
1	0,0037	41385	2950,1	3,5	0,0148	0,048



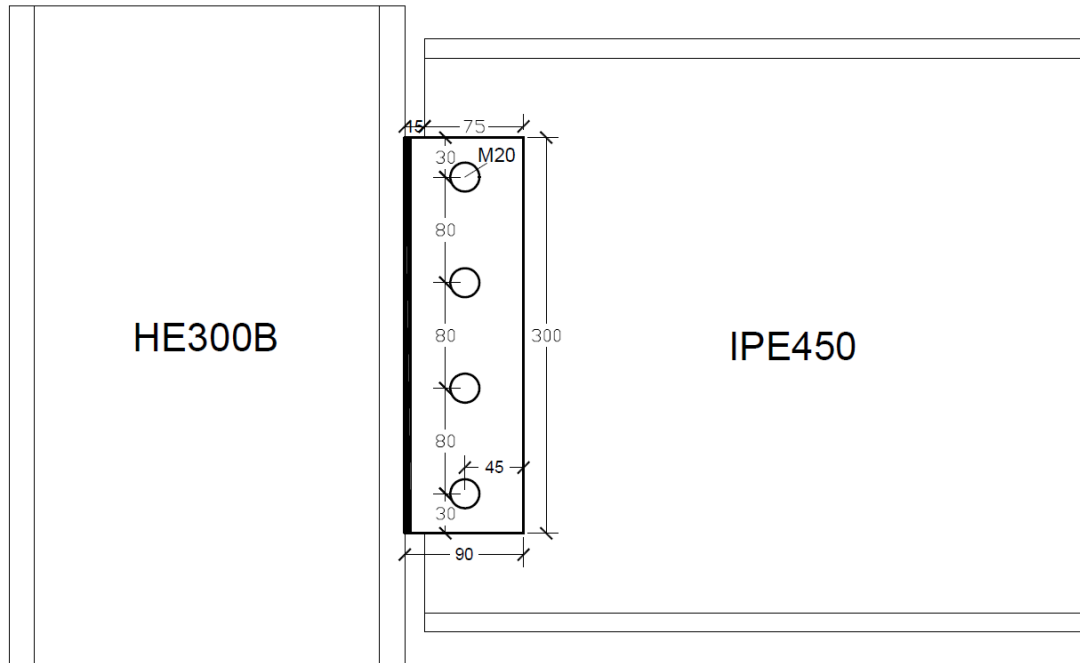
#### 4.6.2.10. Mafsallı birleşimlerin tasarımı

Bu bölümde sadece x doğrultusundaki ana kirişlerin kayma levhalı mafsallı birleşimlerinin tasarımı yapılacaktır. Birleşen elemanlar ve en elverişsiz yük birleşimi için birleşime etkiyen kesme kuvveti Tablo 4.50.'de gösterilmiştir.

Tablo 4.50. Birleşen elemanlar ve minimum gerekli dayanımlar

Birleşen elemanlar	Tasarım kesme kuvveti (kN)
HE300M-IPE450	137
HE320B-IPE450	137
HE400B-IPE450	237
HE300B-IPE450	237

X doğrultusundaki ana kirişlerin mafsallı birleşimleri tip birleşim olarak tasarlanacaktır. Bu nedenle tasarım, kolon enkesiti en küçük ve minimum gerekli dayanımı en büyük olan kolon-kiriş birleşimi için yapılacaktır. Tablo 4.50.'de de görüldüğü gibi bu birleşim HE300B-IPE450 birleşimidir. Bu birleşime göre yapılacak tasarım x doğrultusundaki bütün ana kirişlerin bağlantılarında kullanılacaktır. Şekil 4.14.'te yapıda kullanılan tipik kayma levhalı birleşim detayı gösterilmektedir.



Şekil 4.14. HE300B-IPE450 kayma levhalı birleşim detayı

Seçilen bulon: 4 adet M20 10.9 önçekmeli bulon.

$$t_p = 10 \text{ mm}$$

IPE450 gövde kalınlığı  $t_w = 9,4 \text{ mm}$

HE300B başlık kalınlığı  $t_f = 19 \text{ mm}$

$$V_u = 237 \text{ kN}$$

M20 10.9 bulon için kesit ve malzeme özellikleri Tablo 4.51.'de gösterilmiştir.

Tablo 4.51. M20 10.9 bulon için kesit ve malzeme özellikleri

Karakteristik delik çapı (d) (mm)	Standart delik çapı (mm)	Karakteristik enkesit alanı ( $A_b$ ) (mm <sup>2</sup> )	Kopma gerilmesi (Mpa)	Akma gerilmesi (Mpa)	Karakteristik çekme dayanımı (Mpa)	Karakteristik kesme dayanımı (Mpa)
20	22	314	1000	900	750	450

Kaynak kontrolü:

Minimum köşe kaynak kalınlığı:

$$6 < t < 13 \text{ için } a_{min} = 3,5 \text{ mm} \quad (4.45)$$

Maksimum kaynak kalınlığı:

$$a_{max} \leq 0,7(t_{min} - 2) = 0,7 \times (9,4 - 2) = 5,18 \text{ mm} \quad (4.46)$$

Seçilen köşe kaynak kalınlığı  $a = 3,5 \text{ mm}$

Minimum kaynak boyu:

$$L \geq \begin{pmatrix} 6a = 21 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \end{pmatrix} \quad (4.47)$$

Seçilen kaynak boyu  $L = 290 \text{ mm}$

Etkin kaynak uzunluğu:

$$L < 150a \rightarrow L_c = L \quad (4.48)$$

$$L < 150 \times 3,5 = 525 \text{ mm} \rightarrow L_c = 290 \text{ mm}$$

Gövdeyi kolon başlığına bağlayan kaynak hesabı:

Kaynak metali sınıfı: E480

Minimum çekme dayanımı  $F_E = 480 \text{ Mpa}$

Gövde levhasında kaynak kaynak kalınlığı  $a = 3,5 \text{ mm}$  ve 2 sıralıdır.

Kaynak karakteristik gerilmesi:

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0,6F_E(1 + 0,5\sin^{1,5}\theta) = 0,6 \times 480 \times (1 + 0,5 \times \sin 0) \\ &= 288 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (4.49)$$

2 sıralı kaynak karakteristik dayanımı:

$$R_{nw} = F_{nw}A_{we} = 2 \times 288 \times 3,5 \times 290/1000 = 585 \text{ kN} \quad (4.50)$$

Taşıma gücü ( $\phi = 0,75$ ):

$$V_r = 0,75 \times 585 = 439 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{V_r} = \frac{237}{439} = 0,54 < 1$$

Bulon aralıklarının kontrolü:

$$\text{Bulonlar arası mesafe} = 80 \text{ mm} > 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum bulon kenar mesafesi} = 30 \text{ mm} > 26 \text{ mm}$$

Bulon aralıkları uygundur.

Bulonların taşıma gücü hesabı:

M20 10.9 bulona uygulanması gereken minimum önçekme kuvveti:

$$T_b = 172 \text{ kN}$$

Bir bulonun kesme dayanımı:

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s = 0,5 \times 1 \times 1 \times 172 \times 1 = 86 \text{ kN} \quad (4.51)$$

$\mu$ : Sürtünme katsayısı (A sınıfı yüzey tipi için = 0,5).

$D_u$ : Katsayı (= 1).

$h_f$ : Birleşimde bulunan besleme sayısına göre alınacak bir katsayı (besleme levhası yoksa = 1) .

$n_s$ : kesme düzlemi sayısı.

4 adet bulonun kesme dayanımı:

$\phi = 1$  (Standart ve uzun boyutu yük doğrultusuna dik olan kısa oval deliklerde)

$$\phi R_n = 1 \times 4 \times 86 = 344 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237}{344} = 0,69 < 1$$

Birleşimdeki elemanların taşıma gücü hesabı:

a) Kayma levhasının taşıma gücü hesabı:

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \quad (4.52)$$

$F_u$ : birleşen elemanların kopma gerilmesi (= 360 Mpa).

$d$ : bulon karakteristik çapı.

$l_c$ : kuvvet doğrultusunda olmak üzere bir delik köşesinin takip eden delik köşesi veya bir delik köşesi ile eleman kenarı arasındaki temiz açıklık.

$t$ : birleşen eleman kalınlıklarından küçük olanı.

Bulonlar arasındaki ezilme:

$$l_c = 80 - 22 = 58 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times 58 \times 10 \times 360/1000 = 251 \text{ kN}$$

$$R_n = 2,4 \times 20 \times 10 \times 360/1000 = 173 \text{ kN}$$

En uç bulondaki ezilme:

$$l_c = 30 - 22/2 = 19 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times 19 \times 10 \times 360/1000 = 82 \text{ kN}$$

Bulon deliklerinin ezilme dayanımı ( $\phi = 0,75$ ):

$$\phi R_n = 0,75 \times (3 \times 173 + 82) = 451 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237}{451} = 0,53 < 1$$

Kesmede blok yırtılma kontrolü:

Kesme akması halinde brüt kesit:

$$A_{gv} = (3 \times 80 + 30) \times 10 = 2700 \text{ mm}^2$$

Kesme yırtılması halinde net kesit:

$$A_{nv} = 2700 - 4 \times 22 \times 10 = 1820 \text{ mm}^2$$

Çekme etkisindeki net alan:

$$A_{nt} = \left(45 - \frac{22}{2}\right) \times 10 = 340 \text{ mm}^2$$

Kesmede blok yırtılmada kesme akması bileşeni:

$$R_n = 0,60 F_y A_{gv} = 0,60 \times 235 \times 2700/1000 = 381 \text{ kN} \quad (4.53)$$

Kesmede blok yırtılmada kesme yırtılması bileşeni:

$$R_n = 0,60 F_u A_{nv} = 0,60 \times 360 \times 1820/1000 = 393 \text{ kN} \quad (4.54)$$

Kesmede blok yırtılma karakteristik dayanımı ve taşıma gücü:

$$U_{bs} F_u A_{nt} = 1 \times 360 \times 340/1000 = 122 \text{ kN}$$

$U_{bs}$ : blok kırılma sınır durumunda kullanılan azaltma katsayısı (çekme gerilmeleri yayılışının üniform olduğu yüzeylerde =1).

$$R_n = [0,60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt}] \leq [0,60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}] \quad (4.55)$$

$$R_n = [393 + 122] = 515 \text{ kN}$$

$$R_n = [381 + 122] = 503 \text{ kN}$$

Kesmede blok yırtılma hali için daha küçük olan  $R_n$  değeri kullanılacaktır.

$$\phi R_n = 0,75 \times 503 = 377 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237}{377} = 0,63 < 1$$

Kiriş gövdesinde taşıma gücü hesabı: Kiriş gövdesinde sadece bulon deliklerindeki taşıma gücü hesabı yapılması yeterlidir.

$$R_n = 2,4dtF_u \quad (4.56)$$

Bir adet bulon için:

$$R_n = 2,4 \times 20 \times 9,4 \times 360/1000 = 162 \text{ kN}$$

4 adet bulon için taşıma gücü:

$$\phi R_n = 4 \times 0,75 \times 162 = 486 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237}{486} = 0,49 < 1$$

Kolon başlık kalınlığının kontrolü: Elemanın tek yüzünden kaynak yapıldığı durumda kesme yırtılması için gerekli minimum kalınlık:

$$t_{fmin} = 340 \frac{w}{F_u} = 340 \times \frac{5}{360} = 4,72 \text{ mm} \quad (4.57)$$

$F_u$ : Bağlantı yapılan kolon veya kirişteki kopma gerilmesi (Mpa).

$w$ : Kaynak kol boyu

$$w = a\sqrt{2} \quad (4.58)$$

$$t_f = 19 \text{ mm} > 4,72 \text{ mm}$$

Kolon başlık kalınlığı yeterlidir.

## **BÖLÜM 5. SAYISAL ANALİZLER**

### **5.1. Analiz Modellerinin Tanımlanması**

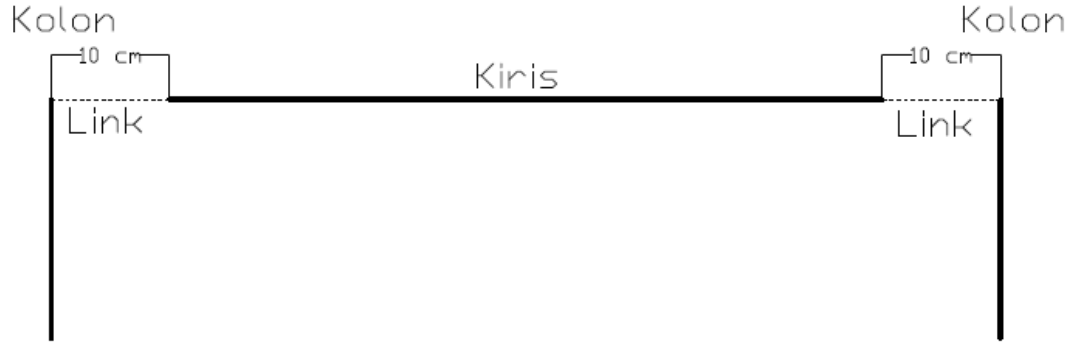
Bu kısımda daha önceki bölümde boyutlandırılması yapılan binadan oluşturulan ve doğrusal olmayan statik analiz yöntemi ile deprem davranışları karşılaştırılan 3 adet analiz modeli tanıtılarak aralarındaki farklar açıklanacaktır.

Model 1: Bu analiz modelinde bütün kolon-kiriş, kiriş-kiriş, çapraz-kolon ve çapraz-kiriş birleşimlerinin mafsal davranışı gösterdiği kabul edilmiştir. Modelde doğrusal olmayan davranış gösterebilecek elemanlar çaprazlar, çaprazlı açıklıklarda bulunan kolonlar ve çaprazların birleştiği kirişlerdir. Bu elemanlardan çaprazlara ve kolonlara eksenel kuvvet plastik mafsalı (P), kirişlere ise eksenel kuvvet ile etkileşimli moment mafsalı (P-M3) tanımlanmıştır.

Model 2: Bu modelin oluşturulma amacı, mafsal davranışı gösterdiği kabul edilen birleşimlerin gerçekte doğrusal olmayan yarı-rijit davranışlarının yapı analiz modeline dahil edilmesinin deprem davranışına etkisinin incelenmesidir. Bu nedenle Model 1'de mafsalı kabul edilen x doğrultusundaki kolon-kiriş birleşimlerinin (çaprazlı açıklıktakiler hariç) moment dayanımları ve dönme kapasiteleri hesaplanarak gerçek davranışları elde edilmiş ve analiz modeline dahil edilmiştir.

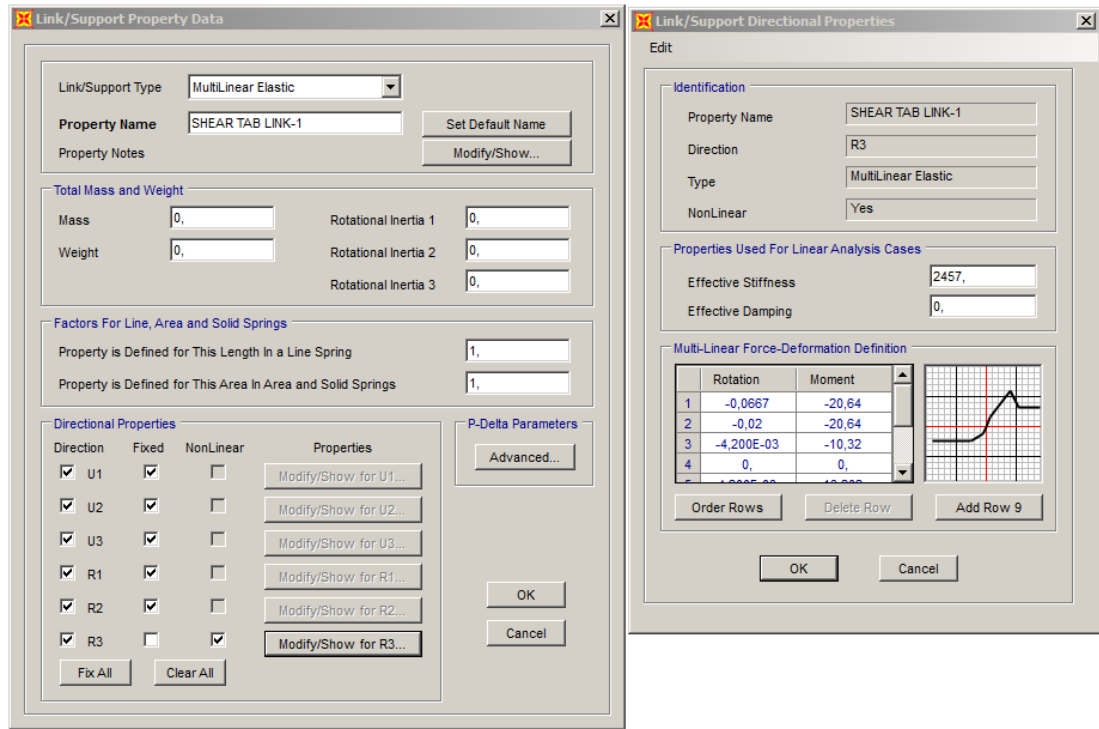
Kolon-kiriş birleşimleri Sap2000 programında [38] çok doğrulu link elemanı (multilinear elastic link) olarak tanımlanmıştır. Link elemanları 10 cm uzunluğa sahip ve moment-dönme davranışı birleşimi temsil edecek şekilde modellenmişlerdir. Şekil 5.1.'de link elemanların modellenmesi gösterilmektedir.





Şekil 5.1. Sap2000'de link eleman modellemesi [38], [42]

Şekil 5.2.'de ise link elemanların tanımlanması ve özellikleri gösterilmekte olup birleşimin moment-dönme davranışına ait hesaplar ilerleyen bölümlerde detaylı olarak açıklanacaktır.



Şekil 5.2. Sap2000'de link elemanın tanımlanması[38]

Model 2'de doğrusal olmayan davranış yapabilecek elemanlardan bazıları Model 1'de olduğu gibi çaprazlar, çaprazlı açıklıklarda bulunan kolonlar ve çaprazların birleştiği kirişlerdir. Model 1'den farklı olan elemanlar ise kolon-kiriş birleşimindeki link elemanlar ve bu elemanların bağlı olduğu kolonlardır. Bu kolonların doğrusal olmayan davranış gösterme ihtimalleri, mafsalı birleşimlerin

moment kapasiteleri ve rijitlikleriyle doğru orantılı olmakla birlikte, mafsallı kabul edilen birleşimlerin moment kapasitesi ve dönme rijitliğinin yüksek olmaması nedeniyle oldukça azdır. Ancak bu kolonlardaki davranışı da görmek amacıyla kolonlara eksenel kuvvete ile etkileşimli moment mafsalı (P-M3) atanmıştır.

Model 3: Bu modelde, önceki bölümlerde boyutlandırılması yapılan binanın x doğrultusundaki iç akslarda bulunan kolon-kiriş birleşimleri yarı-rijit kompozit birleşim olarak tasarlanmıştır. Uçları mafsallı tasarlandığında IPE450 profili kullanılan kirişler uçları yarı-rijit kompozit birleşimli olarak tasarlandığında IPE400 profili kullanılabilir duruma gelmiştir. Bu nedenle bu modelin Model 1'den farkı, x doğrultusunda iç akslardaki ana kirişlerin IPE400 olması ve kolon-kiriş birleşimlerinin yarı-rijit kompozit olarak tasarlandığından belli bir moment dayanımı ve dönme rijitliğinin bulunmasıdır. Kolon-kiriş birleşimleri Model 2'de olduğu gibi link elemanlarla temsil edilmişlerdir. Doğrusal olmayan davranış yapabilecek elemanlar ve o elemanlara tanımlanan plastik mafsal türleri Model 2 ile aynıdır. Çevre akslarda bulunan ve yarı-rijit kompozit olarak tasarlanmayan birleşimler Model 2 ile aynı özelliklere sahiptir.

3 model arasındaki farkların daha belirgin olarak anlaşılabilmesi için Tablo 5.1.'de iç açıklıklardaki kiriş enkesitleri ve x doğrultusundaki bütün kolon-kiriş birleşimlerinin karşılaştırmaları gösterilmiştir. Tablo 5.2.'de ise her 3 modelde doğrusal olmayan davranış yapabilecek elemanlar belirtilmiştir.

Tablo 5.1. Her 3 model için kiriş enkesiti ve kolon-kiriş birleşimleri arasındaki farklar

	İç açıklıklardaki kiriş enkesiti	Kolon-kiriş birleşimi
Model 1	IPE450	Mafsallı
Model 2	IPE450	Yarı-rijit
Model 3	IPE400	Yarı-rijit kompozit

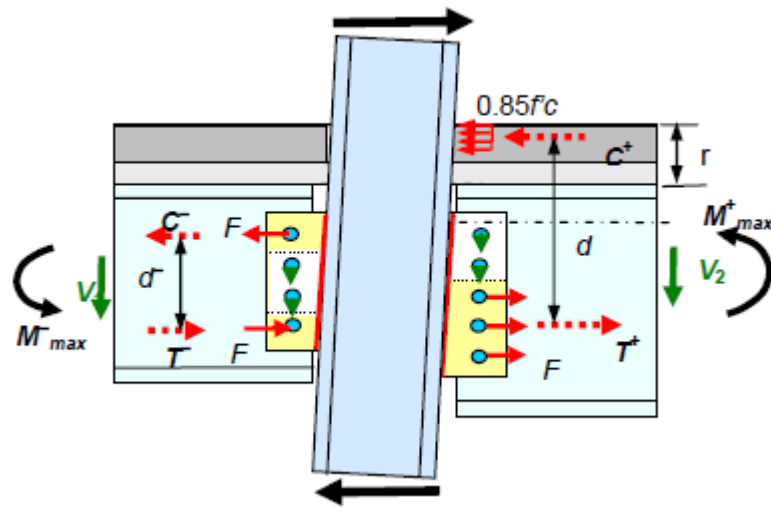
Tablo 5.2. Her 3 modelde doğrusal olmayan davranış gösterebilecek elemanlar

Model 1	Model 2	Model 3
-Çaprazlar	-Çaprazlar	-Çaprazlar
-Çaprazlı açıklıktaki kolonlar	-Çaprazlı açıklıktaki kolonlar	-Çaprazlı açıklıktaki kolonlar
-Çaprazların birleştiği kirişler	-Çaprazların birleştiği kirişler	-Çaprazların birleştiği kirişler
	-Yarı-rijit birleşimler	-Yarı-rijit birleşimler
	-Yarı-rijit birleşimlerin bağlandığı kolonlar	-Yarı-rijit birleşimlerin bağlandığı kolonlar
		-Yarı-rijit kompozit birleşimler
		-Yarı-rijit kompozit birleşimlerin bağlandığı kolonlar

### 5.1.1. Model 2 için mafsallı birleşimlere ait M- $\theta$ eğrilerinin elde edilmesi

Bu bölümde x doğrultusunda bulunan ana kirişlerin mafsallı olarak tasarlanan birleşimlerinin moment ve dönme açısı kapasiteleri hesaplanacaktır. Birleşimlerin moment ve dönme açısı değerlerinin elde edilmesinde Astaneh-asl'nin çalışmasından [43] yararlanılmıştır.

HE400B-IPE450 birleşimi: Birleşimin pozitif moment dayanımını oluşturan kuvvet çiftinden çekme kuvvetini bulonlar, basınç kuvvetini ise döşeme betonu oluşturmaktadır. Birleşimin negatif moment dayanımını oluşturan kuvvet çiftini ise sadece birleşimdeki bulonlar oluşturmaktadır. Pozitif ve negatif moment bölgesinde birleşimdeki kuvvetler Şekil 5.3.'te gösterilmiştir.



Şekil 5.3. Pozitif ve negatif moment bölgesinde birleşimdeki kuvvetler [43]

Pozitif moment kapasitesinin elde edilmesi: Öncelikle birleşime etkiyen kesme kuvvetini kaç bulonun karşılayacağı hesaplanır.  $G + 0,3Q$  yük birleşimi için birleşime etkiyen kesme kuvveti  $V = 122 \text{ kN}$

$$N_V = \frac{V}{F} = \frac{122}{86} = 1,42 \rightarrow 2 \text{ adet} \quad (5.1)$$

$N_V$ : Birleşime etkiyen kesme kuvvetini karşılayan bulon sayısı

$F$ : Bir bulonun kesme dayanımı (M20 10.9 bulonun kesme dayanımı = 86 kN)

Momenti oluşturan kuvvet çiftinin çekme kuvvetini karşılayacak bulon sayısı:

$$N - N_V = 4 - 2 = 2 \text{ adet}$$

Moment çiftinin çekme kuvveti:

$$T^+ = F(N - N_V) = 86 \times 2 = 172 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Beton basınç kuvveti:

$$C^+ = 0,85f'_c b_{eff} a = 0,85 \times 25 \times 2000 \times 72/1000 = 3060 \text{ kN} \quad (5.3)$$

$b_{eff}$ : Etkin döşeme genişliği (= 2000 mm)

$a$ : Beton basınç bloğu derinliği. Döşeme nervürlerinin kirişe dik olması halinde döşeme yüksekliğinin 0,6 katı alınır.

$$a = 120 \times 0,6 = 72 \text{ mm}$$

$f'_c$ : Beton basınç dayanımı

Eğer  $T^+ < C^+$  ise  $C^+ = T^+$  eşitliğini sağlayacak  $a$  değeri hesaplanır.

$$172 < 3060 \rightarrow a = \frac{172000}{0,85 \times 25 \times 2000} = 4,05 \text{ mm}$$

Moment kolu:

$$d^+ = 450 - (75 + 30 + 40) + \frac{4,05}{2} = 307,025 \text{ mm}$$

Birleşimin pozitif moment kapasitesi:

$$M_{max}^+ = T^+ d^+ = 172 \times 307,025 \times 10^{-3} = 52,8 \text{ kNm} \quad (5.4)$$

Negatif moment kapasitesinin elde edilmesi: Birleşime etkiyen kesme kuvvetini 2 bulonun karşıladığı hesaplanmıştır. Geriye kalan 2 bulonun kuvvet çiftini oluşturduğu varsayılarak birleşimin çekme kuvveti bileşeni hesaplanır.

$$T^- = F(N - N_v)/2 = 86 \times (4 - 2)/2 = 86 \text{ kN} \quad (5.5)$$

Moment kolu:

$$d^- = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$$

Birleşimin negatif moment kapasitesi:

$$M_{max}^- = T^- d^- = 86 \times 240 \times 10^{-3} = 20,64 \text{ kNm} \quad (5.6)$$

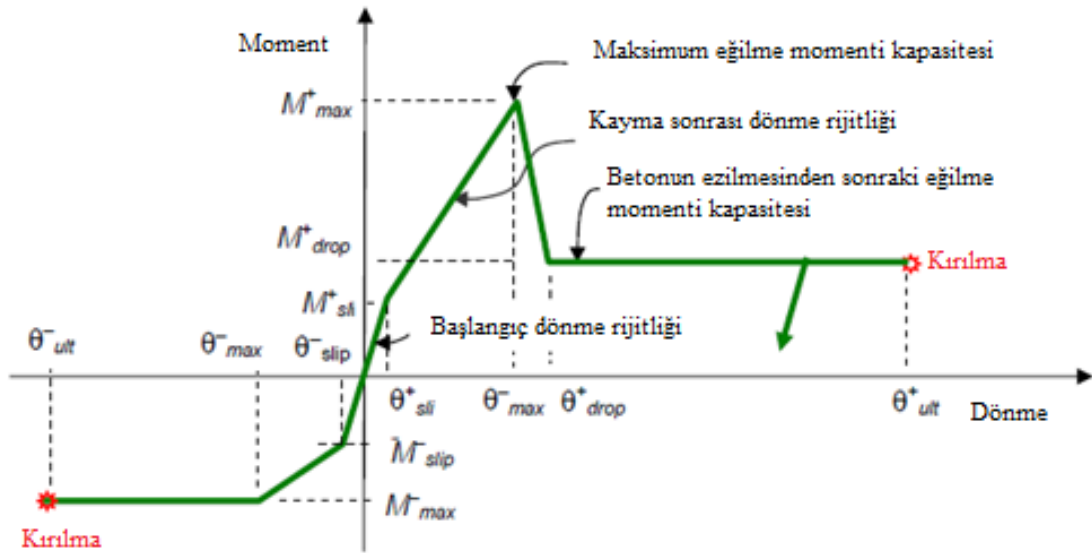
Yapıda aynı birleşim tipine farklı kesme kuvvetlerinin etkimesi, birleşimdeki kompozit kirişlerin etkin beton genişlikleri gibi parametreler birleşimin moment kapasitesini de etkileyebilmektedir. Bu nedenle Tablo 5.3.'te de görüleceği gibi x doğrultusundaki mafsallı kolon-kiriş birleşimleri için, birleşimlere etkiyen kesme kuvvetleri ve kompozit kirişlerin etkin beton genişliğine bağlı olarak  $M_{max}^+$  ve  $M_{max}^-$  değerleri elde edilmiştir.

Tablo 5.3. Birleşimler ve moment kapasiteleri

Kat	Birleşim		$b_{eff}$ (mm)	$V_u$ (G+0,3Q) (kN)	$M^+_{max}$ (kNm)	$M^-_{max}$ (kNm)
	İç açıklık	Kenar açıklık				
6	HE320B-IPE450		2000	111	52,81	20,64
	HE300B-IPE450		2000	111	52,81	20,64
	HE300B-IPE450		2000	65	69,15	20,64
	HE320B-IPE450	1000	1000	71	69,94	20,64
	HE300M-IPE450	1000	1000	76	69,94	20,64
1-5	HE300M-IPE450		2000	122	52,81	20,64
	HE400B-IPE450		2000	122	52,81	20,64
	HE300B-IPE450		2000	122	52,81	20,64
	HE320B-IPE450	1000	1000	76	69,94	20,64
	HE300B-IPE450		2000	71	69,15	20,64
	HE320B-IPE450		2000	122	52,81	20,64
	HE400B-IPE450		2000	71	69,15	20,64

Tablo 5.3.'te de görüldüğü gibi pozitif ve negatif moment kapasitelerine göre 3 ayrı tip birleşim bulunmaktadır. Bu birleşimlerden, pozitif moment kapasiteleri sırasıyla 69,15 kNm ve 69,94 kNm olan birleşimler, değerlerin birbirine çok yakın olması ve negatif moment kapasitelerinin de eşit olması nedeniyle aynı kabul edilmişlerdir.

Birleşimlerin gerçeğe yakın davranışlarının temsil edilebilmesi için Şekil 5.4. ve Tablo 5.4.'ten yararlanılarak oluşturulan M- $\theta$  grafiği Şekil 5.5.'te gösterilmektedir.

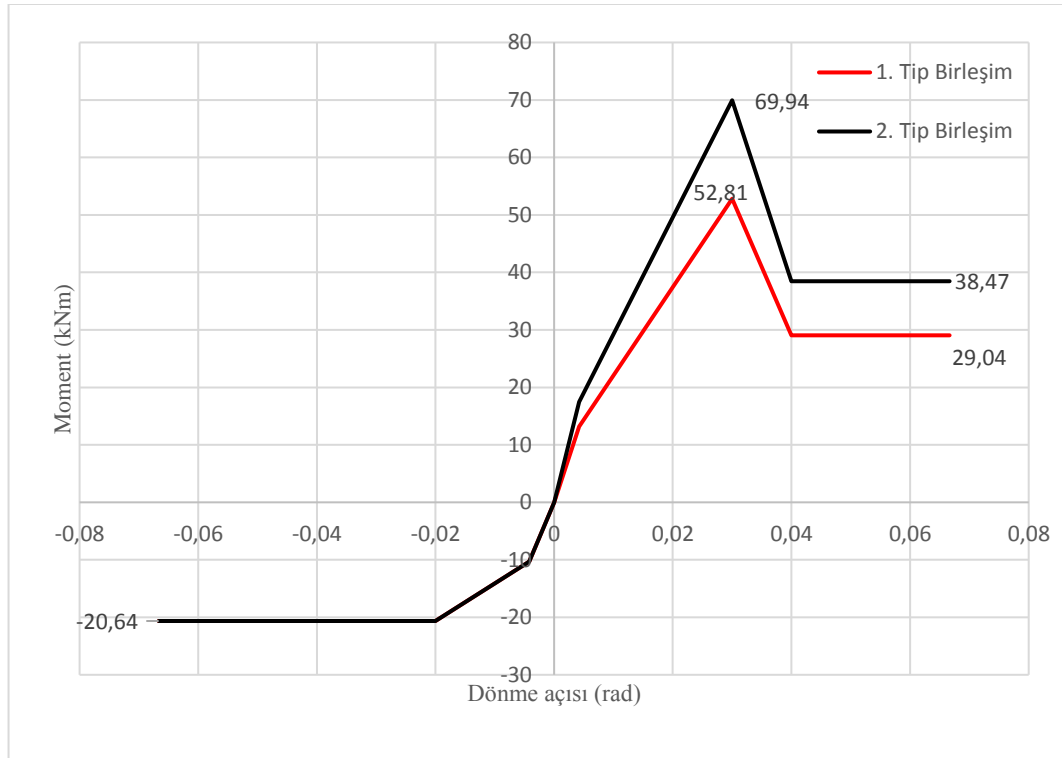


Şekil 5.4. Kayma levhali birleşimlerin tipik moment-dönme davranışları [43]

Tablo 5.4. Moment-dönme grafiğindeki parametreler ve ortalama değerleri [43]

Parametreler	Ortalama Değerler
$M^+_{slip}$	$0,25 M^+_{max}$
$\theta^+_{slip}$	0,0042 rad
$M^+_{drop}$	$0,55 M^+_{max}$
$\theta^+_{drop}$	0,04 rad
$\theta^+_{max}$	0,03 rad
$\theta^+_{ult}$	$g/d_f$
$M^-_{slip}$	$0,50 M^-_{max}$
$\theta^-_{slip}$	0,0042 rad
$\theta^-_{max}$	0,02 rad
$\theta^-_{ult}$	$g/d^f$

Tablo 5.4.'te gsterilen  $g$ , kiriş başlığı ile kolon arasındaki boşluk mesafesini,  $d_f$  ise, kayma levhasının ortasından, kiriş üst veya alt başlığına olan mesafelerden daha büyük olanını ifade etmektedir.



Şekil 5.5. Birleşimlerin moment-dönme davranışları

Şekil 5.5.'te gsterilen grafikteki noktalara ait değerler Tablo 5.5.'te gsterilmektedir. Bu değerler önceki bölümde anlatıldığı gibi Sap2000 programında [38] link elemanı kullanılarak tanımlanmaktadır.

Tablo 5.5. Her iki tip birleşime ait M-θ parametreleri

Parametreler	1. Tip Birleşim	2. Tip Birleşim
$M^+_{slip}$	13,20	17,49
$\theta^+_{slip}$	0,0042	0,0042
$M^+_{drop}$	29,04	38,47
$\theta^+_{drop}$	0,04	0,04
$M^+_{max}$	52,81	69,94
$\theta^+_{max}$	0,03	0,03
$\theta^+_{ult}$	0,0667	0,0667
$M^-_{slip}$	10,32	10,32
$\theta^-_{slip}$	0,0042	0,0042
$M^-_{max}$	20,64	20,64
$\theta^-_{max}$	0,02	0,02
$\theta^-_{ult}$	0,0667	0,0667

### 5.1.2. Model 2 için kompozit kirişlerin analiz modeline dahil edilmesi

Kompozit kirişlerin ve bu kirişlerin uçlarında bulunan birleşimlerin kirişin atalet momentine etkisinin analiz modeline dahil edilmesi için Eşdeğer Atalet Momenti  $I_{eq}$ 'nin hesaplanması gerekmektedir. Bunun için öncelikle kompozit kirişin pozitif moment bölgesi için atalet momenti  $I_{LB}$  hesaplanacaktır. Sonrasında kirişin negatif moment bölgesindeki atalet momenti çelik profilin atalet momenti kabul edilecek, elde edilen bu iki değer Denklem 5.7 kullanılarak eşdeğer bir atalet momenti elde edilecektir.

$$I_{eq} = 0,6I_{LB} + 0,4I_n \quad (5.7)$$

$I_n$ : Kompozit kirişin negatif moment bölgesi için atalet momenti

$I_{LB}$ 'nin hesaplanması:

$$Y_{ENA} = [A_s d_3 + (\Sigma Q_n / F_y)(2d_3 + d_1)] / [A_s + (\Sigma Q_n / F_y)] \quad (5.8)$$

$$A_s = 9882 \text{ mm}^2$$

$$I_s = 33740 \text{ cm}^4$$

$$d_3 = \frac{450}{2} = 250 \text{ mm}$$

$\Sigma Q_n$  değeri kirişin izin verilen minimum kısmi etkileşim oranı olan %25'e karşılık gelecek şekilde hesaplanmıştır.



$$\Sigma Q_n = 0,25 \times 9882 \times 235/1000 = 581 \text{ kN}$$

$$a = \frac{581000}{0,85 \times 25 \times 2000} = 13,67 \text{ mm}$$

$$d_1 = 120 - \frac{13,67}{2} = 113,16 \text{ mm}$$

$$Y_{ENA} = \frac{[9882 \times 250 + (581000/235)(2 \times 250 + 113,16)]}{[9882 + (581000/235)]} = 322,67 \text{ mm}$$

$$I_{LB} = I_s + A_s(Y_{ENA} - d_3)^2 + (\Sigma Q_n/F_y)(2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (5.9)$$

$$I_{LB} = 33740 \times 10^4 + 9882(322,67 - 250)^2 + \left(\frac{581000}{235}\right)(2 \times 250 + 113,16 - 322,67)^2 = 598,21 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{eq} = 0,6 \times 59821 + 0,4 \times 33740 = 49388,6 \text{ cm}^4$$

### 5.1.3. Model 3 için yarı-rijit kompozit birleşimlerin tasarımı

Bu kısımda, Model 1'de x doğrultusundaki iç akslarda bulunan ve kolon-kiriş birleşimleri mafsallı olarak tasarlanan ana kirişler, yarı-rijit kompozit birleşimli olarak tasarlanacaktır. Ayrıca yarı-rijit kompozit birleşimlere ait daha önceki bölümlerde anlatılmış olan tasarım adımları, hazırlanan hesap tabloları yardımıyla daha sade bir şekilde anlatılacaktır.

Öncelikle Model 1'de basit kiriş olarak tasarlanan IPE450 kiriş kesitinin küçültülüp küçültülemeyeceği kontrol edilecektir. Bunun için IPE400 kiriş tam etkileşimli kompozit olarak tasarlanıp eğilme dayanımı hesaplanacaktır. Sonrasında eğilme dayanımı ile dizayn momenti karşılaştırılarak birleşim bölgesinde ne kadar momente ihtiyaç duyulduğu hesaplanacaktır.

IPE400 kompozit kiriş tasarımı:

Kirişe gelen dizayn momenti  $M_u = 630,2 \text{ kNm}$

Tablo 5.6. IPE400 enkesit özellikleri

$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{el,y}(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{mm})$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{pl,y}(\text{cm}^3)$	$i_z(\text{mm})$
23130	1156	165,5	1318	1307	39,5
$A(\text{cm}^2)$	$d(\text{mm})$	$b_f(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$r(\text{mm})$
84,46	400	180	8,6	13,5	21

Enkesit kontrolleri:

Başlık kontrolü:

$$\frac{b}{t_f} < 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.10)$$

$$b = b_f/2 \quad (5.11)$$

$$\frac{90}{13,5} = 6,66 < 0,38 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 11,08$$

Gövde kontrolü:

$$\frac{h}{t_w} < 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.12)$$

$h$ : Hadde profilleri için köşe bölgelerdeki yarıçap veya eğrisel bölgeler çıkarılarak elde edilen başlıklar arasındaki net gövde yüksekliği.

$$\frac{400 - 2 \times (13,5 + 21)}{8,6} = 38,48 < 3,76 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 109,7$$

Kesit kompakttır.

Kompozit kesitin etkin beton genişliği:

$$b = 2 \times \frac{800}{8} = 200 \text{ cm}$$

Kompozit kiriş ile ona paralel kirişler arasındaki mesafenin yarısı (her iki yan için de hesaplanıp sonuçlar toplanacaktır), buna göre:

$$b = 2 \times \frac{700}{2} = 700 \text{ cm}$$

Seçilen:  $b = 200 \text{ cm}$

Beton basınç kuvveti:

$$A_c = 200 \times 12 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$C = 0,85 \times 25 \times 240000/1000 = 5100 \text{ kN}$$

$$C = 235 \times 8446/1000 = 1985 \text{ kN}$$

Kompozit kiriş tam etkileşimli olarak tasarlanacaktır. Bu durumda seçilen beton basınç kuvveti  $C = 1985 \text{ kN}$  olarak belirlenmiştir.

Beton bloğunun yüksekliği:

$$a = \frac{C}{0,85f_{ck}b} = \frac{1985000}{0,85 \times 25 \times 2000} = 46,7 \text{ mm}$$

Kompozit kirişin karakteristik moment dayanımı:

$$M_n = 1985000 \times \left( \frac{400}{2} + 120 - \frac{46,7}{2} \right) \times 10^{-6} = 588,8 \text{ kNm}$$

Tasarım moment dayanımı:

$$M_r = \phi M_n \tag{5.13}$$

$$\phi = 0,90$$

$$M_r = 0,9 \times 588,8 = 530 \text{ kNm}$$

Buna göre birleşimin sahip olması gereken minimum moment dayanımı:

$$\frac{M_u - M_r}{2} = \frac{630,2 - 530}{2} = 50,1 \text{ kNm}$$

Kesme güvenliği kontrolü: Kirişe etkiyen elverişsiz kesme kuvvet  $V_u = 237 \text{ kN}$  olup kesme kuvvetini sadece çelik profilin karşıladığı kabul edilmiştir.

Çelik profilin karakteristik kesme kuvveti dayanımı:

$$\frac{h}{t_w} = 38,8 < 2,24 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 65,34$$

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0,6 \times 235 \times 400 \times 8,6 \times 1/1000 = 485 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 485 \text{ kN} (\phi = 1)$$

$$\frac{V_d}{\phi V_n} = \frac{237}{485} = 0,49 < 1$$

Kiriş kesme yönünden güvenlidir.

Başlıklı çelik ankraj hesabı: Daha önceki bölümlerde IPE450 kirişi için yapılan hesaplar bir adet başlıklı çelik ankraj için kesme dayanımı hesaplanmıştı ( $Q_n = 81,33 \text{ kN}$ ). Buna göre kirişin yarı açıklığı için gereken başlıklı çelik ankraj sayısı:

$$n = \frac{C}{Q_n} = \frac{1985}{81,33} = 24,4 \rightarrow 25 \quad (5.14)$$

8000 mm açıklık için gereken başlıklı çelik ankraj sayısı ise 50 olarak belirlenmiştir.

Çelik ankrajlar arasındaki mesafe:

$$s = \frac{8000}{50} = 160 \text{ mm}$$

$$s \geq 4d_{sa} \rightarrow s = 160 \text{ mm} > 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

Ayrıca çelik ankrajların merkezleri arasındaki maksimum uzaklık toplam döşeme kalınlığının 8 katını ve 900 mm'yi aşamaz. Buna göre;

$$s \leq \left( \begin{array}{l} 120 \times 8 = 960 \text{ mm} \\ 900 \text{ mm} \end{array} \right)$$

$$s = 160 \text{ mm} \leq 900 \text{ mm}$$

Çelik ankraj aralık şartları sağlanmaktadır.

Yarı-rijit kompozit birleşimin ön boyutlandırılması: Birleşimin sahip olması gereken minimum moment dayanımı belirlendikten sonra, hazırlanmış olan hesap tablosu kullanılarak ve kullanılabilir en küçük birleşim elemanları seçilerek yarı-rijit kompozit bir birleşim için ön boyutlandırma yapılacaktır. Bu işlem sonucunda elde edilen birleşimin moment dayanım değeri yeterli değere ulaşana kadar deneme yanılma yoluyla birleşim elemanları değiştirilecektir.

Ön boyutlandırma için ilk etapta alt başlık korniyer için L200x100x10 (180 mm genişliğinde), gövde korniyerleri için 2xL100x100x10 (220 mm yüksekliğinde) profiller ve döşeme donatısı için 6φ14 (923,6 mm<sup>2</sup>) kullanılmıştır. Birleşime ait detaylar Şekil 5.6. ve 5.7.'de gösterilmektedir.

Önceki bölümlerde açıklanan aşağıdaki denklemler (Denklem 5.15 ve Denklem 5.16) kullanılarak elde edilen yarı-rijit kompozit birleşimin M-θ eğrisi Şekil 5.8.'de gösterildiği gibidir.

$$M_n^- = C1(1 - e^{-C2\theta}) + C3\theta, \text{ kip-inç} \quad (5.15)$$

$$C1 = 1509,109 \text{ kip-inç}$$

$$C2 = 0,775$$

$$C3 = 32,422 \text{ kip-inç/mrad}$$

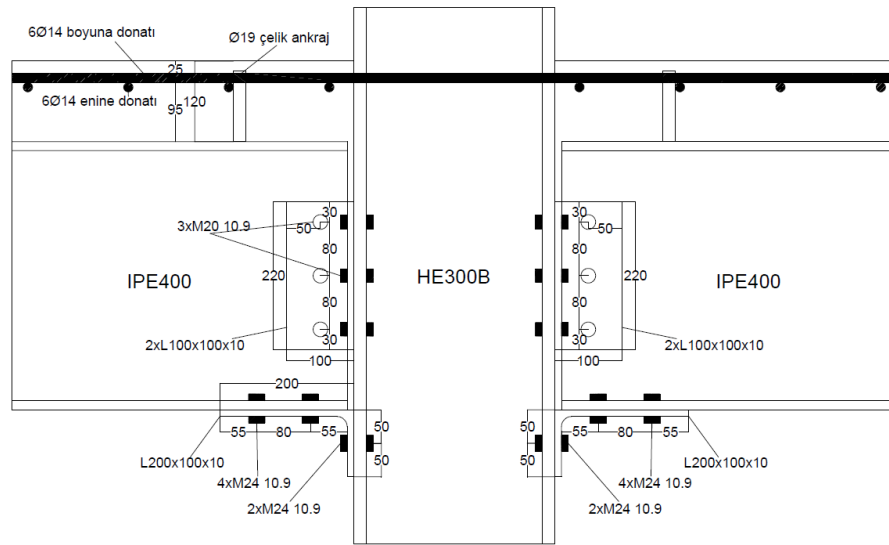
$$M_n^+ = C1(1 - e^{-C2\theta}) + (C3 + C4)\theta, \text{ kip-inç} \quad (5.16)$$

$$C1 = 764,8 \text{ kip-inç}$$

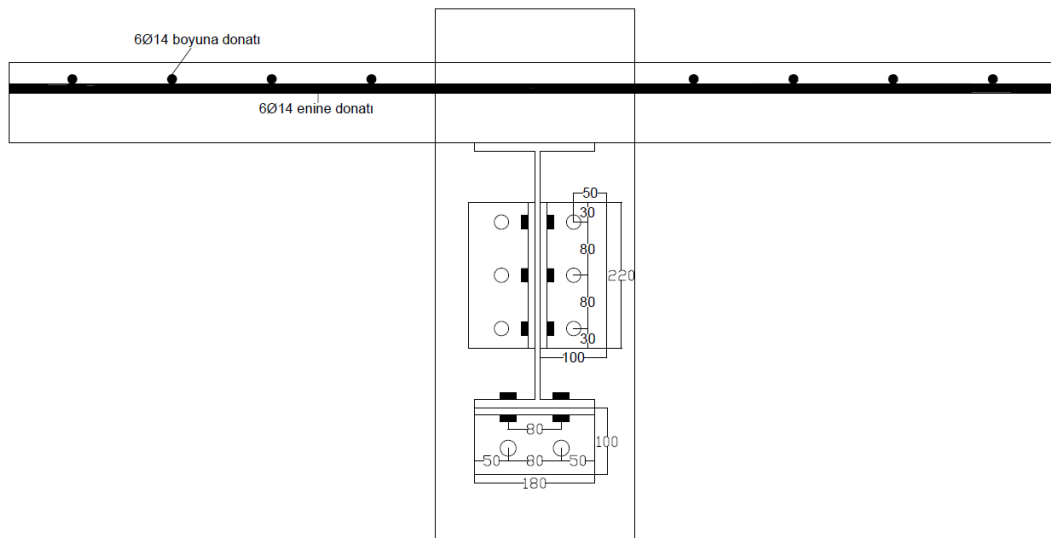
$$C2 = 0,3699$$

$$C3 = 46,318 \text{ kip-inç/mrad}$$

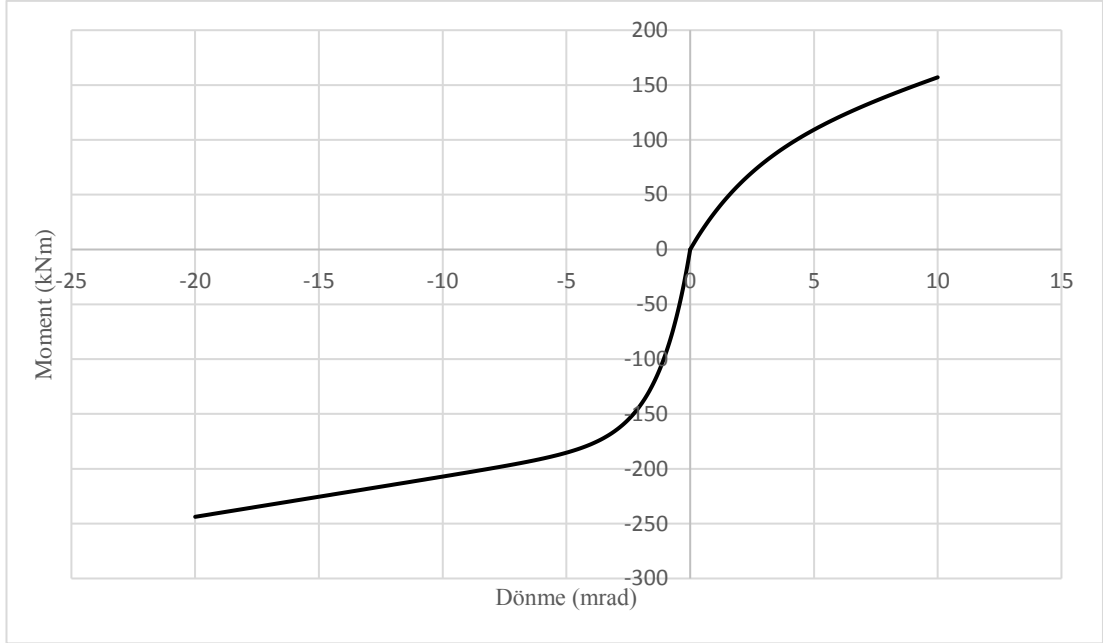
$$C4 = 18,064 \text{ kip-inç/mrad}$$



Şekil 5.6. HE300B-IPE400 tipik yarı-rijit kompozit birleşim detayı (yan görünüş)



Şekil 5.7. HE300B-IPE400 tipik yarı-rijit kompozit birleşim detayı (ön görünüş)



Şekil 5.8. Yarı-rijit kompozit birleşimin M-θ eğrisi

Yapılan hesaplar sonucunda birleşimin moment kapasitesi  $M_{n,conn} = 243,7$  kNm olarak elde edilmiştir. Bu durumda  $\phi = 0,85$  güvenlik katsayısı kullanılarak birleşimin tasarım dayanımı  $\phi M_{n,conn}$  Denklem 5.17 kullanılarak belirlenir.

$$\phi M_{n,conn} = 0,85 \times 243,7 = 207 \text{ kNm} \quad (5.17)$$

Bu değer minimum gereken dayanım değeri = 50,1 kNm'den büyük olduğu için birleşim yeterli dayanıma sahiptir.

Birleşimin dayanım kontrolü: Burada, daha önceki bölümlerde anlatılan, birleşimin dayanımı ile ilgili sağlanması gereken şartlar kontrol edilecektir.

$$M_{n,conn}/M_{p,bare} \leq 1,2 \quad (5.18)$$

$$\Phi M_{n,conn}(ort) \leq M_u \text{ (1,2DL}_A\text{+1,6LL yük birleşimi altında)} \quad (5.19)$$

$$\Sigma Q_n(\text{kompozit kiriş}) \geq A_l F_y = A_s F_{yrb} \text{ (birleşimdeki maksimum kuvvet)} \quad (5.20)$$

$$\phi M_{n,conn} = 207 \leq M_u = 630,2$$

$$M_{p,bare} = W_{pl,y} \times F_y = 1307 \times \frac{235}{1000} = 307,1 kNm \quad (5.21)$$

$$\frac{M_{n,conn}}{M_{p,bare}} = \frac{207}{307,1} = 0,67 \leq 1,2$$

$$A_s F_{yrb} = 926 \times 420/1000 = 389 kN$$

$$A_l F_y = 1800 \times 235/1000 = 423 kN$$

$$\Sigma Q_n = 1985 kN > A_s F_{yrb} = 423 kN$$

Birleşim dayanım şartlarını sağlamaktadır. Ayrıca birleşimin moment kapasitesi çelik kirişin %67'sine eşit olduğundan kirişin plastik moment kapasitesinin en az %50'sine sahip olma şartı da sağlanmaktadır.

Alt başlık korniyeri tasarımı: Alt başlık korniyeri tasarımında 2 belirleyici faktör bulunmaktadır. Bunlardan ilki, döşeme içerisinde bulunan donatı miktarıdır. Çaprazlı yapılarda alt başlık korniyeri, donatının karakteristik çekme kuvvetini karşılayacak şekilde tasarlanmalıdır. İkincisi, Alt başlık korniyerine gelen çekme kuvveti, korniyeri kirişe bağlayan bulonlara kesme kuvveti olarak etkiyeceğinden, bulon grubunun kesme kuvveti kapasitesinin korniyerin çekme kuvveti kapasitesinden daha fazla olması gerekmektedir.

Alt başlık korniyeri için enkesit kontrolü:

Döşeme donatısının karakteristik çekme kuvveti kapasitesi:

$$A_s F_{yrb} = 923,6 \times 420/1000 = 388 kN$$

Korniyer için gereken enkesit alanı:

$$\frac{A_s F_{yrb}}{F_y} = \frac{388000}{235} = 1651 mm^2$$



Korniyer için seçilen enkesit: L200x100x10

Kol genişliği = 180 mm

Korniyer enkesit alanı:

$$A_l = 180 \times 10 = 1800 \text{ mm}^2 > 1651 \text{ mm}^2$$

Bulonların tasarımı: Korniyeri kirişe bağlayan bulonlar, donatıdaki dayanım fazlalığı da göz önüne alınarak 1,25 katsayısı kullanılarak elde edilen kesme kuvvetine göre tasarlanacaktır.

Bulonlar için gereken minimum kesme kuvveti:

$$V_u = 388 \times 1,25 = 485 \text{ kN}$$

Seçilen bulon: 4 adet M24 10.9 önçekmeli bulon.

Delik tipi: Standart

Bulon aralıklarının kontrolü:

$$\text{Bulonlar arası mesafe} = 80 \text{ mm} > 3d = 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum bulon kenar mesafesi} = 55 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Bulon aralıkları uygundur.

Bulonların taşıma gücü hesabı: Alt başlık korniyerinde kullanılacak bulonların kesme dayanımlarının kontrollerinde tasarım güvenlik katsayısı  $\phi$  kullanılmayacaktır. Bunun nedeni bu bölümde yapılan kontrollerde kapasite kontrolü yapılmasıdır.

M24 10.9 bulona uygulanması gereken minimum önçekme kuvveti:

$$T_b = 247 \text{ kN}$$

Seçilen ön çekme kuvveti:

$$T_b = 250 \text{ kN}$$

Bir bulonun kesme dayanımı:

$$R_n = \mu D_u h_f t_b n_s = 0,5 \times 1 \times 1 \times 250 \times 1 = 125 \text{ kN} \quad (5.22)$$

$\mu$ : Sürtünme katsayısı (A sınıfı yüzey tipi için = 0,5).

$D_u$ : Katsayı (= 1).

$h_f$ : Birleşimde bulunan besleme sayısına göre alınacak bir katsayı (besleme levhası yoksa = 1) .

$n_s$ : kesme düzlemi sayısı.

Dört adet bulonun kesme dayanımı:

$$R_n = 1 \times 4 \times 125 = 500 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{R_n} = \frac{485}{500} = 0,97 < 1$$

Bulonlar arasındaki ezilme kontrolü:

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \quad (5.23)$$

$F_u$ : birleşen elemanların kopma gerilmesi (= 360 Mpa).

$d$ : bulon karakteristik çapı.

$l_c$ : kuvvet doğrultusunda olmak üzere bir delik köşesinin takip eden delik köşesi veya bir delik köşesi ile eleman kenarı arasındaki temiz açıklık.

$t$ : birleşen eleman kalınlıklarından küçük olanı.

Bulonlar arasındaki ezilme:

$$l_c = 80 - 26 = 54 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times 54 \times 10 \times 360/1000 = 233 \text{ kN}$$

$$R_n = 2,4 \times 24 \times 10 \times 360/1000 = 207 \text{ kN}$$

En uç bulondaki ezilme:

$$l_c = 55 - 26/2 = 42 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times 42 \times 10 \times 360/1000 = 194 \text{ kN}$$

Bulon deliklerinin ezilme dayanımı

$$R_n = 2 \times (207 + 194) = 802 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{R_n} = \frac{485}{802} = 0,6 < 1$$

Kesmede blok yırtılma kontrolü:

Kesme akması halinde brüt kesit:

$$A_{gv} = (80 + 55) \times 10 = 1350 \text{ mm}^2$$

Kesme yırtılması halinde net kesit:

$$A_{nv} = 1350 - 2 \times 26 \times 10 = 830 \text{ mm}^2$$

Çekme etkisindeki net alan:

$$A_{nt} = \left(50 - \frac{26}{2}\right) \times 10 = 370 \text{ mm}^2$$

Kesmede blok yırtılmada kesme akması bileşeni:

$$R_n = 0,60F_y A_{gv} = 0,60 \times 235 \times 1350/1000 = 190 \text{ kN} \quad (5.24)$$

Kesmede blok yırtılmada kesme yırtılması bileşeni:

$$R_n = 0,60F_uA_{nv} = 0,60 \times 360 \times 830/1000 = 179 \text{ kN} \quad (5.25)$$

Kesmede blok yırtılma karakteristik dayanımı ve taşıma gücü:

$$U_{bs}F_uA_{nt} = 1 \times 360 \times 370/1000 = 133 \text{ kN} \quad (5.26)$$

$U_{bs}$ : blok kırılma sınır durumunda kullanılan azaltma katsayısı (çekme gerilmeleri yayılışının üniform olduğu yüzeylerde =1).

$$R_n = [0,60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt}] \leq [0,60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}] \quad (5.27)$$

$$R_n = [0,60 \times 360 \times 830 + 1 \times 360 \times 370]/1000 = 312 \text{ kN}$$

$$R_n = [0,60 \times 235 \times 1350 + 1 \times 360 \times 370]/1000 = 323 \text{ kN}$$

Kesmede blok yırtılma hali için elde edilen kuvvetlerden küçük olanı taşıma gücü hesabında kullanılacaktır.

2 bulon grubu için taşıma gücü:

$$R_n = 2 \times 312 = 624 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{R_n} = \frac{485}{624} = 0,78 < 1$$

Yukarıdaki kontroller sonucunda alt başlık korniyeri ve bulonlarının gerekli dayanıma sahip oldukları görülmüştür. Bunun dışında, korniyeri kolona bağlayan 2 adet M24 10.9 bulon bulunmakta olup çaprazlı yapılarda birleşimin basınç etkisi altında gerekli kontrollerinin yapılması yeterli olduğundan bu bulonlar için ilgili ilave bir kontrol yapılmayacaktır.

Gövde korniyeri tasarımı: Gövde korniyeri tasarımı için 2xL100x100x10 korniyer kullanılmıştır.

Seçilen bulon: 3 adet M20 10.9 önçekmeli bulon.

$$V_u = 237,2 \text{ kN}$$

Kesit özellikleri:

IPE400 kirişi:  $t_w = 8,6 \text{ mm}$

HE300B kolonu:  $t_f = 19 \text{ mm}$

Bu ve buna benzer kolon enkesiti kontrolü gereken durumlarda yarı-rijit kompozit birleşimlerin bağlandığı en küçük kolon enkesitine sahip olan HE300B kolonu kullanılacaktır. Bunun nedeni, HE300B'nin gerekli kontrolleri sağlaması durumunda ondan daha büyük kesit boyutlarına sahip HE300M, HE400B, HE320B kolonları da bu şartları sağlamaktadır. Gövde birleşiminde kullanılacak M20 10.9 bulon için kesit ve malzeme özellikleri Tablo 5.7.'de gösterilmiştir.

Tablo 5.7. M20 10.9 bulon için kesit ve malzeme özellikleri

Karakteristik delik çapı (d) (mm)	Standart delik çapı (mm)	Karakteristik enkesit alanı ( $A_b$ ) (mm <sup>2</sup> )	Kopma gerilmesi (Mpa)	Akma gerilmesi (Mpa)	Karakteristik çekme dayanımı (Mpa)	Karakteristik kesme dayanımı (Mpa)
20	22	314	1000	900	750	450

Bulon aralıklarının kontrolü:

$$\text{Bulonlar arası mesafe} = 80 \text{ mm} > 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum bulon kenar mesafesi} = 30 \text{ mm} > 26 \text{ mm}$$

Bulon aralıkları uygundur.

Bulonların taşıma gücü hesabı:

M20 10.9 bulona uygulanması gereken minimum önçekme kuvveti:

$$T_b = 172 \text{ kN}$$

Bir bulonun kesme dayanımı:

$$R_n = \mu D_u h_f t_b n_s = 0,5 \times 1 \times 1 \times 172 \times 2 = 172 \text{ kN} \quad (5.28)$$

Üç adet bulonun kesme dayanımı:

$\phi = 1$  (Standart ve uzun boyutu yük doğrultusuna dik olan kısa oval deliklerde)

$$\phi R_n = 1 \times 3 \times 172 = 516 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237,2}{516} = 0,46 < 1$$

Birleşimdeki elemanların taşıma gücü hesabı:

Korniyerdeki taşıma gücü hesabı

$$R_n = 1,2l_c t F_u \leq 2,4dt F_u \quad (5.29)$$

Bulonlar arasındaki ezilme:

$$l_c = 80 - 22 = 58 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times 58 \times 10 \times 360/1000 = 251 \text{ kN}$$

$$R_n = 2,4 \times 20 \times 10 \times 360/1000 = 173 \text{ kN}$$

En uç bulondaki ezilme:

$$l_c = 30 - 22/2 = 19 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times 19 \times 10 \times 360/1000 = 82 \text{ kN}$$

Bulon deliklerinin ezilme dayanımı ( $\phi = 0,75$ ):

2 adet korniyer için:

$$\phi R_n = 2 \times 0,75 \times (2 \times 173 + 82) = 642 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237,2}{642} = 0,37 < 1$$

Kesmede blok yırtılma kontrolü:

Kesme akması halinde brüt kesit:

$$A_{gv} = (2 \times 80 + 30) \times 10 = 1900 \text{ mm}^2$$

Kesme yırtılması halinde net kesit:

$$A_{nv} = 1900 - 3 \times 22 \times 10 = 1240 \text{ mm}^2$$

Çekme etkisindeki net alan:

$$A_{nt} = \left(50 - \frac{22}{2}\right) \times 10 = 390 \text{ mm}^2$$

Kesmede blok yırtılmada kesme akması bileşeni:

$$R_n = 0,60F_y A_{gv} = 0,60 \times 235 \times 1900/1000 = 268 \text{ kN}$$

Kesmede blok yırtılmada kesme yırtılması bileşeni:

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} = 0,60 \times 360 \times 1240/1000 = 268 \text{ kN}$$

Kesmede blok yırtılma karakteristik dayanımı ve taşıma gücü:

$$U_{bs}F_u A_{nt} = 1 \times 360 \times 390/1000 = 140 \text{ kN}$$

$U_{bs}$ : blok kırılma sınır durumunda kullanılan azaltma katsayısı (çekme gerilmeleri yayılışının üniform olduğu yüzeylerde =1).

$$R_n = [0,60 \times 360 \times 1240 + 1 \times 360 \times 390]/1000 = 408 \text{ kN}$$

$$R_n = [0,60 \times 235 \times 1900 + 1 \times 360 \times 390]/1000 = 408 \text{ kN}$$

Kesmede blok yırtılma hali için her iki durumda da aynı değer elde edilmiş olup taşıma gücü hesabında bu değer kullanılacaktır.

2 adet korniyer için:

$$\phi R_n = 2 \times 0,75 \times 408 = 612 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237,2}{612} = 0,39 < 1$$

Kiriş gövdesinde taşıma gücü hesabı: Kiriş gövdesinde sadece bulon deliklerindeki taşıma gücü hesabı yapılması yeterlidir.

$$R_n = 2,4dtF_u \quad (5.30)$$

Bir adet bulon için:

$$R_n = 2,4 \times 20 \times 8,6 \times 360/1000 = 149 \text{ kN}$$

Üç adet bulon için taşıma gücü:

$$\phi R_n = 3 \times 0,75 \times 149 = 335 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237,2}{335} = 0,71 < 1$$

Kolon başlığında taşıma gücü hesabı: Kolon ve kiriş malzeme özellikleri aynı olduğundan kolon başlığı taşıma gücü kiriş gövdesi taşıma gücünün  $t_f / t_w$  oranı ile çarpılmasından elde edilebilir.

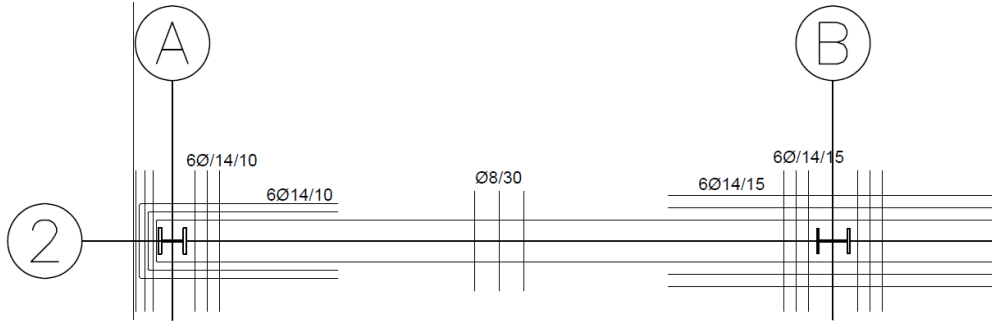
Kolon başlığında taşıma gücü:

$$R_n = 335 \times \frac{19}{8,6} = 740 \text{ kN}$$



$$\frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{237,2}{740} = 0,32 < 1$$

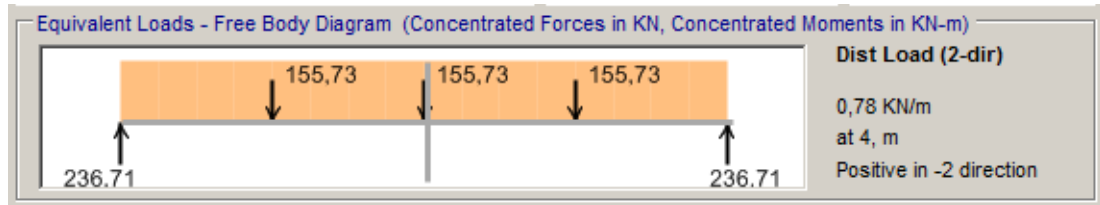
Donatı detaylandırılması: Seçilen donatılar kenar ve iç açıklıklar için oluşturulan tipik bir donatı planı Şekil 5.9.'da gösterilmiştir.



Şekil 5.9. Yarı-rijit kompozit birleşimler için tipik bir donatı planı

Kolon etrafındaki boyuna ve enine donatılar 6Ø14 seçilmiş olup servis problemlerini karşılamak için kirişlerde Ø8/30 (1,68 cm<sup>2</sup>) enine donatı kullanılmıştır. Donatı aralıkları kenar birleşimler için 100 mm, iç açıklıklar için 150 mm seçilmiştir.

Kirişin göçme yükü katsayısının hesaplanması: Kirişin göçme yükü katsayısı, kirişe etkileyen en elverişsiz yük birleşiminden elde edilen tekil yükler kullanılarak hesaplanacaktır. Kirişe kendi ağırlığından dolayı etkileyen yayılı yük değeri (0,78 kN/m), kirişe etkileyen diğer yüklerle kıyaslandığında hesaplarda belirgin bir etkisinin olmayacağından ihmal edilmiştir (Şekil 5.10.).

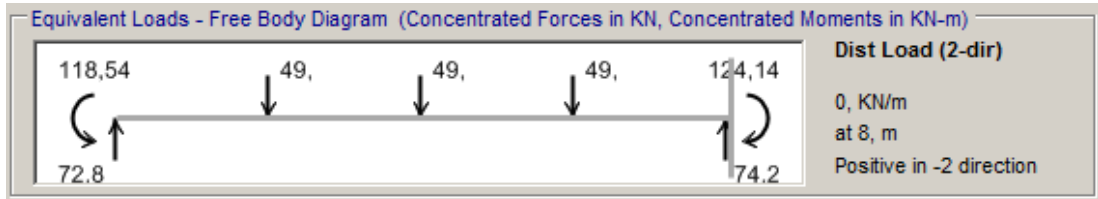


Şekil 5.10. En elverişsiz yük birleşimi için kirişe etkileyen tekil ve yayılı yükler

$$\lambda_b = \frac{d}{(P_u \gamma_a da w_u L)L} [(aM_{p,c1}) + (bM_{p,c2}) + (cM_{p,b})] \quad (5.31)$$

$$\lambda_b = \frac{2}{(155,73) \times 8} [(1 \times 207) + (0 \times 207) + (1 \times 530)] = 1,18 > 1$$

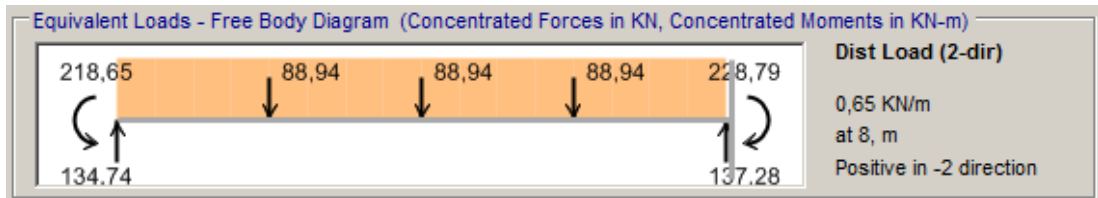
Kiriş çizgisi analizi ve sehim kontrolü: Kiriş çizgisi analizi için öncelikle kiriş uçlarının rijit bağlı olduğu durum için ankastrelik momenti elde edilir. Sadece hareketli yükler için (Şekil 5.11.).



Şekil 5.11. Hareketli yükler altında kirişin serbest cisim diyagramı

$$M_F = \frac{5}{16} \times PL = \frac{5}{16} \times 49 \times 8 = 122,5 \text{ kNm}$$

G + 0,5Q yük birleşimi için (Şekil 5.12.):



Şekil 5.12. G + 0,5Q yük birleşimi altında kirişin serbest cisim diyagramı

$$M_F = \frac{5}{16} \times PL = \frac{5}{16} \times 89 \times 8 = 222,5 \text{ kNm}$$

Ankastrelik momentinin elde edilmesinden sonra kiriş uçlarının mafsalı olması durumu için kiriş ucundaki dönme açısı hesaplanmalıdır.

$$\theta_{ss} = \frac{5}{32} \times \frac{PL^2}{EI} \quad (5.32)$$

Yukarıdaki denklemde (Denklem 5.32) kirişin eşdeğer atalet momenti kullanılacaktır. Eşdeğer atalet momentinin elde edilebilmesi için öncelikle  $I_{LB}$ 'nin hesaplanması gerekmektedir.

$I_{LB}$ 'nin hesaplanması:

$$Y_{ENA} = [A_s d_3 + (\Sigma Q_n / F_y)(2d_3 + d_1)] / [A_s + (\Sigma Q_n / F_y)] \quad (5.33)$$

$$A_s = 8446 \text{ mm}^2$$

$$d_3 = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$\Sigma Q_n$  değeri kirişin izin verilen minimum kısmi etkileşim oranı olan %25'e karşılık gelecek şekilde hesaplanmıştır.

$$\Sigma Q_n = 0,25 \times 8446 \times 235 / 1000 = 469,2 \text{ kN}$$

$$a = \frac{469200}{0,85 \times 25 \times 2000} = 11,04$$

$$d_1 = 120 - \frac{a}{2} = 120 - \frac{11,04}{2} = 114,48 \text{ mm}$$

$$Y_{ENA} = \frac{[8446 \times 200 + (469200/235)(2 \times 200 + 114,48)]}{[8446 + (469200/235)]} = 260,12 \text{ mm}$$

$$I_{LB} = I_s + A_s(Y_{ENA} - d_3)^2 + (\Sigma Q_n / F_y)(2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (5.34)$$

$$I_s = 23130 \text{ cm}^4$$

$$I_{LB} = 23130 \times 10^4 + 8446(260,12 - 200)^2 + \left(\frac{469200}{235}\right)(2 \times 200 + 114,48 - 260,12)^2 = 391 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{eq} = 0,6I_{LB} + 0,4I_n = 0,6 \times 39100 + 0,4 \times 23130 = 32712 \text{ cm}^4$$

Buna göre sadece hareketli yükler için  $\theta_{ss}$ :

$$\theta_{ss} = \frac{5}{32} \times \frac{49000 \times 8000^2}{200000 \times 32712 \times 10^4} = 0,0074 \text{ rad} = 7,4 \text{ mrad}$$

G + 0,5Q yük birleşimi için:

$$\theta_{ss} = \frac{5}{32} \times \frac{89000 \times 8000^2}{200000 \times 32712 \times 10^4} = 0,01344 \text{ rad} = 13,44 \text{ mrad}$$

Hareketli yük için birleşimin dönme açısı ve kirişin sehim:

$$\theta = \frac{M_F}{K_{grav} + \frac{M_F}{\theta_{ss}}} \quad (5.35)$$

$$\theta = \frac{122,5}{62040 + \frac{122,5}{0,0074}} = 0,00155 \text{ rad} = 1,55 \text{ mrad} < 2,5 \text{ mrad}$$

$$K_{grav} = \frac{M_{ser}}{\theta_{ser}} = \frac{155,1}{0,0025} = 62040 \text{ kNm/rad} \quad (5.36)$$

$$\delta_{sr} = \delta_{ff} + \frac{c_{\theta} \theta_{sym} L}{4} = 0,004 + \frac{1 \times 0,00155 \times 8}{4} = 0,0071 \text{ m} = 7,1 \text{ mm} \quad (5.37)$$

$$\delta_{ff} = \frac{1}{96} \times \frac{PL^2}{EI} = \frac{1}{96} \times \frac{49000 \times 8000^3}{200000 \times 32712 \times 10^4} = 4 \text{ mm} \quad (5.38)$$

$$\delta_{sr} = 7,1 \text{ mm} < \frac{8000}{360} = 22,22 \text{ mm}$$

G + 0,5Q yük birleşimi için birleşimin dönme açısı ve kirişin sehim:

$$\theta = \frac{M_F}{K_{grav} + \frac{M_F}{\theta_{ss}}} = \frac{222,5}{62040 + \frac{222,5}{0,01344}} = 0,00283 \text{ rad} = 2,83 \text{ mrad} > 2,5 \text{ mrad}$$

Birleşimin dönme açısı 2,5 mrad'dan büyük olduğundan aşağıdaki işlemler yapılarak birleşimin servis yükleri altındaki rijitliğinin yeterliliği kontrol edilecektir.

$$\theta' = \theta + 0,5 = 2,83 + 0,5 = 3,33 \text{ mrad}$$

Birleşimin 3,33 mrad'a karşı gelen moment değeri 169,8 kNm hesaplanmıştır. Bu değerlere göre hesaplanan yeni  $K_{grav}$  değeri:

$$K_{grav} = \frac{169,8}{0,00333} = 50991 \text{ kNm/rad}$$

Yeni durum için birleşimin dönme açısı:

$$\theta = \frac{222,5}{50991 + \frac{222,5}{0,01344}} = 0,00329 \text{ rad} = 3,29 \text{ mrad} < 3,33 \text{ mrad}$$

Birleşim rijitlik açısından yeterlidir.

Kirişte oluşan sehim:

$$\delta_{sr} = 0,0073 + \frac{1 \times 0,00329 \times 8}{4} = 0,0138 \text{ m} = 13,8 \text{ mm}$$

$$\delta_{ff} = \frac{1}{96} \times \frac{PL^2}{EI} = \frac{1}{96} \times \frac{89000 \times 8000^3}{200000 \times 32712 \times 10^4} = 7,3 \text{ mm}$$

$$\delta_{sr} = 13,8 \text{ mm} < \frac{8000}{300} = 26,66 \text{ mm}$$

Kolonlar için rijitleştirici gereksinimi kontrolü: Çaprazlı yapılarda iç açıklıklarda her iki kolon yüzünde de negatif moment bulunması ve aynı tip birleşimler kullanıldığı için bu moment değerlerinin birbirlerine eşit olması nedeniyle kolon panel bölgesinde kesme etkisi oluşmamaktadır. Ancak kenar kolonlar için birleşimin moment kapasitesine ulaşması durumunda panel bölgesinde oluşacak kesme etkisinden dolayı gerekli kontroller yapılmalıdır.

Birleşimin moment kapasitesine ulaştığı durumda donatı ve alt başlık korniyerinde oluşacak maksimum kuvvet:

$$\min(A_l F_y, A_s F_{yrb}) = \min\left(1800 \times \frac{235}{1000} = 423 \text{ kN}, 923,6 \times \frac{420}{1000} = 388 \text{ kN}\right) \\ = 388 \text{ kN}$$

Kolon üst ucunda oluşan kesme kuvveti = 3 kN

$$P_u = 388 - 3 = 385 \text{ kN}$$

Kolon panel bölgesi 385 kN'a göre kontrol edilecektir.

Birleşimin bağlı olduğu en küçük kolon profili: HE300B

Panel bölgesinin plastik şekil değiştirme durumunun çerçeve stabilite analizine etkisinin göz önüne alınmadığı varsayılarak HE300B kolonu panel bölgesi dayanımının hesaplanması Denklem 5.39 kullanılarak yapılacaktır.

$$V_p = 0,6 F_y d_c t_w = 0,6 \times 235 \times 300 \times \frac{11}{1000} = 465,3 \text{ kN} > 385 \text{ kN} \quad (5.39)$$

$F_y$ : Çelik akma dayanımı

$d_c$ : Kolon enkesit yüksekliği

$t_w$ : Gövde kalınlığı

Titreşim Hesabı: Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişte yapılan titreşim kontrolü Tablo 5.8. ve Tablo 5.9.'da gösterilmiştir.

Tablo 5.8. Yarı-rijit kompozit birleşimli kirişin titreşim frekansının hesaplanması

Eleman	L (m)	b <sub>eff</sub> (m)	Yükler	I <sub>eff</sub> (cm <sup>4</sup> )	D (cm <sup>4</sup> /m)	B (m)	W (kN)	Δ (mm)	f <sub>n</sub> (Hz)
Döşeme	40	3,2	2,7+2+0,52kN/m <sup>2</sup>	1659,3	1659,3/3,2	28			
Kiriş	8	3,2	13,9kN/m	82003	82003,4/7	2*3,6	1*308,4	3,8	9,2
Panel							308,4	3,8	9,2

Tablo 5.9. Kiriş titreşim ivmesi talep/kapasite oranı

	Hesaplanan	İzin verilen	Hesaplanan/İzin verilen
Yürümekten kaynaklanan ivme $a_p/g$ ( $\beta = 0,03 P_o = 289$ )	0,001248	0,005	0,25

### 5.1.3.1. Yarı-rijit kompozit birleşimlerin davranışının idealleştirilmesi

Yarı-rijit kompozit birleşimin davranışı, Ammerman ve Leon [13] tarafından önerilen, Maleck [12] tarafından geliştirilen 3 doğrulu modelleme yöntemi kullanılarak idealleştirilecektir. Bu idealleştirme için yapılacak işlemler aşağıda açıklanmıştır.

Öncelikle birleşimin elastik bölgedeki davranışını temsil eden birinci doğru elde edilmelidir. Bunun için birleşimin başlangıç rijitliğinin %80'ine karşılık gelen rijitlik hesaplanır.

$$K_i = (C1 \times C2 + C3 + C4) \times 1000, (kip - in/rad) \quad (5.40)$$

Sonrasında birleşimin plastik rijitliği  $K_p$ , birleşimin 0,01 rad dönme yaptığı noktadaki eğimi kabul edilerek hesaplanır.

$$K_p = 1000 \times C1 \times C2 \times e^{-10C2} + 1000(C3 + C4), (kip - in/rad) \quad (5.41)$$

Son olarak birleşimin doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarının arasında bulunan doğrunun sınırını belirleyen dönme açısı hesaplanır.

$$\theta = \frac{\ln(0,1)}{-C2}, (mrad) \quad (5.43)$$

Yukarıdaki denklemler (Denklem 5.42, Denklem 5.43 ve Denklem 5.44 İngiliz birimleri kullanılarak oluşturulduğu için işlemler yapıldıktan sonra elde edilen değerler metrik birimlere dönüştürülmelidir.

Negatif moment bölgesi için:

$$K_i = 0,8(1509,11 \times 0,775 + 32,422 + 0) \times 1000 = 1201982 \text{ kip} - \text{in/rad}$$

$$= 135806 \text{ kNm/rad}$$

$$K_p = 1000 \times 1509,11 \times 0,775 \times e^{-10 \times 0,775} + 1000(32,422 + 0)$$

$$= 32926 \text{ kip} - \text{in/rad} = 3720 \text{ kNm/rad}$$

$$\theta = \frac{\ln(0,1)}{-C2} = \frac{-2,302}{-0,775} = 2,97 \text{ mrad}$$

Pozitif moment bölgesi için:

$$K_i = 0,8(764,8 \times 0,3699 + 46,318 + 18,06) \times 1000 = 347344 \text{ kip} - \text{in/rad}$$

$$= 39245 \text{ kNm/rad}$$

$$K_p = 1000 \times 764,8 \times 0,3699 \times e^{-10 \times 0,3699} + 1000(46,318 + 18,06)$$

$$= 71379 \text{ kip} - \text{in/rad} = 8073 \text{ kNm/rad}$$

$$\theta = \frac{\ln(0,1)}{-C2} = \frac{-2,302}{-0,3699} = 6,22 \text{ mrad}$$

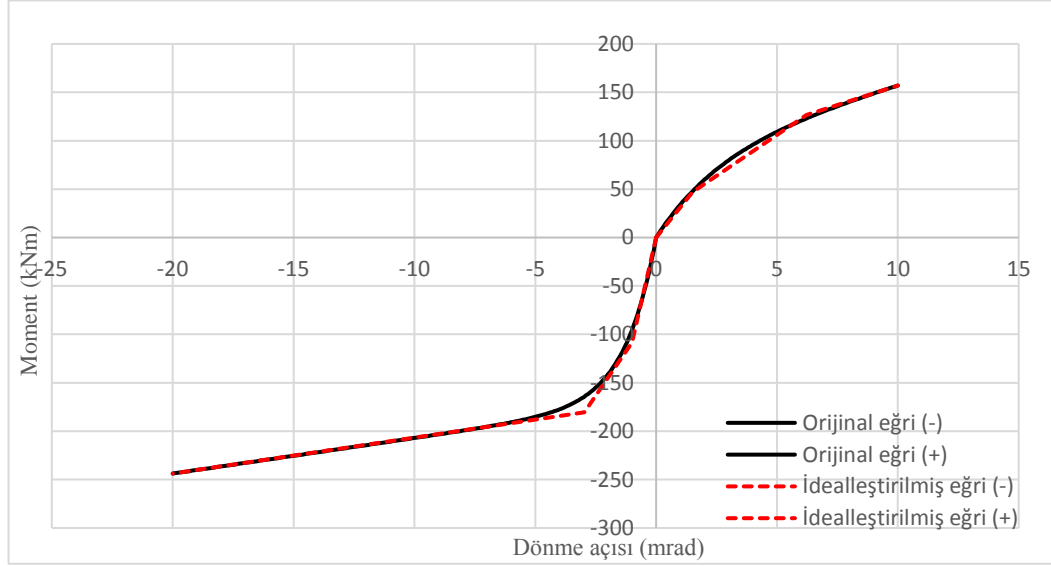
Bu değerler elde edildikten sonra ilk olarak orjinden eğimi  $0,80K_i$  olan bir doğru negatif moment için  $0,001$  rad, pozitif moment için  $0,0015$  rad değerine kadar çizilerek ilk doğru oluşturulur. Sonrasında birleşimin  $M-\theta$  eğrisi üzerinde bulunan  $(0,02-M_n)$  noktasından eğimi  $K_p$  olan bir doğru çizilerek  $\theta$  değeri ile kesiştirilir ve üçüncü doğru oluşturulur. Son olarak birinci ve üçüncü doğru birleştirilerek model tamamlanmış olur.

Yukarıdaki bilgiler ışığında yarı-rijit kompozit birleşim 3 doğrulu olarak idealize edilmiştir. Tablo 5.10.'da bu noktaların yerleri görülmektedir. Şekil 5.14.'te ise orijinal  $M-\theta$  eğrisi ile aynı grafik üzerinde gösterilmiştir.



Tablo 5.10. İdealleştirilmiş M- $\theta$  eğrisini oluşturan noktalar

Negatif moment bölgesi		Pozitif moment bölgesi	
$\theta$ (mrad)	M (kNm)	$\theta$ (mrad)	M (kNm)
0	0	0	0
-1	-108,5	1,5	47,1
-2,97	-180,41	6,22	126,5
-20	-243,77	10	157,02

Şekil 5.13. Orijinal ve idealleştirilmiş M- $\theta$  eğrilerinin gösterimi

## 5.2. Doğrusal Olmayan Davranışın Tanımlanması

### 5.2.1. Plastik mafsalların tanımlanması

Her 3 modelde doğrusal olmayan davranış yapabilecek çapraz, kolon ve kirişler plastik mafsallarla temsil edilmişlerdir. Plastik mafsallara ait özellikler daha önceki bölümlerde anlatıldığı gibi ASCE 41-13 [27] referans alınarak Sap2000 [38] programında otomatik plastik mafsalları tanımlama özelliği kullanılarak hesaplanmıştır. Tablo 5.11.'de bu elemanlara atanan plastik mafsalları türleri gösterilmiştir. Elemanlara atanan plastik mafsalların tümü şekil değiştirme kontrollü plastik mafsallardır.

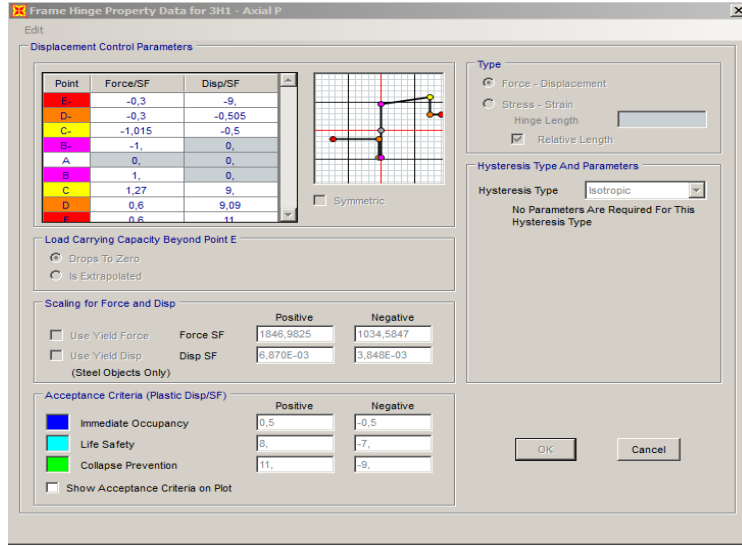
Tablo 5.11. Doğrusal olmayan davranış yapabilecek elemanlar ve onlara atanan plastik mafsalları türleri

Doğrusal olmayan davranış yapabilecek elemanlar	Plastik Mafsalları Türü
Çaprazlar	P
Çaprazlı açıklıklardaki kolonlar	P
Çaprazların birleştiği kirişler	P-M3
Yarı-rijit birleşimlerin bağlandığı kolonlar	P-M3

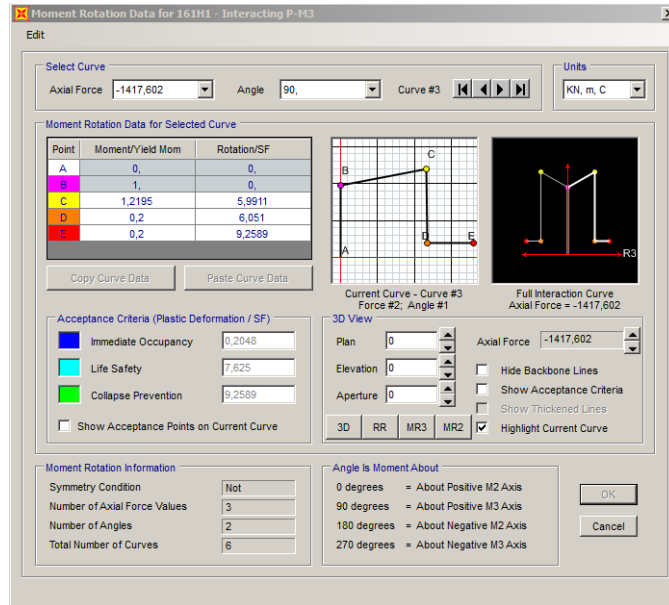
Plastik mafsal tanımlamalarında yapılan bazı kabuller aşağıda gösterildiği gibidir.

- Eksenel basınç dayanımı hesaplarında kullanılan eleman boyları, merkezden merkeze olan uzunluk olarak kabul edilmiştir.
- Çapraz-kolon ve çapraz-kiriş birleşimleri mafsalı olarak kabul edilmiştir.

Şekil 5.14.'te 140x140x14,6 çaprazına ait, Şekil 5.15.'te ise HE400B kolonuna ait örnek bir plastik mafsal tanımlaması gösterilmiştir.



Şekil 5.14. 140x140x14,6 çapraz elemanı için eksenel kuvvet mafsalı tanımlaması



Şekil 5.15. HE400B kolonu için eksenel kuvvet etkileşimli moment mafsalı tanımlaması

### 5.2.2. Link elemanların tanımlanmaları

Model 2'deki yarı-rijit birleşimlerin link eleman olarak tanımlanması önceki bölümlerde anlatılmıştı. Ancak yapı periyodu hesaplanması için yapılacak modal analiz için birleşime bir elastik rijitlik değerinin girilmesi gerekmektedir. Bu nedenle birleşimin elastik rijitliği negatif moment bölgesinde elastik sınırın aşıldığı noktanın ( $M_{slip}$ ) eğimi olarak seçilmiştir. Buna göre Model 2'deki yarı-rijit birleşimlerin elastik rijitliği aşağıda gösterilmiştir.

$$K = \frac{M_{slip}^-}{\theta_{slip}^-} = \frac{10,32}{0,0042} = 2457 \text{ kNm/rad} \quad (5.44)$$

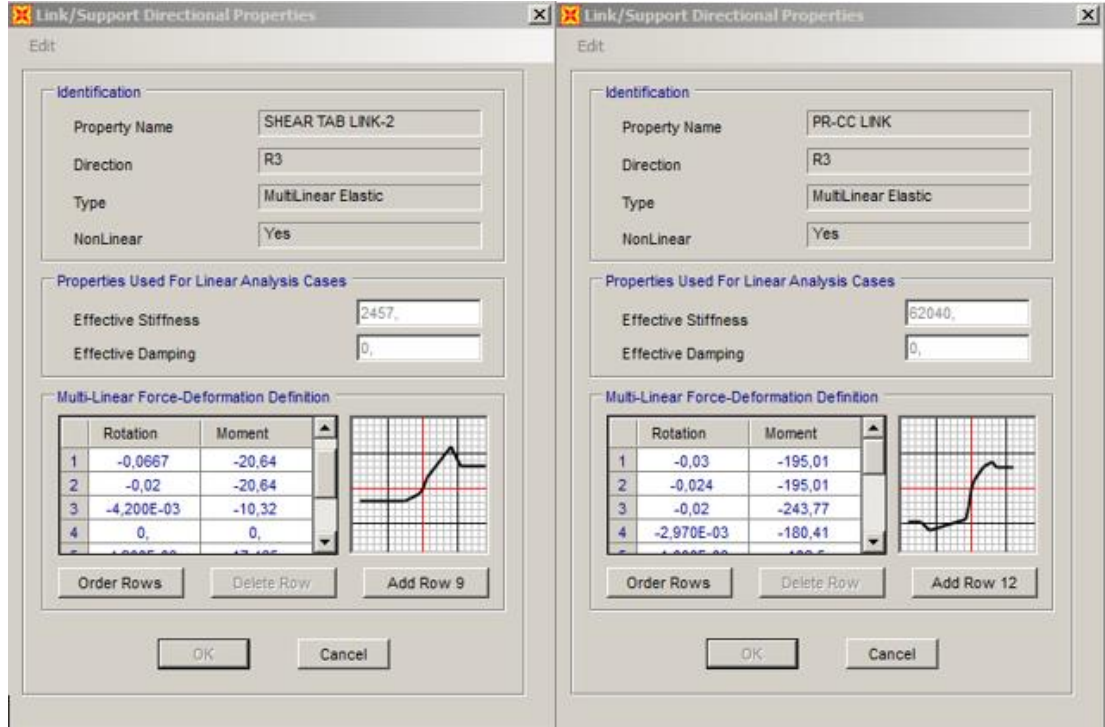
$M_{slip}^-$ : Kayma levhalı birleşimde negatif moment bölgesinde kaymanın gerçekleştiği noktadaki moment.

$\theta_{slip}^-$ : Kayma levhalı birleşimde negatif moment bölgesinde kaymanın gerçekleştiği noktadaki dönme açısı.

Model 3'teki yarı-rijit kompozit birleşimlerin link eleman olarak tanımlanmasında ise birleşimin negatif moment bölgesinde 20 mrad, pozitif moment bölgesinde ise 10 mrad dönme açısına karşı gelen moment değerleri elde edilmişti. Ancak, bu eğrilerde birleşimin dayanım kaybı yer almamaktadır. ASCE 41-13 [27] uyarınca, yarı-rijit kompozit birleşimlerde plastik mafsal oluşumunun döşeme donatısının akmasından meydana geldiği durumlarda, dayanım azalmasının birleşim moment kapasitesinin %80'ine karşılık gelecek şekilde tanımlanması gerekmektedir. Bu nedenle daha önce elde edilen  $M-\theta$  eğrisi dayanım azalmasını da içerecek şekilde güncellenmiştir. Ayrıca, modal analiz için gereken birleşimin elastik rijitlik değeri servis rijitliği olarak da adlandırılan  $K_{ser}$ 'in hesaplanması aşağıda gösterilmiştir.

$$K_{ser} = \frac{M_{ser}}{\theta_{ser}} = \frac{155,0}{0,0025} = 62040 \text{ kNm/rad} \quad (5.45)$$

Model 2'deki yarı-rijit birleşim ve Model 3'teki yarı-rijit kompozit birleşim için yapılan link eleman tanımlamaları ve elastik rijitlik değerleri Şekil 5.16.'da gösterilmiştir.



Şekil 5.16. Yarı-rijit ve yarı-rijit kompozit birleşimlerin link eleman olarak tanımlanması ve elastik rijitlik değerleri

### 5.3. Analiz Sonuçları

#### 5.3.1. Modal analiz sonuçları

Her üç analiz modeline için yapılan modal analiz sonucunda elde edilen ilk üç hakim moda ait periyot değerleri ve kütle katılım oranları aşağıdaki tablolarda (Tablo 5.12. ve Tablo 5.13.) gösterilmektedir.

Tablo 5.12. Her üç modele ait periyotlar ve karşılaştırmaları

Mod Sayısı	Periyot			Periyot Oranları	
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/Model 1	Model 3/Model 2
1. Mod	0,831	0,831	0,801	1,000	0,964
2. Mod	0,280	0,275	0,267	0,984	0,969
3. Mod	0,160	0,160	0,156	0,997	0,976

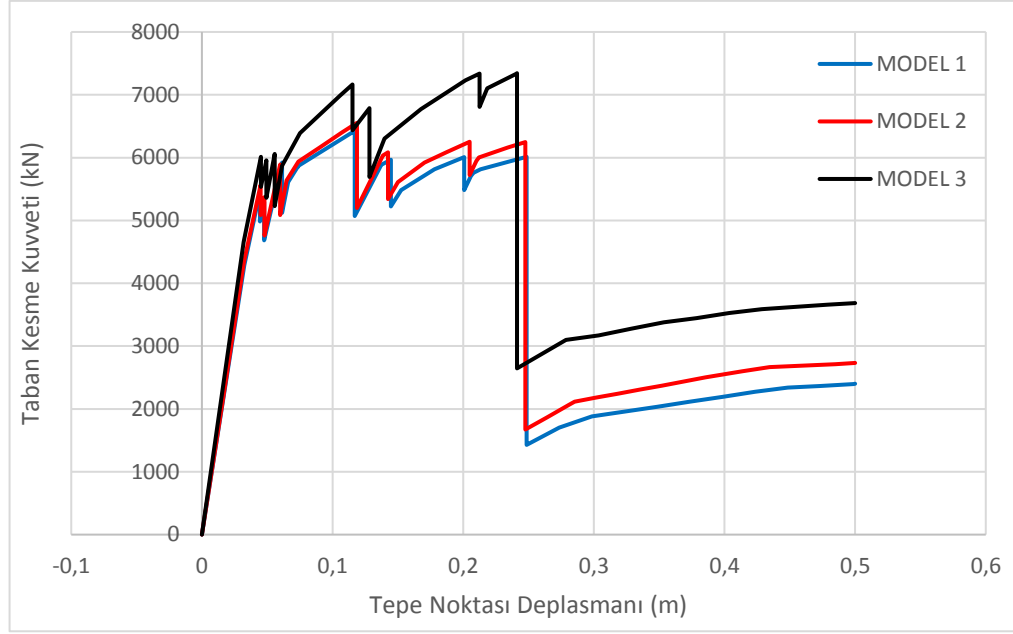
Tablo 5.13. Her üç modele ait kütle katılım oranları ve karşılaştırmaları

Kütle Katılım Oranı			Kütle Katılım Oranı Oranları	
Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/Model 1	Model 3/Model 2
0,762	0,747	0,745	0,980	0,999
0,159	0,158	0,154	0,994	0,974
0,042	0,040	0,037	0,964	0,920

Tablo 5.12. ve Tablo 5.13.'te de görüldüğü gibi Model 1 ile Model 2 için elde edilen periyotlar hemen hemen aynı olup Model 2 için elde edilen periyotların maksimum %2 daha az olduğu görülmektedir. Kütle katılım oranlarında ise bu azalmanın maksimum yaklaşık %4 olduğu görülmektedir. Model 3'ün periyot değerleri ise Model 2'den maksimum %3 daha azdır. Kütle katılım oranlarında ise bu fark 3. hakim modda %8'e kadar çıkmaktadır.

### 5.3.2. Doğrusal olmayan statik analiz (pushover) ile yapıların deprem davranışlarının karşılaştırılması

Oluşturulan analiz modellerinin deprem davranışlarının incelenmesi amacıyla yapılara öncelikle eşit tepe noktası deplasmanı yaptırılarak her model için o deplasmana karşı gelen taban kesme kuvveti kapasiteleri karşılaştırılmıştır. Bunun yanı sıra yapılara eşit taban kesme kuvveti uygulanıp, uygulanan kuvvette katlarda oluşan tepe noktası deplasmanları ve görel kat ötelemeleri oranları incelenmiştir. Bu doğrultuda, yapılara sırasıyla 0,05, 0,10, 0,15, 0,20 ve 0,30 m tepe deplasmanı ve 3000, 4000, 5000, 6000 ve 6400 kN taban kesme kuvveti uygulanmıştır. Bu değerler Şekil 5.17.'de her 3 modele ait tepe noktası deplasmanı-taban kesme kuvveti grafikleri incelenerek seçilmiştir.



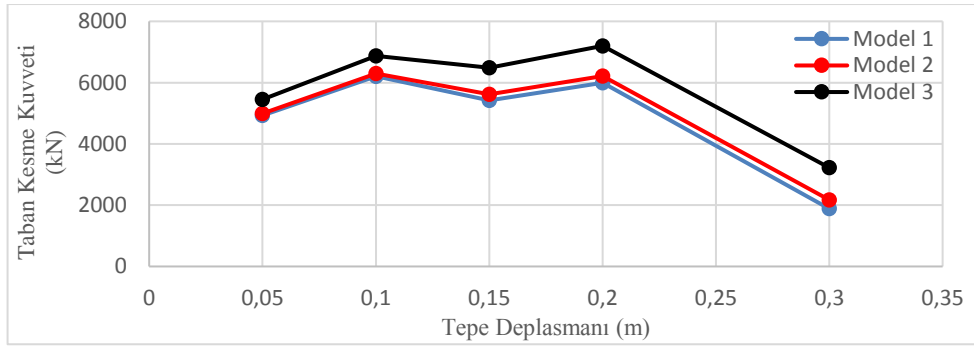
Şekil 5.17. Tepe noktası deplasmanı-taban kesme kuvveti grafikleri

Şekil 5.17.'de Model 2'nin Model 1'den daha rijit olduğu ancak genel olarak davranışlarının birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir. Model 3 ise diğer iki modele göre daha büyük bir rijitliğe sahiptir. Bu fark 0,1 m tepe noktası deplasmanına kadar çok belirgin olmasa da özellikle çaprazların büyük bir bölümünün göçme bölgesine geçtiği ve yapının dayanımının büyük oranda azaldığı 0,25 m tepe deplasmanı noktasında Model 3'ün taban kesme kuvveti kapasitesinin diğer modellere göre yaklaşık %48 daha fazla olduğu görülmektedir.

Tablo 5.14.'te ve Şekil 5.18.'de eşit tepe noktası deplasmanlarında her üç modelin taban kesme kuvveti kapasiteleri ve aralarındaki ilişki gösterilmektedir. Buna göre Model 1 ile Model 2'nin taban kesme kuvveti kapasiteleri hemen hemen aynı olup sadece 0,3 m deplasman değerinde Model 2'nin taban kesme kuvveti kapasitesinin Model 1'den %15 daha fazla olduğu görülmektedir. Model 3 ile Model 2 karşılaştırıldığında ise, 0,2 m deplasman değerine kadar Model 3'ün taban kesme kuvveti kapasitesinin %9-%16 daha fazla olduğu, 0,3 m deplasman değerinde ise bu oranın %48'e çıktığı görülmektedir.

Tablo 5.14. Eşit tepe noktası deplasmanlarında modellerin taban kesme kuvveti kapasiteleri

Tepe Noktası Deplasmanı	Taban Kesme Kuvveti (kN)				
	0,05 m	0,1 m	0,15 m	0,2 m	0,3 m
Model 1	4927	6207	5418	6000	1885
Model 2	4993	6296	5624	6216	2173
Model 3	5448	6876	6487	7200	3223
Model 2/Model 1	1,01	1,01	1,04	1,04	1,15
Model 3/Model 2	1,09	1,09	1,15	1,16	1,48

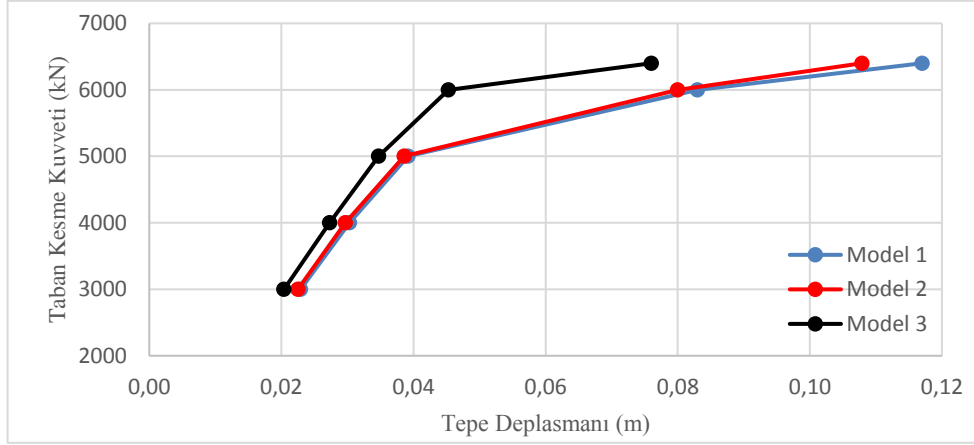


Şekil 5.18. Eşit tepe noktası deplasmanlarında modelleri taban kesme kuvveti kapasitelerinin karşılaştırılması

Tablo 5.15.'te ve Şekil 5.19.'da yapılara eşit kuvvet uygulandığı durumlarda oluşan tepe noktası deplasmanları ve bu deplasmanlar arasındaki ilişki gösterilmektedir. Tabloda da görüldüğü gibi Model 1 ve Model 2 birbirlerine benzer bir davranış göstermektedir. Model 2'nin yaptığı tepe noktası deplasmanı Model 1'e göre minimum %2, maksimum %8 azalmıştır. Bu azalma Model 2 ile Model 3 incelendiğinde daha belirgin olmaktadır. 3000, 4000 ve 5000 kN taban kesme kuvveti uygulandığı durumlarda Model 3'te görülen tepe deplasmanı Model 2'den yaklaşık %10 daha azken, 6000 kN uygulandığı durumda bu oran %43'ye 6400 kN uygulandığı durumda ise %30'a çıkmaktadır.

Tablo 5.15. Eşit kuvvet uygulandığı duruma karşı gelen tepe noktası deplasmanları

Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Noktası Deplasmanı (m)				
	3000	4000	5000	6000	6400
Model 1	0,0229	0,0303	0,0392	0,0830	0,1170
Model 2	0,0225	0,0297	0,0386	0,0800	0,1079
Model 3	0,0204	0,0273	0,0347	0,0453	0,0760
Model 2/Model 1	0,98	0,98	0,98	0,96	0,92
Model 3/Model 2	0,91	0,92	0,90	0,57	0,70



Şekil 5.19. Eşit kuvvet uygulandığı durumda modellerde oluşan tepe deplasmanları arasındaki ilişki

Aşağıda gösterilen Tablo 5.16., Tablo 5.17. ve Tablo 5.18.'de yapılara sırasıyla 3000 kN, 4000 kN ve 5000 kN taban kesme kuvveti uygulandığı durumlarda katlardaki görel kat ötelemeleri oranları gösterilmektedir. Uygulanan kuvvetlerde yapının genel olarak elastik sınırların içerisinde yer alması nedeniyle modeller arasında oluşan farkların çok büyük olmadığı görülmektedir. Özellikle Model 1 ve Model 2 için birbirlerine çok yakın sonuçlar elde edilmiştir. Bu iki model arasında görülen en büyük farkın yaklaşık %4 olduğu görülmektedir. Model 2 ve Model 3 arasında ise genellikle 1. katlarda birbirlerine yakın değerler elde edildiği üst katlarda ise Model 3'te görel kat ötelemeleri oranlarının %10-%15 azaldığı görülmektedir.

Tablo 5.16. 3000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görel kat ötelemeleri oranları

Kat	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/ Model 1	Model 3/ Model 2
6	0,0010	0,0010	0,0008	0,965	0,850
5	0,0012	0,0011	0,0010	0,982	0,892
4	0,0014	0,0013	0,0012	0,982	0,907
3	0,0012	0,0012	0,0011	0,987	0,911
2	0,0011	0,0011	0,0010	0,988	0,926
1	0,0007	0,0007	0,0007	0,994	0,968

Tablo 5.17. 4000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görel kat ötelemeleri oranları

Kat	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/ Model 1	Model 3/ Model 2
6	0,0013	0,0013	0,0011	0,963	0,861
5	0,0015	0,0015	0,0014	0,979	0,904
4	0,0018	0,0018	0,0016	0,980	0,921
3	0,0016	0,0016	0,0015	0,985	0,926
2	0,0014	0,0014	0,0013	0,986	0,938
1	0,0010	0,0010	0,0010	0,992	0,978



Tablo 5.18. 5000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları

Kat	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/ Model 1	Model 3/ Model 2
6	0,0016	0,0016	0,0014	0,970	0,857
5	0,0020	0,0019	0,0017	0,980	0,893
4	0,0024	0,0024	0,0021	0,982	0,892
3	0,0021	0,0021	0,0019	0,987	0,879
2	0,0018	0,0018	0,0016	0,993	0,928
1	0,0012	0,0012	0,0012	1,003	0,970

Tablo 5.19. ve Tablo 5.20.'ye geçildiğinde ise Model 1 ile Model 2 arasındaki farkların küçük bir miktar artsa da Tablo 5.16., Tablo 5.17. ve Tablo 5.18.'dekilere benzer olduğu görülmektedir. Model 1 ile Model 2 arasındaki en büyük farkların Model 1'in maksimum taban kesme kuvveti kapasitesi değeri olan 6400 kN değerinde olduğu, Model 2'de oluşan görelî kat ötelemeleri oranlarının Model 1'e göre %5-%10 arasında azaldığı görülmektedir. Model 2 ile Model 3 arasındaki farklara bakıldığında ise önceki değerlerden çok daha farklı sonuçlar olduğu görülmektedir. Tablo 5.19.'da Model 3'te oluşan görelî kat ötelemelerinin 1. katta %65'e kadar azaldığı, diğer katlarda ise %20-%48 arasında değiştiği görülmektedir. Ancak farkın bu kadar büyük olmasının sebebi sadece yarı-rijit kompozit birleşim kullanımı değil, 5900 kN taban kesme kuvveti değerinde Model 2'de bir çapraz elemanda oluşan dayanım azalması nedeniyle yapının 6000 kN taban kesme kuvvetine ulaşamaması ve bu değere daha büyük bir tepe deplasmanında ulaşmasıdır. 5900 kN taban kesme kuvvetine ulaşılan noktanın yeterli olduğu kabul edildiği durumda ise ilk 3 katta görelî kat ötelemeleri oranları arasındaki farkın Model 3'te %8'e kadar, son 3 katta ise %45 oranında azaldığı görülmüştür. 6400 kN taban kesme kuvvetinin uygulandığı Tablo 5.20. incelendiğinde ise özellikle ilk 4 katta Model 3 için elde edilen görelî kat ötelemelerinin Model 2'ye göre %36'ya kadar azaldığı görülmektedir. Son 2 katta ise bu fark %14 ve %19 elde edilmiştir.

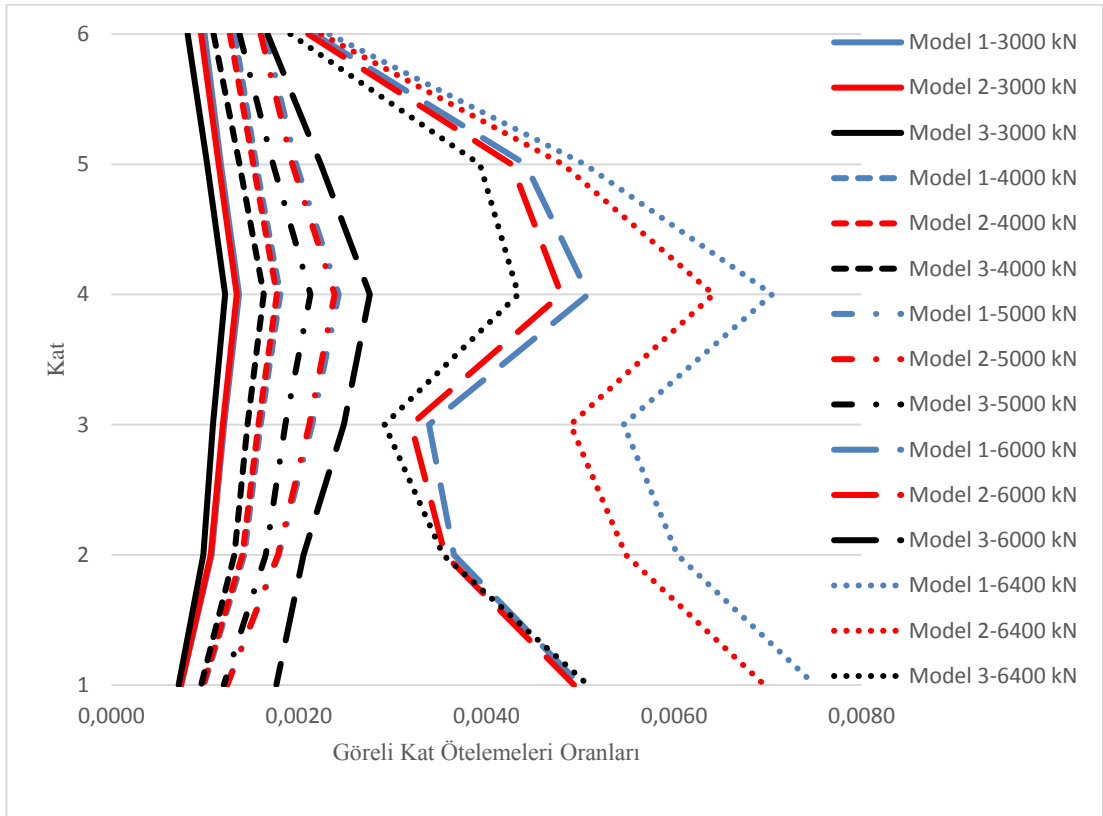
Tablo 5.19. 6000 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları

Kat	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/ Model 1	Model 3/ Model 2
6	0,0022	0,0021	0,0017	0,970	0,794
5	0,0044	0,0043	0,0022	0,966	0,523
4	0,0051	0,0048	0,0028	0,943	0,575
3	0,0034	0,0032	0,0025	0,944	0,775
2	0,0037	0,0036	0,0020	0,974	0,576
1	0,0050	0,0049	0,0018	0,986	0,357

Tablo 5.20. 6400 kN taban kesme kuvvetine karşı gelen görelî kat ötelemeleri oranları

Kat	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/ Model 1	Model 3/ Model 2
6	0,0023	0,0022	0,0019	0,962	0,853
5	0,0051	0,0048	0,0039	0,954	0,816
4	0,0070	0,0064	0,0043	0,911	0,676
3	0,0055	0,0049	0,0029	0,897	0,595
2	0,0060	0,0055	0,0035	0,909	0,644
1	0,0075	0,0070	0,0051	0,928	0,730

Eşit taban kesme kuvvetlerinde katlardaki görelî kat ötelemeleri oranları Şekil 5.20.'de aynı grafik üzerinde gösterilmiş olup Model 1 ile Model 2'nin birbirlerine benzer davranış gösterdiği ancak Model 3'te oluşan görelî kat ötelemelerinin belirgin bir şekilde daha az olduğu görülmektedir.



Şekil 5.20. Yapılara uygulanan eşit taban kesme kuvvetlerinde katlardaki görelî kat ötelemeleri oranları

### 5.3.3. Yapıların performans seviyelerinin belirlenmesi

Her üç modelin, iki ayrı deprem tehlike seviyesi için performans seviyeleri belirlenmiştir. Kullanılan deprem tehlike seviyeleri BSE-2N ve BSE-1N Deprem Tehlike Seviyeleridir. Daha önceki bölümlerde açıklandığı üzere BSE-2N, aşılma

olasılığının 50 yılda %2 ve dönüş periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem hareketine karşılık gelmektedir. Türk Deprem Yönetmeliği'nde [29] ise bu seviye DD-1 olarak adlandırılmaktadır. BSE-1N ise, aşılma olasılığının 50 yılda %10 ve dönüş periyodunun 475 yıl olduğu deprem yer hareketi olarak da kullanılabilir ve Türk Deprem Yönetmeliği'nde [29] DD-2 olarak adlandırılmaktadır.

### 5.3.3.1. BSE-1N Deprem Tehlike Seviyesi'ne göre binaların performans düzeyleri

Model 1:

Yapılan analiz sonucunda hedef yer değiştirmenin elde edilebilmesi için gereken parametreler Sap2000 [38] programı yardımıyla elde edilmiş olup Tablo 5.21.'de gösterilmiştir.

Tablo 5.21. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler

C <sub>0</sub>	1,3302	S <sub>a</sub>	0,4112 (g)
C <sub>1</sub>	1,0323	V <sub>y</sub>	5064,3346 (kN)
C <sub>2</sub>	1	Δ <sub>y</sub>	0,0382 (m)
T <sub>e</sub>	0,8353 (sn)	W	41474 (kN)
T <sub>i</sub>	0,8353 (sn)	C <sub>m</sub>	0,9
K <sub>i</sub>	132599,9 (kN/m)	K <sub>e</sub>	132599,9 (kN/m)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,3302 \times 1,0323 \times 1 \times 0,4112 \times \frac{0,8353^2}{4 \times \pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,098 \text{ m}$$

Yukarıda da görüldüğü gibi hedef deplasman değeri  $\delta_t = 0,098 \text{ m}$  olarak elde edilmiştir. Yapının bu deplasmanı yaptığı durumda çapraz elemanlarında gerçekleşen plastik deformasyonlar Tablo 5.22.'de gösterilmektedir. Buna göre binada bulunan 48 adet çapraz elemanın 20'si elastik sınırlar içerisinde bulunmaktadır. 8 adet çapraz eleman Hemen Kullanım Seviyesi'ni ve 20 adet eleman ise Can Güvenliği Seviyesi'ni sağlamaktadır. Elde edilen bu sonuçlara göre binanın performans seviyesinin Hemen Kullanım ile Can Güvenliği Seviyeleri arasındaki bölgeyi temsil eden Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi içerisinde yer aldığı görülmektedir.

Tablo 5.22. Model 1 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar

Kat	Elaman No	Çapraz Kesiti	P.D. (m)	$\Delta c$ (m)	P.D./ $\Delta c$	$\Delta t$ (m)	P.D./ $\Delta y$	Performans Düzeyi
1	3	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	4	TUBO140*140*14,2	-0,0244	0,0038	-6,4	0,0069	0,00	CG
	7	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	8	TUBO140*140*14,2	-0,0245	0,0038	-6,4	0,0069	0,00	CG
	39	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	40	TUBO140*140*14,2	-0,0245	0,0038	-6,4	0,0069	0,00	CG
	43	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
2	163	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	164	TUBO140*140*12,5	0,0118	0,0039	0,0	0,0069	1,72	CG
	167	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	168	TUBO140*140*12,5	0,0118	0,0039	0,0	0,0069	1,72	CG
	199	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	200	TUBO140*140*12,5	0,0118	0,0039	0,0	0,0069	1,72	CG
	203	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
3	204	TUBO140*140*12,5	0,0118	0,0039	0,0	0,0069	1,72	CG
	323	TUBO140*140*10	0,0067	0,0040	0,0	0,0069	0,98	CG
	324	TUBO140*140*10	-0,0014	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	327	TUBO140*140*10	0,0067	0,0040	0,0	0,0069	0,98	CG
	328	TUBO140*140*10	-0,0014	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	359	TUBO140*140*10	0,0069	0,0040	0,0	0,0069	1,00	CG
	360	TUBO140*140*10	-0,0014	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
4	363	TUBO140*140*10	0,0069	0,0040	0,0	0,0069	1,00	CG
	364	TUBO140*140*10	-0,0015	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	483	TUBO120*120*10	-0,0171	0,0032	-5,3	0,0069	0,00	CG
	484	TUBO120*120*10	0,0004	0,0032	0,0	0,0069	0,06	HK
	487	TUBO120*120*10	-0,0171	0,0032	-5,3	0,0069	0,00	CG
	488	TUBO120*120*10	0,0004	0,0032	0,0	0,0069	0,06	HK
	519	TUBO120*120*10	-0,0173	0,0032	-5,4	0,0069	0,00	CG
5	520	TUBO120*120*10	0,0004	0,0032	0,0	0,0069	0,06	HK
	523	TUBO120*120*10	-0,0173	0,0032	-5,4	0,0069	0,00	CG
	524	TUBO120*120*10	0,0004	0,0032	0,0	0,0069	0,06	HK
	643	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	644	TUBO120*120*10	-0,0124	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
	647	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	648	TUBO120*120*10	-0,0124	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
6	679	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	680	TUBO120*120*10	-0,0124	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
	683	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	684	TUBO120*120*10	-0,0124	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
	803	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	804	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	807	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
6	808	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	839	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	840	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	843	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	844	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-

P.D.: Plastik deformasyon

Model 2:

Yapılan analiz sonucunda hedef yer değiştirmenin elde edilebilmesi için gereken parametreler Tablo 5.23.'te gösterilmiştir.

Tablo 5.23. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler

$C_0$	1,3051	$S_a$	0,4091 (g)
$C_1$	1,0316	$V_y$	5079,851 (kN)
$C_2$	1	$\Delta_y$	0,0378 (m)
$T_e$	0,8398 (sn)	$W$	41469,64 (kN)
$T_i$	0,8398 (sn)	$C_m$	0,9
$K_i$	134398,5 (kN/m)	$K_e$	134398,5 (kN/m)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,3051 \times 1,0316 \times 1 \times 0,4091 \times \frac{0,8398^2}{4 \times \pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,097 \text{ m}$$

Hedef deplasman değeri  $\delta_t = 0,097$  m olarak elde edilmiştir. Bu deplasmanın yapıldığı durumda çapraz elemanlarında gerçekteşen plastik deformasyonlar Tablo 5.24.'te gösterilmektedir. Binada bulunan 48 adet çapraz elemanın 20'si elastik sınırlar içerisinde bulunmaktadır. 8 adet çapraz eleman Hemen Kullanım Seviyesi'ni ve 20 adet eleman ise Can Güvenliği Seviyesi'ni sağlamaktadır. Elde edilen bu sonuçlara göre binanın performans seviyesinin Hemen Kullanım ile Can Güvenliği Seviyeleri arasındaki bölgeyi temsil eden Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi içerisinde yer aldığı görülmektedir. Ayrıca modeldeki yarı-rijit kompozit birleşimlerin negatif bölgede 14 mrad, pozitif bölgede 2 mrad dönme yaptığı ve Can Güvenliği Seviyesi'ni sağladıkları görülmüştür.

Tablo 5.24. Model 2 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar

Kat	Elaman No	Çapraz Kesiti	P.D. (m)	$\Delta c$ (m)	P.D./ $\Delta c$	$\Delta t$ (m)	P.D./ $\Delta y$	Performans Düzeyi
1	3	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	4	TUBO140*140*14,2	-0,0248	0,0038	-6,4	0,0069	0,00	CG
	7	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	8	TUBO140*140*14,2	-0,0248	0,0038	-6,4	0,0069	0,00	CG
	39	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	40	TUBO140*140*14,2	-0,0249	0,0038	-6,5	0,0069	0,00	CG
	43	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	44	TUBO140*140*14,2	-0,0249	0,0038	-6,5	0,0069	0,00	CG
2	163	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	164	TUBO140*140*12,5	0,0120	0,0039	0,0	0,0069	1,75	CG
	167	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	168	TUBO140*140*12,5	0,0120	0,0039	0,0	0,0069	1,75	CG
	199	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	200	TUBO140*140*12,5	0,0120	0,0039	0,0	0,0069	1,75	CG
	203	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	204	TUBO140*140*12,5	0,0120	0,0039	0,0	0,0069	1,75	CG
3	323	TUBO140*140*10	0,0064	0,0040	0,0	0,0069	0,93	CG
	324	TUBO140*140*10	-0,0014	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	327	TUBO140*140*10	0,0064	0,0040	0,0	0,0069	0,93	CG
	328	TUBO140*140*10	-0,0014	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	359	TUBO140*140*10	0,0064	0,0040	0,0	0,0069	0,93	CG
	360	TUBO140*140*10	-0,0014	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	363	TUBO140*140*10	0,0064	0,0040	0,0	0,0069	0,93	CG
	364	TUBO140*140*10	-0,0014	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
4	483	TUBO120*120*10	-0,0165	0,0032	-5,1	0,0069	0,00	CG
	484	TUBO120*120*10	0,0001	0,0032	0,0	0,0069	0,02	HK
	487	TUBO120*120*10	-0,0165	0,0032	-5,1	0,0069	0,00	CG
	488	TUBO120*120*10	0,0001	0,0032	0,0	0,0069	0,02	HK
	519	TUBO120*120*10	-0,0165	0,0032	-5,2	0,0069	0,00	CG
	520	TUBO120*120*10	0,0002	0,0032	0,0	0,0069	0,03	HK
	523	TUBO120*120*10	-0,0165	0,0032	-5,2	0,0069	0,00	CG
	524	TUBO120*120*10	0,0002	0,0032	0,0	0,0069	0,03	HK
5	643	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	644	TUBO120*120*10	-0,0122	0,0032	-3,8	0,0069	0,00	CG
	647	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	648	TUBO120*120*10	-0,0122	0,0032	-3,8	0,0069	0,00	CG
	679	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	680	TUBO120*120*10	-0,0122	0,0032	-3,8	0,0069	0,00	CG
	683	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	684	TUBO120*120*10	-0,0122	0,0032	-3,8	0,0069	0,00	CG
6	803	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	804	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	807	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	808	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	839	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	840	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	843	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	844	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-

P.D.: Plastik deformasyon

Model 3:

Yapılan analiz sonucunda hedef yer değiştirmenin elde edilebilmesi için gereken parametreler Tablo 5.25.'te gösterilmiştir.

Tablo 5.25. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler

C0	1,2927	Sa	0,4229 (g)
C1	1,033	Vy	5326,229 (kN)
C2	1	$\Delta y$	0,0364 (m)
Te	0,8123 (sn)	W	41390,59 (kN)
Ti	0,8123 (sn)	Cm	0,9
Ki	146450,1 (kN/m)	Ke	146450,1 (kN/m)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,2927 \times 1,033 \times 1 \times 0,4229 \times \frac{0,8123^2}{4 \times \pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,093 \text{ m}$$

Yukarıda da görüldüğü gibi hedef deplasman değeri  $\delta_t = 0,093 \text{ m}$  olarak elde edilmiştir. Yapının bu deplasmanı yaptığı durumda çapraz elemanlarında gerçekteşen plastik deformasyonlar Tablo 5.26.'da gösterilmektedir. Tabloda da görüldüğü gibi binada bulunan 48 adet çapraz elemanın 24'ü elastik sınırlar içerisinde bulunmaktadır. 4 adet çapraz eleman Hemen Kullanım Seviyesi'ni ve 20 adet eleman ise Can Güvenliği Seviyesi'ni sağlamaktadır. Elde edilen bu sonuçlara göre binanın performans seviyesinin Hemen Kullanım ile Can Güvenliği Seviyeleri arasındaki bölgeyi temsil eden Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi içerisinde yer aldığı görülmektedir. Ayrıca modeldeki yarı-rijit kompozit birleşimlerin negatif bölgede 8 mrad, pozitif bölgede 0,5 mrad dönme yaptığı ve Can Güvenliği Seviyesi'ni sağladıkları görülmüştür.

Tablo 5.26. Model 3 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar

Kat	Elaman No	Çapraz Kesiti	P.D. (m)	$\Delta c$ (m)	P.D./ $\Delta c$	$\Delta t$ (m)	P.D./ $\Delta y$	Performans Düzeyi
1	3	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	4	TUBO140*140*14,2	-0,0257	0,0038	-6,7	0,0069	0,00	CG
	7	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	8	TUBO140*140*14,2	-0,0257	0,0038	-6,7	0,0069	0,00	CG
	39	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	40	TUBO140*140*14,2	-0,0258	0,0038	-6,7	0,0069	0,00	CG
	43	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	44	TUBO140*140*14,2	-0,0258	0,0038	-6,7	0,0069	0,00	CG
2	163	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	164	TUBO140*140*12,5	0,0124	0,0039	0,0	0,0069	1,80	CG
	167	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	168	TUBO140*140*12,5	0,0124	0,0039	0,0	0,0069	1,80	CG
	199	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	200	TUBO140*140*12,5	0,0124	0,0039	0,0	0,0069	1,81	CG
	203	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	204	TUBO140*140*12,5	0,0124	0,0039	0,0	0,0069	1,81	CG
3	323	TUBO140*140*10	0,0047	0,0040	0,0	0,0069	0,68	CG
	324	TUBO140*140*10	-0,0017	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	327	TUBO140*140*10	0,0047	0,0040	0,0	0,0069	0,68	CG
	328	TUBO140*140*10	-0,0017	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	359	TUBO140*140*10	0,0048	0,0040	0,0	0,0069	0,71	CG
	360	TUBO140*140*10	-0,0017	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
	363	TUBO140*140*10	0,0048	0,0040	0,0	0,0069	0,71	CG
	364	TUBO140*140*10	-0,0017	0,0040	-0,4	0,0069	0,00	HK
4	483	TUBO120*120*10	-0,0143	0,0032	-4,5	0,0069	0,00	CG
	484	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	487	TUBO120*120*10	-0,0143	0,0032	-4,5	0,0069	0,00	CG
	488	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	519	TUBO120*120*10	-0,0145	0,0032	-4,5	0,0069	0,00	CG
	520	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	523	TUBO120*120*10	-0,0145	0,0032	-4,5	0,0069	0,00	CG
	524	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
5	643	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	644	TUBO120*120*10	-0,0110	0,0032	-3,4	0,0069	0,00	CG
	647	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	648	TUBO120*120*10	-0,0110	0,0032	-3,4	0,0069	0,00	CG
	679	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	680	TUBO120*120*10	-0,0111	0,0032	-3,5	0,0069	0,00	CG
	683	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	684	TUBO120*120*10	-0,0111	0,0032	-3,5	0,0069	0,00	CG
6	803	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	804	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	807	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	808	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	839	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	840	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	843	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	844	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-

P.D.: Plastik deformasyon

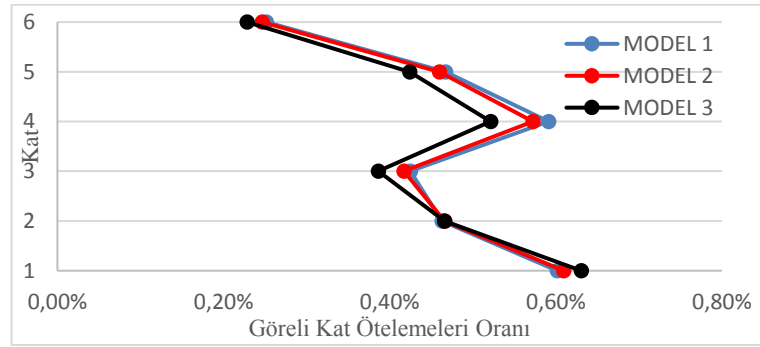
BSE-1N Deprem Tehlike Seviyesi için elde edilen hedef deplasmanda katlardaki görel kat ötelemeleri oranlarının karşılaştırmaları Tablo 5.27.'de ve Şekil 5.21.'de gösterildiği gibidir. Görüldüğü gibi Model 1 ve Model 2 için görel kat ötelemeleri oranları hemen hemen aynı olup aralarındaki en büyük fark 4. katta Model 2'de



görülen %3'lük azalmadır. Model 2 ve Model 3 incelendiğinde ise farkların biraz daha belirgin olduğu görülmektedir. 1. katta Model 3'te görel kat ötelemesi oranı yaklaşık %4 artarken 3. kattan itibaren Model 3'ün görel kat ötelemeleri oranları yaklaşık %9 azalmaktadır.

Tablo 5.27. Hedef deplasmanda katlardaki görel kat ötelemeleri oranları

Kat No	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/Model 1	Model 3/Model 2
1	0,0060	0,0061	0,0063	1,013	1,035
2	0,0046	0,0047	0,0047	1,006	1,000
3	0,0042	0,0042	0,0039	0,982	0,926
4	0,0059	0,0057	0,0052	0,968	0,911
5	0,0047	0,0046	0,0042	0,984	0,922
6	0,0025	0,0025	0,0023	0,981	0,926



Şekil 5.21. Hedef deplasmanlarda modellerde meydana gelen görel kat ötelemeleri oranlarının karşılaştırılması

### 5.3.3.2. BSE-2N Deprem Tehlike Seviyesi'ne göre binaların performans düzeyleri

Model 1:

Yapılan analiz sonucunda hedef yer değiştirmenin elde edilebilmesi için gereken parametreler Tablo 5.28.'de gösterilmiştir.

Tablo 5.28. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler

C0	1,2701	Sa	0,6397 (g)
C1	1,0453	Vy	6209,0371 (kN)
C2	1	$\Delta y$	0,0468 (m)
Te	0,8353 (sn)	W	41474 (kN)
Ti	0,8353 (sn)	Cm	0,9
Ki	132599,9 (kN/m)	Ke	132599,9 (kN/m)

$$\begin{aligned}\delta_t &= C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,2701 \times 1,0453 \times 1 \times 0,6397 \times \frac{0,8353^2}{4 \times \pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,147 \text{ m}\end{aligned}$$

Yukarıda da görüldüğü gibi hedef deplasman değeri  $\delta_t = 0,147$  m olarak elde edilmiştir. Yapının bu deplasmanı yaptığı durumda çapraz elemanlarında gerçekleşen plastik deformasyonlar Tablo 5.29.'da gösterilmektedir. Tabloda görüldüğü gibi binada bulunan 48 adet çapraz elemanın 20'si elastik sınırlar içerisinde bulunmaktadır. 24 adet çapraz eleman Can Güvenliği Seviyesi'ni sağlamakta olup, 4 adet eleman ise Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ni sağlayamamaktadır. Elde edilen bu sonuçlara göre binadaki 4 elemanın Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ni sağlayamamasına rağmen diğer çapraz elemanların binanın göçme direncine katkı sağlayabilecek durumda olduğu görülmektedir. Bu durumda binanın performans seviyesi, Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ne göre binanın göçme direncinin daha yüksek olduğu Sınırlı Güvenlik Performans Seviyesi olarak belirlenmiştir.

Tablo 5.29. Model 1 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar

Kat	Elaman No	Çapraz Kesiti	P.D. (m)	$\Delta c$ (m)	P.D./ $\Delta c$	$\Delta t$ (m)	P.D./ $\Delta y$	Performans Düzeyi
1	3	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	4	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	7	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	8	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	39	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	40	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	43	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	44	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
2	163	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	164	TUBO140*140*12,5	0,0263	0,0039	0,0	0,0069	3,83	CG
	167	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	168	TUBO140*140*12,5	0,0263	0,0039	0,0	0,0069	3,83	CG
	199	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	200	TUBO140*140*12,5	0,0264	0,0039	0,0	0,0069	3,85	CG
	203	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	204	TUBO140*140*12,5	0,0264	0,0039	0,0	0,0069	3,85	CG
3	323	TUBO140*140*10	0,0125	0,0040	0,0	0,0069	1,81	CG
	324	TUBO140*140*10	-0,0235	0,0040	-5,9	0,0069	0,00	CG
	327	TUBO140*140*10	0,0125	0,0040	0,0	0,0069	1,81	CG
	328	TUBO140*140*10	-0,0235	0,0040	-5,9	0,0069	0,00	CG
	359	TUBO140*140*10	0,0124	0,0040	0,0	0,0069	1,81	CG
	360	TUBO140*140*10	-0,0235	0,0040	-5,9	0,0069	0,00	CG
	363	TUBO140*140*10	0,0124	0,0040	0,0	0,0069	1,81	CG
	364	TUBO140*140*10	-0,0235	0,0040	-5,9	0,0069	0,00	CG
4	483	TUBO120*120*10	-0,0223	0,0032	-7,0	0,0069	0,00	CG
	484	TUBO120*120*10	0,0170	0,0032	0,0	0,0069	2,48	CG
	487	TUBO120*120*10	-0,0223	0,0032	-7,0	0,0069	0,00	CG
	488	TUBO120*120*10	0,0170	0,0032	0,0	0,0069	2,48	CG
	519	TUBO120*120*10	-0,0224	0,0032	-7,0	0,0069	0,00	CG
	520	TUBO120*120*10	0,0172	0,0032	0,0	0,0069	2,50	CG
	523	TUBO120*120*10	-0,0224	0,0032	-7,0	0,0069	0,00	CG
	524	TUBO120*120*10	0,0172	0,0032	0,0	0,0069	2,50	CG
5	643	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	644	TUBO120*120*10	-0,0146	0,0032	-4,6	0,0069	0,00	CG
	647	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	648	TUBO120*120*10	-0,0146	0,0032	-4,6	0,0069	0,00	CG
	679	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	680	TUBO120*120*10	-0,0147	0,0032	-4,6	0,0069	0,00	CG
	683	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	684	TUBO120*120*10	-0,0147	0,0032	-4,6	0,0069	0,00	CG
6	803	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	804	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	807	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	808	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	839	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	840	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	843	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	844	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-

P.D.: Plastik deformasyon

Model 2:

Yapılan analiz sonucunda hedef yer değiştirmenin elde edilebilmesi için gereken parametreler Tablo 5.30.'da gösterilmiştir.

Tablo 5.30. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler

C0	1,2607	Sa	0,6363 (g)
C1	1,0446	Vy	6195,5407 (kN)
C2	1	Δy	0,0461 (m)
Te	0,8398 (sn)	W	41469,64 (kN)
Ti	0,8398 (sn)	Cm	0,9
Ki	134398,51 (kN/m)	Ke	134398,51 (kN/m)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,2607 \times 1,0446 \times 1 \times 0,6363 \times \frac{0,8398^2}{4 \times \pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,147 \text{ m}$$

Yukarıda da görüldüğü gibi hedef deplasman değeri  $\delta_t = 0,147 \text{ m}$  olarak elde edilmiştir. Yapının bu deplasmanı yaptığı durumda çapraz elemanlarında gerçekteşen plastik deformasyonlar Tablo 5.31.'de gösterilmektedir. Binada bulunan 48 adet çaprazın 20'si elastik sınırlar içerisinde bulunmaktadır. 24 adet çapraz Can Güvenliği Seviyesi'ni sağlamakta olup, 4'ü ise Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ni sağlayamamaktadır. Bu sonuçlara göre binadaki 4 elemanın Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ni sağlayamamasına rağmen diğer çapraz elemanların binanın göçme direncine katkı sağlayabilecek durumda olduğu görülmektedir. Bu durumda binanın performans seviyesi Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ne göre binanın göçme direncinin daha yüksek olduğu Sınırlı Güvenlik Performans Seviyesi olarak belirlenmiştir. Ayrıca modeldeki kayma levhaları birleşimlerin negatif bölgede 18 mrad, pozitif bölgede 5 mrad dönme yaptığı ve Can Güvenliği Seviyesi'ni sağladıkları görülmüştür.

Tablo 5.31. Model 2 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar

Kat	Elaman No	Çapraz Kesiti	P.D. (m)	$\Delta c$ (m)	P.D./ $\Delta c$	$\Delta t$ (m)	P.D./ $\Delta y$	Performans Düzeyi
1	3	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	4	TUBO140*140*14,2	-0,0349	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	7	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	8	TUBO140*140*14,2	-0,0349	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	39	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	40	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	43	TUBO140*140*14,2	0,0000	0,0038	0,0	0,0069	0,00	-
	44	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
2	163	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	164	TUBO140*140*12,5	0,0276	0,0039	0,0	0,0069	4,02	CG
	167	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	168	TUBO140*140*12,5	0,0276	0,0039	0,0	0,0069	4,02	CG
	199	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	200	TUBO140*140*12,5	0,0278	0,0039	0,0	0,0069	4,05	CG
	203	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	204	TUBO140*140*12,5	0,0278	0,0039	0,0	0,0069	4,05	CG
3	323	TUBO140*140*10	0,0117	0,0040	0,0	0,0069	1,70	CG
	324	TUBO140*140*10	-0,0227	0,0040	-5,7	0,0069	0,00	CG
	327	TUBO140*140*10	0,0117	0,0040	0,0	0,0069	1,70	CG
	328	TUBO140*140*10	-0,0227	0,0040	-5,7	0,0069	0,00	CG
	359	TUBO140*140*10	0,0124	0,0040	0,0	0,0069	1,80	CG
	360	TUBO140*140*10	-0,0223	0,0040	-5,6	0,0069	0,00	CG
	363	TUBO140*140*10	0,0124	0,0040	0,0	0,0069	1,80	CG
	364	TUBO140*140*10	-0,0223	0,0040	-5,6	0,0069	0,00	CG
4	483	TUBO120*120*10	-0,0214	0,0032	-6,7	0,0069	0,00	CG
	484	TUBO120*120*10	0,0162	0,0032	0,0	0,0069	2,36	CG
	487	TUBO120*120*10	-0,0214	0,0032	-6,7	0,0069	0,00	CG
	488	TUBO120*120*10	0,0162	0,0032	0,0	0,0069	2,36	CG
	519	TUBO120*120*10	-0,0220	0,0032	-6,9	0,0069	0,00	CG
	520	TUBO120*120*10	0,0158	0,0032	0,0	0,0069	2,30	CG
	523	TUBO120*120*10	-0,0220	0,0032	-6,9	0,0069	0,00	CG
	524	TUBO120*120*10	0,0158	0,0032	0,0	0,0069	2,30	CG
5	643	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	644	TUBO120*120*10	-0,0142	0,0032	-4,4	0,0069	0,00	CG
	647	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	648	TUBO120*120*10	-0,0142	0,0032	-4,4	0,0069	0,00	CG
	679	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	680	TUBO120*120*10	-0,0143	0,0032	-4,5	0,0069	0,00	CG
	683	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	684	TUBO120*120*10	-0,0143	0,0032	-4,5	0,0069	0,00	CG
6	803	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	804	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	807	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	808	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	839	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	840	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	843	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	844	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-

P.D.: Plastik deformasyon

Model 3:

Yapılan analiz sonucunda hedef yer değiştirmenin elde edilebilmesi için gereken parametreler Tablo 5.32.'de gösterilmiştir.

Tablo 5.32. Hedef deplasmanın elde edilmesi için gereken parametreler

C0	1,2519	Sa	0,6579 (g)
C1	1,0481	Vy	6354,0685 (kN)
C2	1	$\Delta y$	0,0434 (m)
Te	0,8123 (sn)	W	41390,59 (kN)
Ti	0,8123 (sn)	Cm	0,9
Ki	146450,09 (kN/m)	Ke	146450,09 (kN/m)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,2519 \times 1,0481 \times 1 \times 0,6579 \times \frac{0,8123^2}{4 \times \pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,141 \text{ m}$$

Yukarıda da görüldüğü gibi hedef deplasman değeri  $\delta_t = 0,141 \text{ m}$  olarak elde edilmiştir. Yapının bu deplasmanı yaptığı durumda çapraz elemanlarında gerçekteşen plastik deformasyonlar Tablo 5.33.'te gösterilmektedir. Binada bulunan 48 adet çaprazın 16'sı elastik sınırlar içerisinde bulunmaktadır. 4'ü Hemen Kullanım Seviyesi'ni, 24'ü ise Can Güvenliği Seviyesi'ni sağlamaktadır. 4 adet eleman ise Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ni sağlayamamaktadır. Elde edilen bu sonuçlara göre binadaki 4 elemanın Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ni sağlayamamasına rağmen diğer çapraz elemanların binanın göçme direncine katkı sağlayabilecek durumda olduğu görülmektedir. Bu durumda binanın performans seviyesi Göçmenin Önlenmesi Seviyesi'ne göre binanın göçme direncinin daha yüksek olduğu Sınırlı Güvenlik Performans Seviyesi olarak belirlenmiştir. Ayrıca modeldeki yarı-rijit kompozit birleşimlerin negatif bölgede 12 mrad, pozitif bölgede 2,5 mrad dönme yaptığı ve Can Güvenliği Seviyesi'ni sağladıkları görülmüştür.

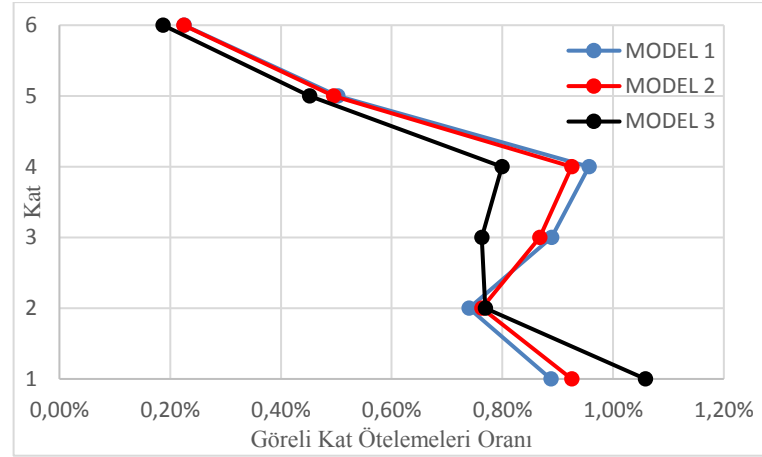
Tablo 5.33. Model 3 için hedef deplasmanda çaprazlarda oluşan plastik deformasyonlar

Kat	Elaman No	Çapraz Kesiti	P.D. (m)	$\Delta c$ (m)	P.D./ $\Delta c$	$\Delta t$ (m)	P.D./ $\Delta y$	Performans Düzeyi
1	3	TUBO140*140*14,2	0,0032	0,0038	0,0	0,0069	0,46	HK
	4	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	7	TUBO140*140*14,2	0,0032	0,0038	0,0	0,0069	0,46	HK
	8	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	39	TUBO140*140*14,2	0,0032	0,0038	0,0	0,0069	0,46	HK
	40	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
	43	TUBO140*140*14,2	0,0032	0,0038	0,0	0,0069	0,46	HK
	44	TUBO140*140*14,2	-0,0350	0,0038	-9,1	0,0069	0,00	>GÖ
2	163	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	164	TUBO140*140*12,5	0,0280	0,0039	0,0	0,0069	4,08	CG
	167	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	168	TUBO140*140*12,5	0,0280	0,0039	0,0	0,0069	4,08	CG
	199	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	200	TUBO140*140*12,5	0,0282	0,0039	0,0	0,0069	4,10	CG
	203	TUBO140*140*12,5	0,0000	0,0039	0,0	0,0069	0,00	-
	204	TUBO140*140*12,5	0,0282	0,0039	0,0	0,0069	4,10	CG
3	323	TUBO140*140*10	0,0112	0,0040	0,0	0,0069	1,63	CG
	324	TUBO140*140*10	-0,0175	0,0040	-4,4	0,0069	0,00	CG
	327	TUBO140*140*10	0,0112	0,0040	0,0	0,0069	1,63	CG
	328	TUBO140*140*10	-0,0175	0,0040	-4,4	0,0069	0,00	CG
	359	TUBO140*140*10	0,0114	0,0040	0,0	0,0069	1,66	CG
	360	TUBO140*140*10	-0,0175	0,0040	-4,4	0,0069	0,00	CG
	363	TUBO140*140*10	0,0114	0,0040	0,0	0,0069	1,66	CG
	364	TUBO140*140*10	-0,0175	0,0040	-4,4	0,0069	0,00	CG
4	483	TUBO120*120*10	-0,0204	0,0032	-6,4	0,0069	0,00	CG
	484	TUBO120*120*10	0,0103	0,0032	0,0	0,0069	1,50	CG
	487	TUBO120*120*10	-0,0204	0,0032	-6,4	0,0069	0,00	CG
	488	TUBO120*120*10	0,0103	0,0032	0,0	0,0069	1,50	CG
	519	TUBO120*120*10	-0,0206	0,0032	-6,4	0,0069	0,00	CG
	520	TUBO120*120*10	0,0103	0,0032	0,0	0,0069	1,51	CG
	523	TUBO120*120*10	-0,0206	0,0032	-6,4	0,0069	0,00	CG
	524	TUBO120*120*10	0,0103	0,0032	0,0	0,0069	1,51	CG
5	643	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	644	TUBO120*120*10	-0,0124	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
	647	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	648	TUBO120*120*10	-0,0124	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
	679	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	680	TUBO120*120*10	-0,0125	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
	683	TUBO120*120*10	0,0000	0,0032	0,0	0,0069	0,00	-
	684	TUBO120*120*10	-0,0125	0,0032	-3,9	0,0069	0,00	CG
6	803	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	804	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	807	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	808	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	839	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	840	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	843	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-
	844	TUBO100*100*10	0,0000	0,0022	0,0	0,0069	0,00	-

P.D.: Plastik deformasyon

BSE-2N Deprem Tehlike Seviyesi için elde edilen hedef deplasmanda binalardaki görelî kat ötelemeleri oranları karşılaştırmaları Şekil 5.22.'de ve Tablo 5.34.'te gösterildiği gibidir. Görüldüğü gibi Model 1 ve Model 2 arasındaki maksimum fark %4'tür. Model 3'teki görelî kat ötelemeleri oranları incelendiğinde ise 1. katta Model

2'ye göre %14'lük bir artış görülmektedir. Model 2 ile Model 1 görelî kat ötelemesi oranı açısından hemen hemen aynıdır. Model 3'te ise 1. katta görelî kat ötelemesi oranı yaklaşık %14 artmış olmasına rağmen 3. kattan itibaren %12'e varan azalmalar olduğu görülmüştür. 2. katta bu artış %1 olup 3. kattan itibaren görelî kat ötelemeleri belirgin bir şekilde azalmaktadır. En büyük azalma %17 ile 6. katta görülmektedir.



Şekil 5.22. Hedef deplasmanda modellerde gerçekleşen görelî kat ötelemeleri oranlarının karşılaştırılması

Tablo 5.34. Hedef deplasmanda katlardaki görelî kat ötelemeleri oranları

Kat No	Model 1	Model 2	Model 3	Model 2/Model 1	Model 3/Model 2
1	0,0089	0,0093	0,0106	1,04	1,14
2	0,0074	0,0076	0,0077	1,03	1,01
3	0,0089	0,0087	0,0076	0,98	0,88
4	0,0096	0,0093	0,0080	0,97	0,86
5	0,0050	0,0050	0,0045	0,98	0,91
6	0,0023	0,0022	0,0019	1,00	0,83



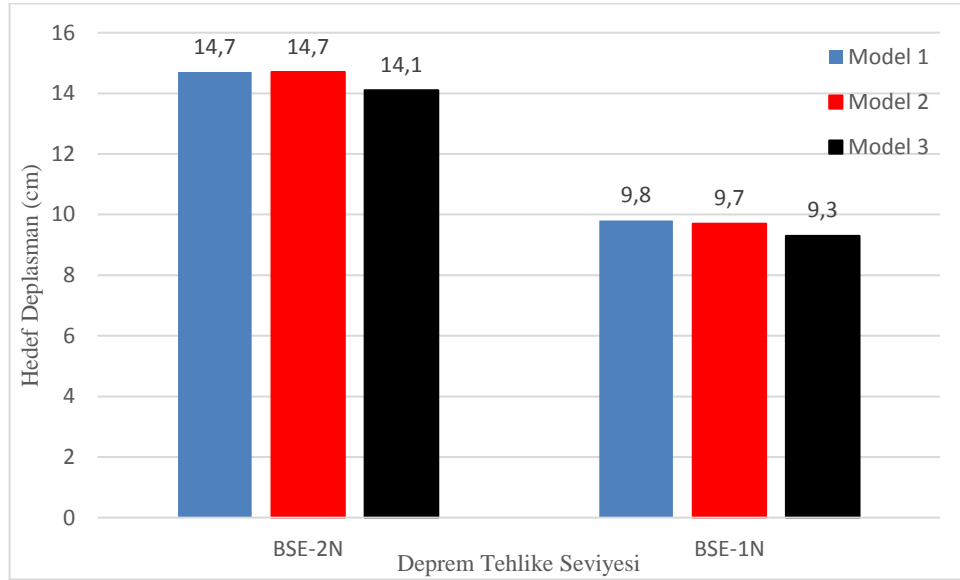
## **BÖLÜM 6. SONUÇLAR ve ÖNERİLER**

### **6.1. Sonuçlar**

Bu çalışma kapsamında, yarı-rijit kompozit birleşimlerin, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı bir yapıda mafsalı birleşimlerin yerine kullanılması durumunda deprem davranışına etkisi incelenmiştir. Bunun yanı sıra günümüzde analiz ve hesaplarda sadelik ve kolaylık sağlanması amacıyla mafsalı kabul edilen bir birleşim türü olan kayma levhalı birleşimin gerçek davranışı da analiz modeline dahil edilerek deprem davranışları karşılaştırılmıştır. Bu bağlamda, 6 katlı bir ofis binası TBDY 2018'e [29] göre tasarlanmış ve bu bina için 3 adet analiz modeli oluşturulmuştur. Bunlardan birincisi (Model 1), her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşmakta olup kolon-kiriş birleşimleri mafsalı olarak tasarlanmıştır. İkinci bina (Model 2), Model 1 ile hemen hemen aynı olup sadece x yönündeki kayma levhalı birleşimler mafsalı değil yar-rijit kabul edilerek bu birleşimlerin Moment-dönme davranışları elde edilerek analize dahil edilmiştir. Üçüncü binada (Model 3) ise, Model 2'den farklı olarak, x yönünde iç akslardaki çerçeveler yarı-rijit kompozit birleşimlerden oluşan çerçeveler olarak tasarlanmışlardır. Bu durumda Model 3'te yarı-rijit kompozit birleşimli olarak tasarlanan kiriş enkesitleri IPE450'den IPE400'e düşmüş ve bu birleşimlerin Moment-dönme davranışları analiz modeline dahil edilmiştir.

Oluşturulan modellerin deprem davranışlarının incelenmesi için doğrusal olmayan statik analiz yöntemi (pushover) seçilmiştir. Sap2000 [38] programı kullanılarak ASCE 41-13'e [27] göre binalardaki taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal olmayan davranışları tanımlanmıştır. Yapılan analizler sonucunda binaların BSE-2N ve BSE-1N Deprem Tehlike Seviyeleri'ne göre performans seviyeleri belirlenmiştir. Öncelikle, her üç model için depremin binalardan talep ettiği tepe noktası deplasman

değerleri elde edilmiş ve bu deplasmana karşı gelen plastik deformasyonlar sınır değerlerle karşılaştırılarak binaların performans seviyeleri belirlenmiştir. Buna göre her üç model için deprem performans seviyeleri, BSE-1N Deprem Tehlike Seviyesi için Arttırılmış Güvenlik Seviyesi Bölgesi ve BSE-2N Deprem Tehlike Seviyesi için ise Sınırlı Güvenlik Seviyesi olarak belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar ışığında, BSE-2N ve BSE-1N Deprem Tehlike Seviyeleri'ne göre her üç model için birbirine yakın sonuçlar elde edildiği görülmüştür. Model 1 ve Model 2 arasında yapılan karşılaştırmada sonuçların birbirlerinin çok benzer olduğu görülürken, yarı-rijit kompozit birleşimlerin kullanıldığı Model 3'te depremin binadan talep ettiği tepe noktası deplasman değerinin BSE-2N ve BSE-1N Deprem Tehlike Seviyeleri'ne göre %4 azaldığı görülmüştür (Şekil 6.1.).



Şekil 6.1. 2 farklı deprem tehlike seviyesinde modeller için hesaplanan hedef deplasmanların karşılaştırılması

Binaların deprem davranışlarının daha detaylı olarak incelenebilmesi için yapılan bir başka işlem ise, binalara eşit deplasman yaptırıldığı durumlarda taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ve binalara eşit kuvvet uygulandığı durumlarda ise tepe noktası deplasmanlarının karşılaştırılması olmuştur. Yapılan işlemler neticesinde eşit kuvvet ve eşit deplasman uygulandığı durumlarda Model 1 ile Model 2'den elde edilen sonuçların genel olarak birbirlerine oldukça benzer olduğu görülmüştür. Yapılara eşit deplasman uygulanan durumda oluşan en büyük fark, Model 2'nin taban kesme kuvveti kapasitesinin Model 1'e göre %15 olduğu 0,3 m deplasmanın uygulandığı

durumdur. Eşit kuvvetlerin uygulandığı durumlarda Model 2'nin görelî kat ötelemeleri oranlarını Model 1'e göre maksimum %10 azaldığı görülmüştür. Model 2 ile Model 3 arasında yapılan karşılaştırmalarda ise taban kesme kuvveti kapasiteleri ve görelî kat ötelemeleri oranlarında daha belirgin farkların olduğu görülmüştür. Yapılara eşit deplasman uygulandığı durumlarda Model 3'ün taban kesme kuvveti kapasitesinin Model 2'den %9-%16 aralığında daha fazla olduğu ve bu farkın 0,3 m deplasman değerinde %48'e çıktığı görülmüştür. 3000 kN, 4000 kN ve 5000 kN kuvvet uygulandığı durumlarda ilk katlarda Model 2 ve Model 3 arasındaki görelî kat ötelemeleri oranları için birbirlerine yakın değerlerin elde edildiği, üst katlarda ise Model 3'te elde edilen görelî kat ötelemeleri oranlarının %10-%15 azaldığı görülmüştür. 6000 kN ve 6400 kN kuvvet uygulandığı durumlarda ise, Model 3'te elde edilen görelî kat ötelemeleri oranlarının Model 2'ye göre belirgin bir şekilde (%15-%48) azaldığı görülmüştür.

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan, 6 katlı, düzenli bir yapı için yapılan analizler sonucunda elde edilen verilerden yararlanılarak bu çalışmada varılan sonuçlar aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Mafsallı olarak kabul edilen kayma levhalı kolon-kiriş birleşiminin gerçek davranışının analiz modeline dahil edilmesi durumunda, yapının deprem davranışına belirgin bir etkisi bulunmamaktadır. Bu nedenle, analizlerde bu birleşimlerin gerçek davranışlarının ihmal edilerek mafsallı olarak kabul edilmesi hesaplarda önemli bir hataya yol açmamaktadır.
- Merkezi çaprazlı bir binada, mafsallı olarak tasarlanan kolon-kiriş birleşimlerin yarı-rijit kompozit olarak tasarlanması durumunda kirişlerde daha ekonomik kesitler kullanılabilmekte, sehîm ve titreşim problemleri azalmaktadır. Bununla birlikte bu tarz birleşimlerin kullanılması, binaya ilave rijitlik ve dayanım sağlamakta, tepe noktası deplasmanlarını ve görelî kat ötelemelerini sınırlamaktadır.

Sonuç olarak, her üç analiz modelinin de BSE-2N ve BSE-1N deprem tehlike seviyeleri için aynı performans seviyesine sahip olduğu görülmüştür. Ancak, yarı-rijit

kompozit birleşim kullanımının sağladığı avantajlar göz önüne alındığında bu birleşimlerin, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan yapılarda mafsallı birleşimler yerine alternatif olarak kullanılabilceği düşünülmektedir.

## 6.2. Öneriler

Bu alanda ileride yapılacak çalışmalarda, daha gerçeğe yakın ve güvenilir sonuçların elde edilebilmesi açısından aşağıda sıralanan maddelerin de göz önünde bulundurulabileceği önerilmektedir.

- Farklı dayanım ve rijitlik özelliklerine sahip yarı-rijit kompozit birleşimler analizlerde dikkate alınabilir.
- Birleşimlerin  $M-\theta$  eğrileri deneyler veya sonlu eleman yazılımları yardımıyla elde edilebilir.
- Daha farklı karakteristik özelliklere sahip (boyut, kat yüksekliği vb.) binalar seçilebilir.
- Deprem davranışının incelenmesinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi seçilebilir.

## KAYNAKLAR

- [1] Leon, R.T., Hoffman, J.J., ve Staeger, T. Partially restrained composite connections: a design guide. American Institute of Steel Construction, 1996.
- [2] “Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings Eurocode”, 2004.
- [3] Leon, R.T. “Behavior and Design of Semi-Rigid Composite Frames”, Mater. Memb. Behav., 1987.
- [4] Davison, J.B. “Semi-rigid action of composite joints”, sayı December, 1990.
- [5] Liu, J., ve Astaneh-Asl, A., “CYCLIC TESTING OF SIMPLE CONNECTIONS INCLUDING EFFECTS OF SLAB”, c. 126, sayı January, ss. 144–161, 2000.
- [6] Rassati, G.A., Leon, R.T., ve Noe, S. “Component modeling of partially restrained composite joints under cyclic and dynamic loading”, J. Struct. Eng., c. 130, sayı 2, ss. 343–351, 2004.
- [7] Shi, W., Li, G., Xiao, Y., ve Ye, Z. “Cyclic loading tests on composite beam-to-column joints with semi-rigid connections”, Jianzhu Jiegou Xuebao/Journal Build. Struct., c. 29, sayı 5, ss. 57–66, 2008.
- [8] Council, B.S.S. “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, FEMA-273, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washington, DC, 1997.
- [9] ASCE Task Committee on Design Criteria for Compos. Struct. in Steel and Concrete, “Design guide for partially restrained composite connections”, J. Struct. Eng., c. 124, sayı 10, ss. 1099–1114, 1998.
- [10] Couchman, G., ve Way, A. “Joints in Steel Construction–Composite Connections”, SCI Publ., c. 213, 1998.
- [11] SSEDTA, C.D. “Structural Steelwork Eurocodes: Development of a Trans-National Approach”, EC3, Lect., c. 3, 2001.
- [12] Malek, A.E. “Second-Order Inelastic and Modified Elastic Analysis and Design Evaluation of Planar Steel Frames”, sayı April, 2001.

- [13] Ammerman, D.J., ve Leon, R.T. "Unbraced frames with semi-rigid composite connections", *Eng. J.*, c. 27, sayı 1, 1990.
- [14] American Institute of Steel Construction, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", *Seism. Provisions Struct. Steel Build.*, sayı 1, s. 402, 2016.
- [15] Maison, B.F., Rex, C.O., Lindsey, S.D., ve Kasai, K. "Performance of PR Moment Frame Buildings in UBC Seismic Zones 3 and 4", *J. Struct. Eng.*, c. 126, sayı 1, ss. 108–116, 2000.
- [16] Akbaş, B., ve Shen, J. "Seismic behavior of steel buildings with combined rigid and semi-rigid frames", *Turkish J. Eng. Environ. Sci.*, c. 27, sayı 4, ss. 253–264, 2003.
- [17] Zhang, W. "Study of the Influence of Gravity Connections on the Lateral Response of Steel-Concrete Composite Moment Frames". University of Cincinnati, 2012.
- [18] Flores, F.X., Jarrett, J.A., ve Charney, F.A. "The influence of gravity-only framing on the performance of steel moment frames", içinde 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012.
- [19] ASCE, "Seismic rehabilitation of existing buildings", ASCE/SEI 41-06. ASCE Reston, VA, 2007.
- [20] Wen, R., Akbas, B., ve Shen, J. "Practical moment-rotation relations of steel shear tab connections", *J. Constr. Steel Res.*, c. 88, ss. 296–308, 2013.
- [21] Flores, F., ve Charney, F. "The Influence of the Gravity System Framing on the Seismic Performance of Special Steel Moment Frames", 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng., sayı February 2016, 2014.
- [22] Council, A.T. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [23] Beland, T., Tremblay, R., Fahnestock, L.A., Hines, E.M., Bradley, C.R., ve Sizemore, J.G. "Experimental Investigation of the Cyclic Response of Bolted Angles in Gravity Beam-Column Connections for Enhanced Seismic Performance", sayı July 2014, 2015.
- [24] Reyes-Salazar, A., Saucedo-Pimentel, J.M., Ruiz, S.E., Bojórquez, E., ve Bojórquez, J. Seismic response and energy dissipation of 3D complex steel buildings considering the influence of interior semi-rigid connections: low-medium- and high-rise, sayı 0123456789. Springer Netherlands, 2018.
- [25] Aksoylar, N.D., ve Öztürk, A.Z. "Seismic Performance of a Moment Resisting Frame with Energy Dissipative Semi Rigid Connections", *Sigma*, c. 28, ss. 199–213, 2010.

- [26] FEMA, P. “Commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, FEMA-356, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washington, DC, 2000.
- [27] ASCE/SEL, ASCE 41-13 : American Society of Civil Engineers : seismic evaluation and retrofit of existing buildings. 2013.
- [28] Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar. 2016.
- [29] Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar. 2018.
- [30] American Institute of Steel Construction, “Specification for Structural Steel Buildings”, s. 610, 2016.
- [31] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, “Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints”, 2005.
- [32] Leon, R.T. “Composite connections”, Prog. Struct. Eng. Mater., c. 1, sayı 2, ss. 159–169, 1998.
- [33] Leon, R.T. Composite Connections, Structural Engineering Handbook, Chen, W. (Ed.), Lui, E (Ed.), Boca Raton: CRC Press LLC, 1999.
- [34] Roeder, C. “Overview of hybrid and composite systems for seismic design in the United States”, Eng. Struct., c. 20, sayı 4–6, ss. 355–363, 1998.
- [35] Migliozi, J.P. “Feasibility study of partially restrained connections”. Virginia Tech, 1997.
- [36] Lekesiz, İ. “Tipik Bir Çelik Endüstri Yapısında Çaprazlı Perde Tipinin Deprem Performansına Etkisinin İncelenmesi”, Balıkesir Üniversitesi, 2016.
- [37] Dağdeviren, A. “Çok Katlı Çelik Yapılarda Performansa Dayalı Tasarım Esasları ve Doğrusal Olmayan Davranışın İncelenmesi”, 2013.
- [38] Sap2000 C.S.I, “Computers and structures Inc”, Berkeley, CA, USA, 2005.
- [39] Arda, T.S., ve Yardımcı, N., Çelik Yapıda Karma Elemanların Plastik Hesabı. Birsen Yayınevi, 2000.
- [40] Çağatay, Y.E. “Çok Katlı Çelik Yapıların Tasarımı”, 2006.
- [41] Murray, T.M., Allen, D.E., Ungar, E.E., ve Davis, D.B. Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity. American Institute of Steel Construction, 2016.
- [42] Metin, T. “A Parametric Study on the Influence of Semi-rigid Connection Nonlinearity on Steel Special Moment Frames”, Middle East Technical University, 2013.

- [43] Astaneh-asl, A. Design of Shear Tab Connections for Gravity and Seismic Loads, sayı June. 2005.



## EKLER

### EKA

Yapının boyutlandırılması işleminde yararlanılan yönetmelik tabloları bu bölümde sunulmuştur.

Tablo A.1. Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki 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	<i>Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır (Bkz.16.5).</i>					

Tablo A.2. 1 saniye periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki 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	<i>Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır (Bkz.16.5).</i>					

Tablo A.3. Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS = 1	<p>Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar</p> <p>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)</p> <p>b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb.</p> <p>c) Müzeler</p> <p>d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar</p>	1.5
BKS = 2	<p>İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</p> <p>Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.</p>	1.2
BKS = 3	<p>Diğer binalar</p> <p>BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)</p>	1.0

Tablo A.4. Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı ( $S_{DS}$ )	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1





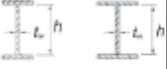



Tablo A.5. Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına göre tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları

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	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

Tablo A.6. Bina Taşıyıcı Sistemleri için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, Dayanım Fazlalığı Katsayısı ve izin verilen Bina Yükseklik Sınıfları

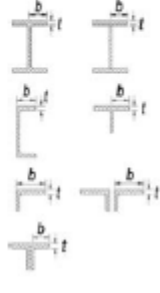


Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı $R$	Dayanım Fazlalığı Katsayısı $D$	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları $BYS$
<b>C. ÇELİK BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ</b>			
<b>C1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler</b>			
C11. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik çerçevelerle karşılandığı binalar	8	3	$BYS \geq 3$
C12. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	8	2.5	$BYS \geq 2$
C13. Deprem etkilerinin tamamının <i>süneklik düzeyi yüksek</i> merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar	5	2	$BYS \geq 4$
C14. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya <i>süneklik düzeyi yüksek</i> bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz. 4.3.4.5)	8	3	$BYS \geq 2$
C15. Deprem etkilerinin moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik çerçeveler ile <i>süneklik düzeyi yüksek</i> merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya <i>süneklik düzeyi yüksek</i> boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar (Bkz. 4.3.4.5)	6	2.5	$BYS \geq 2$
C16. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m'yi geçmeyen <i>süneklik düzeyi yüksek</i> çelik kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar	4	2	-
<b>C2. Süneklik Düzeyi Karıma Taşıyıcı Sistemler (Bkz. 4.3.4.1, 4.3.4.6)</b>			

Tablo A.7. Enkesit koşulları

Eleman Tanımı	Narinlik Oran	Sınır değerler		Açıklama
		Süneklik Düzeyi Yüksek Elemanlar, $\lambda_{hd}$	Süneklik Düzeyi Sınırlı Elemanlar, $\lambda_{md}$	
Dikdörtgen kutu kesitler	$b/t$			
Yapma dikdörtgen kutu kesitler ve I kesitinden kutu şeklinde teşkil edilmiş kesitlerin başlıklar	$b/t$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[a]}$	
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 <sup>[b]</sup>	$h/t_w$	$C_a \leq 0.125$ ise $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$	$C_a \leq 0.125$ ise $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75 C_a)$	
Kiriş veya kolon olarak kullanılacak I profilinden kutu şeklinde teşkil edilen enkesitlerin yan levhaları	$h/t$	$C_a > 0.125$ ise $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$C_a > 0.125$ ise $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
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)	$C_a - \frac{P_a}{\phi_c (F_y A)}, \phi_c - 0.90$ (YDKT)	
Boru enkesitli elemanlar	$D/t$	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.044 \frac{E}{F_y}^{[c]}$	

Rijideştirilmiş Elemanlar

Tablo A.7. (Devamı)

Eleman Tanımı	Narinlik Oranı	Sınır değerler		Açıklama
		Süneklik Düzeyi Yüksek Elemanlar, $\lambda_{hd}$	Süneklik Düzeyi Sınırlı Elemanlar, $\lambda_{md}$	
Rijitleştirilmemiş Elemanlar I veya yapma I kesitlerin başlıkları, U veya T kesitler, korniyer (L) veya ayrıntı 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	$D/t$	$0.076 \frac{E}{F_y}$	$0.15 \frac{E}{F_y}$	

<sup>(4)</sup> Kiriş veya kolon olarak kullanılan dikdörtgen kutu enkesitlerde, yapma kutu enkesitler ve I kesitinden kutu şeklinde teşkil edilen kesitlerin başlıklarında enkesit koşulunun sınır değeri  $1.12 \sqrt{E/F_y}$  olarak alınacaktır.

<sup>(5)</sup>  $C_s \leq 0.125$  için süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerdeki I kesitlerde, enkesit koşulunun ( $h/t_w$ ) sınır değeri  $2.45 \sqrt{E/F_y}$ 'yi aşamaz.  $C_s \leq 0.125$  için süneklik düzeyi sınırlı moment aktaran çerçevelerdeki I kesitlerde ise enkesit koşulunun ( $h/t_w$ ) sınır değeri  $3.76 \sqrt{E/F_y}$ 'yi aşamaz.

<sup>(6)</sup> Kiriş veya kolon olarak kullanılan boru profillerindeki enkesit koşulunun sınır değeri  $0.07E/F_y$  olarak alınabilir.

Tablo A.8.  $R_g$  ve  $R_p$  katsayıları

Uygulama Tanımı	$R_g$	$R_p$
Döşeme sacının olmaması durumu	1.0	0.75
Döşeme sacı hadvelerinin kirişe paralel olarak yerleştirilmesi durumu		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.00	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Döşeme sacı hadvelerinin kirişe dik olarak yerleştirilmesi durumu Aynı hadve içindeki başlıklı çelik ankraj sayısı		
1	1.00	0.60*
2	0.85	0.60*
3 ve daha fazla	0.70	0.60*
$h_r$ : Karakteristik hadve yüksekliği. $w_r$ : Ortalama hadve genişliği. ** : Başlıklı tek çelik ankraj için. * : $e_{90} \geq 50\text{mm}$ için $R_p = 0.75$ olarak alınabilir.		

## ÖZGEÇMİŞ

Ömer YÖNEV, 19.09.1989 tarihinde İstanbul ilinde doğdu. Lise eğitimini Vefa Lisesi'nde tamamladı. 2007 yılında Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde başladığı lisans eğitiminden 2012 yılında mezun oldu. 2017 yılında Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Yapı Bilim Dalı'nda yüksek lisans eğitimine başladı. 2012-2019 yılları arasında kontrol mühendisi ve proje mühendisi olarak çalıştı.