

**EGE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**(DOKTORA TEZİ)**

**KOMPOZİT KOLON – BETONARME KİRİŞ  
BİRLEŞİM NOKTASININ TERSİNİR TEKRARLI  
YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ DENEYSEL  
VE NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ**

**Fethi ŞERMET**

**Tez Danışmanı: Doç. Dr. Bengi ARISOY**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Sunuş Tarihi: 26.07.2018**

**Bornova-İZMİR**

**2018**



Fethi ŞERMET tarafından Doktora tezi olarak sunulan “**KOMPOZİT KOLON – BETONARME KİRİŞ BİRLEŞİM NOKTASININ TERSİNİR TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ DENEYSSEL VE NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ**” başlıklı bu çalışma E.Ü. Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliği ile E.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü Eğitim ve Öğretim Yönergesi'nin ilgili hükümleri uyarınca tarafımızdan değerlendirilerek savunmaya değer bulunmuş ve 26.07.2018 tarihinde yapılan tez savunma sınavında aday oybirliği/oyçokluğu ile başarılı bulunmuştur.

**Jüri Üyeleri:**

**Jüri Başkanı : Prof. Dr. Celal KOZANOĞLU**

**Üye : Doç. Dr. Bengi ARISOY**

**Üye : Doç. Dr. Ali DEMİR**

**Üye : Dr. Öğr. Üyesi Ayhan NUHOĞLU**

**Üye : Dr. Öğr. Üyesi Mutlu SEÇER**

**İmza**





## EGE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

### ETİK KURALLARA UYGUNLUK BEYANI

E.Ü. Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin ilgili hükümleri uyarınca Yüksek Lisans Tezi / Doktora Tezi olarak sunduğum **“KOMPOZİT KOLON – BETONARME KİRİŞ BİRLEŞİM NOKTASININ TERSİNİR TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ DENEYSSEL VE NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ”** başlıklı bu tezin kendi çalışmam olduğunu, sunduğum tüm sonuç, doküman, bilgi ve belgeleri bizzat ve bu tez çalışması kapsamında elde ettiğimi, bu tez çalışmasıyla elde edilmeyen bütün bilgi ve yorumlara atıf yaptığımı ve bunları kaynaklar listesinde usulüne uygun olarak verdiğimi, tez çalışması ve yazımı sırasında patent ve telif haklarını ihlal edici bir davranışımın olmadığını, bu tezin herhangi bir bölümünü bu üniversite veya diğer bir üniversitede başka bir tez çalışması içinde sunmadığımı, bu tezin planlanmasından yazımına kadar bütün safhalarda bilimsel etik kurallarına uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul edeceğimi beyan ederim.

26 /07/ 2018

Fethi ŞERMET





## ÖZET

### **KOMPOZİT KOLON – BETONARME KİRİŞ BİRLEŞİM NOKTASININ TERSİNİR TEKRARLI YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ DENEYSEL VE NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ**

ŞERMET, Fethi

Doktora Tezi, İnşaat Mühendisliği Anabilim dalı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Bengi ARISOY

Temmuz, 2018, 159 sayfa

Çok katlı yapılar kolon ve kirişlerin birbirine bağlanmasıyla oluşan çerçeve sistemler ile teşkil edilmektedir. Kompozit kolon-betonarme kiriş çerçevelerde ise düğüm noktası betonarme kirişin kompozit kolona saplanması ile teşkil edilir ve sismik yüke maruz kalan düğüm noktasındaki beton kırılrsa dahi kolon içinde yer alan çelik profil sismik yükün neden olduğu basınç ve çekme yüklerini taşımaya devam eder. Yani kolon içinde gömülü çelik çekirdek kesme kuvvetini karşılayarak süneklik sağlayıp ani göçmeyi engeller. Kompozit kolon-betonarme kiriş birleşimlerinin, betonarme kolon-kiriş birleşimlerine göre hem yük taşıma kapasitesi hem de deformasyon yapma kapasitesi açısından daha iyi davranış sergilemektedir. Kompozit kolon içinde yer alan çelik profil çekirdek deformasyonların çoğunu sönmülemektedir. Artan yükler etkisi altında, çelik profil etrafında yer alan betonun ezilip, yumuşak donatının akmasına rağmen, çelik profil, çekirdek akma mertebesine erişmeyecektir. Bununla beraber kolonda oluşan lokal hasarların (betonda ezilme/yumuşak donatıda akma) düğüm noktasının davranışına etkisi önemlidir ve mertebesinin belirlenmesi gerekmektedir.

Tez çalışması iki aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşamada deney elemanlarının üretimi gerçekleştirilip ardından bu elemanlar tersinir tekrarlı yüklemelere tabi tutulmuştur. İkinci aşamada ise deney elemanlarının ABAQUS programı ile sonlu elemanlar modelleri (SEM) oluşturulup, doğrusal olmayan yöntemle analizleri yapılmıştır.

Sunulan çalışmada, kompozit kolon – betonarme kirişten oluşan birleşim elemanı iç düğüm noktasının analizi için bir yöntem önerilmiştir. Önerilen yöntemde, malzemelerin doğrusal olmayan gerilme - birim şekil değiştirme ilişkileri esas alınmıştır. Ayrıca, betonun basınç ve çekme altındaki deneysel olarak elde edilmiş gerilme – birim şekil değiştirme ilişkileri kullanılmıştır.

Çalışma kapsamında beş adet 1/2 ölçekli deney elemanları üretilmiştir. Bir adet betonarme kolon – kiriş birleşimi ve bir adet kompozit kolon – betonarme kiriş birleşimi olmak üzere iki adet referans eleman seçilmiştir. Diğer üç deney elemanında ise kolondan gelen çelik profile ve her iki yönde etriye sıklaştırma bölgesi boyunca kiriş içine 50 cm'e kadar çelik profilin zayıf ve güçlü eksen yönlerine göre kaynatılarak üretilmiştir.

Birleşim elemanlarının sonlu elemanlar yöntemiyle analizleri ABAQUS paket programı ile yapılmıştır. Beton malzeme özelliği ve hasar davranışı olarak plastik beton hasar modeli (CDP) kullanılmıştır. Çelik için elasto – plastik malzeme varsayımı yapılmıştır. Sonlu elemanlar mesh yapısı olarak C3D8R eleman özelliği kullanılmıştır. Nümerik analizlerden elde edilen sonuçlar deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Birleşim bölgesi çelik profillerle güçlendirilen deney elemanlarında plastik mafsallık kiriş uçlarından kiriş içine gömülen kısmi çelik profil bitimine yani etriye sıklaştırma bölgesi bitimine ötelenmiştir. Betona gömülü çelik profil kullanımıyla, etkili kesme alanı artırılmasıyla birleşimin kesme kapasitesi artmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Betonarme Kiriş - Kompozit Kolon Birleşim Bölgesi, Sonlu Elemanlar Analizi (SEM), Tekrarlı yük



## **ABSTRACT**

### **EXPERIMENTAL AND NUMERICAL EVALUATION OF THE BEHAVIOR OF COMPOSITE COLUMN – REINFORCED BEAM JOINTS SUBJECTED TO CYCLIC LOADS**

ŞERMET, Fethi

PHD in Civil Engineering

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Bengi ARISOY

July 2018, 159 pages

Multistorey structures are formed by frame systems including connection columns and beams together. In composite column – reinforced concrete frames, the joint is formed by striking the reinforced concrete beam with the composite column and the steel profile in the column continues to carry compression and tensile loads, even if the concrete at the joint is cracked due to seismic load. In other words, the steel core encased in the column carries the shear force by providing ductility and prevents sudden collapse. Composite column – reinforced concrete beam joints behave better than reinforced concrete column – beam joints in terms of both load carrying capacity and deformation capacity. The steel profile core in the composite column mostly damps the deformations. Under the influence of increased loads, the steel profile core will not reach the yielding point, despite the concrete around steel profile is crushed and the longitudinal reinforcement yields. However, these local damage in the column has significant impact on the behavior of the joint, and thus the level of damage must be determined.

The thesis work carried out consists of two stages. In the first stage, the frame elements were produced and then these elements were subjected to reversible repeated loads. In the second stage, finite element models (FEM) of the test elements were constructed by the ABAQUS program then the nonlinear analysis was performed.

In the present study, a method for analysis of joint which is consisting of composite column–reinforced concrete beam is proposed. In the proposed method, nonlinear stress–strain relationships of materials are taken as basis. Besides, the

experimentally obtained stress – strain relationships under compression and tension of the concrete were used.

In the scope of the study, five 1/2 scale test elements were produced. Two reference elements were selected including a reinforced concrete column – beam connection and a composite column – reinforced concrete beam connection. The other three test elements were produced by welding the steel profile up to 50 cm in to the beam along the zone in which stirrups are more closely spaced according to weak and strong axes of profile.

The finite element analysis of the joint elements was carried out by the ABAQUS package program. Plastic concrete damage model (CDP) was used for defining concrete material property and damage behavior. The steel assumed was to be elasto – plastic material. The C3D8R element feature was used as the finite element mesh structure. The results obtained from the numerical analysis were compared with the experimental results.

The plastic hinge was shifted from beam ends to the end portions of the steel profile that is the end of the zone including closely spaced stirrups. By using also steel profile encased in concrete, the shear capacity of joint increased due to higher effective shear area.

**Keywords:** Reinforced concrete beam – Composite Column Joint, Finite Element Analysis (FEM), Recycle Load

## TEŞEKKÜR

Doktora tez çalışmamın her aşamasında önerileri ile bana hep destek olan ve bilgi birikimi ile çalışmalarına katkılarını esirgemeyen değerli hocam Sayın Doç. Dr. Bengi ARISOY ve Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne teşekkürü bir borç bilirim.

Deneysel çalışmalarının kurgulanması ve yapım aşamasında değerli görüş ve önerileri ile araştırmama destek veren Sayın Öğr. Gör. Dr. Emre ERCAN hocama teşekkür ederim. Tez çalışması boyunca değerli görüşlerinden yararlandığım sayın Dr. Öğr. Üyesi Ayhan NUHOĞLU ve Doç. Dr. Ali DEMİR'e teşekkür ederim.

Program tabanlı sonlu eleman yöntemi analizlerinde verdikleri çok değerli katkılardan dolayı sayın Dr. Öğr. Üyesi Emin HÖKELEKLİ ve Arş. Gör. Muhammet Ensar YİĞİT'e teşekkür ederim.

Deney elemanlarının üretilmesi ve deneysel çalışmalarda her zaman yardımlarını aldığım İnş. Yük. Müh. Hojjat HOSSEINNEZHAD, İnş. Müh. Zübeyir ARTUN ve Umut UMUL'a teşekkür ederim.

Deney elemanlarının malzeme temini ve üretim aşamasında verdikleri destekten dolayı Dere Prefabrik firmasına ve firma müdürü Sayın Raif EVLEK'e teşekkür ederim.

Değerli çalışma arkadaşlarım Arş. Gör. Adil GÜLTEKİN, Arş. Gör. Cihat YÜKSEL ve çalışma kapsamında emeği geçen tüm lisans öğrencilerimize teşekkür ederim.

Hayatımın her aşamasında yanımda olan aileme teşekkür ederim.



## İÇİNDEKİLER

	<b>Sayfa</b>
ÖZET .....	vii
ABSTRACT.....	X
TEŞEKKÜR .....	xii
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	xix
TABLolar DİZİNİ .....	xxvi
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ .....	xxvii
<b>1. GİRİŞ .....</b>	<b>1</b>
1.1 Tezin Amacı ve Kapsamı.....	2
1.2 Tezin Ana Hattı .....	3
<b>2.ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....</b>	<b>5</b>
2.1 Kompozit kolonlar .....	5
2.1.1 Eksenel yük etkisinde kompozit kolon davranışı.....	6
2.1.2 Eğilme etkisinde kompozit kolon davranışı.....	9
2.1.3 Kesmeli-eğilme etkisinde kompozit kolon davranışı.....	10
2.2 Kiriş – kolon birleşim noktaları.....	11
2.2.1 Betonarme kiriş kolon birleşimi .....	12
2.2.2 Betonarme kiriş - kompozit kolon birleşim noktası davranışı.....	15
<b>3.KOMPOZİT KOLON-BETONARME KİRİŞ BİRLEŞİMİ.....</b>	<b>21</b>
3.1 Kullanılan malzemeler ve özellikleri.....	21
3.2 Beton basınç deneyi.....	22
3.3 Beton çekme dayanımı.....	24
3.4 Donatı çekme deneyi.....	24

**İÇİNDEKİLER (DEVAM)**

3.5 Çelik profil özellikleri.....	27
3.6 Betona gömülü kompozit kolon tasarımı .....	28
3.6.1 Detaylandırma kuralları.....	28
3.6.2 Malzeme sınırları .....	29
3.7 Betona gömülü kompozit elemanlar.....	29
3.7.1 Minimum kurallar.....	29
3.8 Deneysel elemanların üretilmesi.....	30
3.8.1 Giriş.....	30
3.8.2 Referans betonarme birleşim elemanı (F1).....	32
3.8.3 Referans kompozit kolon – betonarme kiriş birleşimi (F2) .....	33
3.8.4 Betonarme kiriş kompozit kolon birleşim elemanı (F3).....	35
3.8.5 Betonarme kiriş kompozit kolon birleşim elemanı (F4).....	38
3.8.6 Betonarme kiriş kompozit kolon birleşim elemanı (F5).....	40
<b>4.DENEYLERİN YAPILIŞI.....</b>	<b>42</b>
4.1 Yükleme sistemi.....	42
4.2 Test kurulumu.....	44
4.3 Veri toplama sistemi.....	45
4.4 Ölçerlerin yerleşimi.....	45

**İÇİNDEKİLER (DEVAM)**

4.4.1 Potansiyometrik cetveller (deplasman ölçer) ve yerleşimleri.....	45
4.4.2 Gerinim ölçer (strain gauge).....	47
4.4.3 Kolon aksenal yüklemesi.....	47
<b>5. DENEY SONUÇLARI.....</b>	<b>48</b>
5.1 Referans betonarme elemanı (F1).....	48
5.2 Referans profil deney elemanı (F2).....	54
5.3 Kompozit kolon – betonarme kiriş deney elemanı (F3).....	60
5.4 Kompozit kolon –betonarme kiriş deney elemanı (F4).....	65
5.5 Kompozit kolon –betonarme kiriş deney elemanı (F5).....	70
<b>6. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ.....</b>	<b>75</b>
6.1 Giriş .....	75
6.2 Yük (P) – deplasman ( $\Delta$ ) çevrimsel eğrisi.....	75
6.3 Dayanım kaybı.....	79
6.4 Rijitlik kaybı.....	81
6.5 Süneklik .....	83
6.6 Enerji tüketimi.....	84
6.7 Yük – birim şekil uzaması .....	88

**İÇİNDEKİLER (DEVAM)**

<b>7. SONLU ELEMENLAR ANALİZİ.....</b>	<b>93</b>
7.1 Genel.....	93
7.2 Plastik beton hasar modeli (CDP).....	94
7.3 Beton.....	95
7.3.1 Çekme gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi .....	95
7.3.2 Basınç gerilme - birim şekil değiştirme ilişkisi .....	96
7.4 Donatı çeliği.....	97
7.5 Deney elemanlarının sonlu eleman (SEM) modelleri ve analiz sonuçları.....	98
7.5.1 Referans betonarme kiriş – kolon birleşimi (F1).....	98
7.5.2 Referans betonarme kiriş–kompozit kolon birleşim elemanı (F2).....	102
7.5.3 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F3) .....	106
7.5.4 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F4).....	109
7.5.5 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F5).....	111
<b>8. DEVEY VE SEM SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI .....</b>	<b>114</b>
8.1 Sonlu elemanlar analizi sonuçları ve karşılaştırılması.....	114
8.2 Deneysel çalışma ve SEM analizi sonuçlarının karşılaştırılması .....	115
8.2.1 Betonarme kiriş – kolon birleşim elemanı (F1).....	115



**İÇİNDEKİLER (DEVAM)**

8.2.2 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F2).....	118
8.2.3 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F3).....	120
8.2.4 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F4).....	123
8.2.5 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F5).....	126
<b>9. ANALİTİK ÇALIŞMA.....</b>	<b>129</b>
9.1 Giriş.....	129
9.2 Sınır koşulları .....	130
9.3 Tasarım davranışları ve yöntem.....	130
9.4 Birleşim bölgesi kuvvetleri.....	131
9.4.1 Etkili birleşim bölgesi genişliği.....	132
9.5 Kompozit birleşimlerin yük modellemesi ve birim şekil uzama.....	133
9.6 Birleşim bölgesi hasar modları.....	134
9.7 Düşey taşıma kuvveti.....	135
9.8 Birleşim bölgesi kesme kuvveti.....	136
9.8.1 Çelik panel.....	139
9.8.2 Beton kuvveti.....	139
9.8.3 Basınç alanı.....	139
9.8.4 Detay bilgileri.....	140
9.8.4.1 Etriye.....	140

**İÇİNDEKİLER (DEVAM)**

9.8.4.2 Alın taşıma plakası.....	140
9.8.4.3 Çelik profil flanşları.....	141
9.8.5 Sayısal örnek.....	142
<b>10. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....</b>	<b>148</b>
10.1 Sonuçlar.....	148
10.2 Gelecek çalışmalar için öneriler.....	151
<b>KAYNAKLAR DİZİNİ .....</b>	<b>153</b>

## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
2.1 Kompozit kolon türleri (Eurocode 4).....	5
3.1 Beton küp numuneler(basınç testi sonrası).....	22
3.2 Tek eksenli yükleme altında beton silindir numune.....	23
3.3 Beton basınç deneyi sonucu elde edilen gerilme( $\sigma$ ) – birim şekil değiştirme ( $\epsilon$ ) grafiği.....	23
3.4 (a) Donatı çekme deneyi (b) Donatı çekme deneyi sonucunda numuneler.....	25
3.5 Yükleme cihazından elde edilen donatı gerilme – birim şekil değiştirme grafiği.....	26
3.6 (a) Çelik profil ölçüleri (b) gerçek kesitli IPE100 profili.....	27
3.7 Betona gömülü çelik kompozit kolon kesit detayı .....	28
3.8 (a) Deney elemanlarının temsil ettiği yapı sistemi	
(b) Eleman boyutları.....	30
3.9 Deney elemanları kalıbının hazırlanması.....	31
3.10 Betonarme birleşim elemanı (F1) kesiti ve donatı planı.....	32
3.11 Gerinim ölçer (strain gauge) yerleşimi (F1) .....	33
3.12 Gerinim ölçer (strain gauge) donatılara yapıştırılması.....	33
3.13 Referans Kompozit kolon – betonarme kiriş elemanı (F2) kesiti ve donatı planı.....	34

**ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)**

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
3.14 Gerinim ölçer (strain gauge) yerleşimi (F2).....	34
3.15 (a) Referans kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F2) iç donatısının hazırlanması ve (b) kalıba yerleştirilmesi.....	35
3.16 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F3) kesiti ve donatı planı.....	36
3.17 Gerinim ölçer (strain gauge) yerleşimi (F3) .....	36
3.18 (a) Deney elemanı donatısının hazırlanması.....	37
3.18 (b) Hazırlanan donatıların kalıba yerleştirilmesi.....	37
3.19 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F4) kesiti ve donatı planı.....	38
3.20 Gerinim ölçer (strain gauge) yerleşimi (F4) .....	39
3.21 Hazırlanan donatıların kalıba yerleştirilmesi (F4) .....	39
3.22 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F5) kesiti ve donatı planı.....	40
3.23 Gerinim ölçer (strain gauge) yerleşimi (F5) .....	41
3.24 Birleşim elemanları betonunun dökülmesi (F5) .....	41
4.1 Deney platformu .....	43
4.2 Test elemanın sistem içindeki yerleşimi .....	43
4.3 Deney düzeneğinin genel görünümü .....	44
4.4 Veri toplama cihazı .....	45

**ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)**

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
4.5 Potansiyometrik cetvel.....	46
4.6 Deplasman ölçerlerin yerleşimi .....	46
4.7 Gerinim ölçer (strain gauge).....	47
5.1 Referans betonarme kolon – kiriş birleşimi (F1).....	48
5.2 Tepe yükü – deplasman grafiği (F1).....	49
5.3 F1 numunesi moment – kesit dönme grafiği.....	49
5.4 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F1).....	50
5.5 Akma meydana geldiği anda deney elemanında oluşan hasar.....	52
5.6 Deney sonunda deney elemanı ön yüzünde meydana gelen hasar.....	53
5.7 Deney sonunda deney elemanı arka yüzünde meydana gelen hasar.....	54
5.8 Referans profil deney elemanı (F2).....	55
5.9 Tepe yükü – deplasman grafiği (F2).....	55
5.10 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F2).....	56
5.11 Akma anında deney elemanında meydana gelen hasar (F2).....	58
5.12 Deney sonrası birleşim bölgesi hasar durumu (ön yüz) (F2).....	59
5.13 Deney sonrası birleşim bölgesi hasar durumu (arka yüz) (F2).....	59
5.14 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşimi (F3).....	60
5.15 Tepe yükü – deplasman grafiği (F3).....	61

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

5.16 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F3).....	61
5.17 Kiriş elemanında meydana gelen hasarlar (F3).....	63
5.18 Birleşim bölgesinde meydana gelen hasarlar (F3).....	63
5.19 Sol Kirişte meydana gelen hasar (üstten görünüş) (F3).....	64
5.20 Deney sonrası birleşim elemanında hasar durumu (F3).....	64
5.21: Tepe yükü – deplasman grafiği (F4).....	65
5.22: (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F4)....	66
5.23 Akma anında deney elemanında meydana gelen hasar (F4).....	69
5.24 Deney sonrası hasar durumu (F4).....	69
5.25 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F5).....	70
5.26 Tepe yükü – deplasman grafiği (F5).....	71
5.27 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F5)....	71
5.28 Kiriş ön yüzünde birleşim bölgesinde meydana gelen çatlaklar (F5)...	73
5.29 Deney elemanında meydana gelen hasar (F5).....	73
5.30 Deney sonunda birleşim elemanında meydana gelen hasar (F5).....	74
6.1 (a) (b) (c) (d) (e) Tepe yükü – deplasman (P – $\Delta$ ) histeritik eğrileri....	76
6.2 Tüm deney elemanları tepe yükü – deplasman eğrisi.....	78
6.3 (a) (b) Dayanım kaybı görelî ötelenme ilişkisi.....	80
6.4 Rijitlik katsayısı (K <sub>j</sub> ) belirlenmesi.....	81
6.5 (a) (b) Rijitlik – yer değiştirme grafiği.....	82

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
6.6 İdealize P – $\Delta$ histeritik eğrisi (ref. Behavior of comp.).....	84
6.7 (a) (b) (c) Toplam enerji (Etoplam) – yerdeğiştirme ( $\Delta/\Delta y$ ) ilişkisi.....	86
6.8 (a) (b) (c)Yük (P) birim uzama ( $\epsilon$ ) betonarme birleşim elemanı (F1) ve betonarme kiriş kompozit kolon bileşim elemanı (F2).....	88
6.9 (a) (b) (c) (d) (e) Yük (P) birim uzama ( $\epsilon$ ) grafikleri F3, F4, F5.....	90
7.1 ABAQUS'te betonun çekme altında gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi (Abaqus Manual, 2014).....	95
7.2 ABAQUS'te betonun basınç altında gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi (Abaqus Manual, 2014).....	97
7.3 Çelik çekme gerilme – birim şekil değiştirme grafiği.....	98
7.4 Referans betonarme birleşim elemanı (F1) donatı planı.....	99
7.5 Bütün birleşim elemanları için beton modeli.....	99
7.6 F1 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus).....	100
7.7 Analiz sonucu F1 elemanında meydana gelen hasar (Abaqus).....	101
7.8 Farklı yüklere karşılık gelen deplasmanlarda F1 deney elemanında meydana gelen akma.....	102
7.9 F2 deney elemanı donatı planı.....	103
7.10 F2 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus).....	103
7.11 F2 deney elemanında analiz sonucu meydana gelen hasar (Abaqus)...	104

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
7.12 Farklı yüklere karşılık gelen deplasmanlarda F2 deney elemanında meydana gelen akma.....	105
7.13 F3 deney elemanı donatı planı.....	106
7.14 F3 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus).....	107
7.15 F3 deney elemanında analiz sonrası hasar durumu.....	108
7.16 Farklı yüklere karşılık gelen deplasmanlarda F3 deney elemanında meydana gelen akma .....	109
7.17 F4 deney elemanı donatı planı.....	110
7.18 F4 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus).....	110
7.19 F4 deney elemanında analiz sonrası hasar durumu.....	111
7.20 F5 deney elemanı donatı planı.....	112
7.21 F5 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus).....	112
7.22 F5 deney elemanı gerilme dağılımı.....	113
8.1 SEM analizi yük – deplasman grafikleri.....	114
8.2 F1 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği...116	
8.3 (a) (b) F1 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri...117	
8.4 F2 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği...118	
8.5 (a) (b) F2 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri...119	
8.6 F3 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği...120	
8.7 (a) (b) F3 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri...122	



## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
8.8 F3 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği....	123
8.9 (a) (b) F4 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri....	125
8.10 F5 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği...	126
8.11 (a) (b) F5 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri...	128
9.1 Moment aktaran kompozit çerçeve (a) Yanal yükler altında çerçeve yapısı (b) İç çerçeve düğüm noktası (ASCE, 1994).....	129
9.2 Birleşim noktasına etki eden kuvvetler (ASCE, 1994).....	131
9.3 Etkili birleşim bölgesi genişliği (a) Uzatılmış FBP ve kolon.....	132
9.4 Kompozit Birleşimlerde Kuvvet Mekanizmaları (a) Çelik panel (b) İç beton kuvveti (c) Dış beton kuvveti (ASCE, 1994).....	134
9.5 Birleşim bölgesi hasar modları (a) panel hasarı (b) düşey taşıma hasarı...	134
9.6 Ortak tasarım kuvvetleri ve iç kuvvetlerin dengesi a) tipik birleşim bölgesi b) Uygulanan birleşim bölgesi kuvvetleri c) Düşey Yaşayıcı kuvvetler (ASCE, 1994).....	136
9.7 Birleşim bölgesi kesme mekanizması (a) Çelik panel (b) Beton basınç kuvveti (c) Beton basınç alanı.....	138
9.8 Deney elemanları statik yükleme .....	142
9.9 Statik analiz sonucu kesme kuvveti diyagramı.....	143
9.10 Deney sonucu kesme kuvveti diyagramı.....	143
9.11 Statik analiz ve deney sonucu moment diyagramı (a) (b).....	144

**TABLolar DİZİNİ**

<u>Tablo</u>	<u>Sayfa</u>
3.1 Beton basınç dayanımı ve elastisite modülü.....	24
3.2 Donatı çekme deney sonucu.....	26
3.3 Deney sonucu elde edilen donatı karakteristik özellikleri.....	27
3.4 Kullanılan çelik profil özellikleri.....	27
6.1 Yük ve deplasman değerleri.....	79
6.2 Süneklik katsayısı ve enerji tüketim değerleri.....	83
8.1 Birleşim elemanlarına ait yük, deplasman, süneklik ve rijitlik değerleri.....	115
8.2 F1 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	116
8.3 F2 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	119
8.4 F3 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	121
8.5 F4 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	124
8.6 F5 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	127

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
$A_{sh}$	Kiriş boyuna donatı en kesit alanı
$A_{tie}$	Etriye alanı
$a_c$	Beton taşıma bölgesi uzunluğu
$b$	Kirişe dik olarak ölçülen kolon genişliği
$b_f$	Çelik kiriş başlık genişliği
$b_i$	İç beton levhasının genişliği
$b_j$	Birleşim bölgesi levhası etkili genişliği
$b_m$	Birleşim bölgesi levhası maksimum etkili genişliği
$b_o$	Dış beton levhasının etkili genişliği
$b_p$	FBP (alın plakası) genişliği
$b'_p$	Çelik kolon genişliği
$C$	Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı
$C_c$	Beton taşıma bölgesindeki basınç kuvveti
$C_{cn}$	Taşıma bölgesi nominal basınç dayanımı
CFST	İçi beton dolu dairesel çelik kolon
$C_{vr}$	Boyuna donatıdaki basınç kuvveti
$C_{vm}$	Boyuna donatıdaki nominal basınç dayanımı

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (Devam)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
$d$	Kolona paralel yönde ölçülen çelik kiriş derinliği
$d_b$	Donatı çapı
$d_c$	Kirişe paralel ölçülen çelik kolon derinliği
$d_f$	Kiriş başlıkları ile merkez arası mesafe
$d_o$	Kiriş başlıklarının sağladığı etkili birleşim bölgesi derinliği
$d_p$	Bölünmüş FBP derinliği
$d_w$	Çelik profil gövde yüksekliği
$F_{1,2}$	Kolon boyuna donatıları alt ve üst birleşim bölgesindeki teorik kuvvetler
$F_{up}$	Taşıma levhasının karakteristik çekme dayanımı
$F_{yf}$	Başlığın karakteristik akma gerilmesi
$F_{yp}$	Levhanın karakteristik akma gerilmesi
$F_{y_{sp}}$	Çelik birleşim bölgesi levhasının karakteristik akma dayanımı
$F_{y_{sh}}$	Kolon etriyelerinin karakteristik akma dayanımı
$F_{y_w}$	Çelik profilin karakteristik akma dayanımı
$f'_c$	Karakteristik beton basınç dayanımı
$h$	Kolon yüksekliği

**SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (Devam)**

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
$h_{vr}$	Birleşim bölgesi boyunca donatılar arası yatay mesafe
$j_h$	Bileşke kuvvetler arası yatay mesafe
$M_{b1,2}$	Birleşim bölgesi bitişiğindeki çelik kirişte oluşan momentler
$M_{c1,2}$	Birleşim bölgesi bitişiğindeki kolonda oluşan momentler
$P_{b1,2}$	Birleşim bölgesi bitişiğindeki çelik kirişte oluşan aksenal kuvvetler
$P_{c1,2}$	Birleşim bölgesi bitişiğindeki kolonda oluşan aksenal kuvvetler
$P_n$	Kolon en kesitindeki nominal basınç dayanımı
$P_u$	Kolon aksenal basınç yükü
SEM	Sonlu elemanlar modeli
SEA	Sonlu elemanlar analizi
$S_h$	Kolon etriyelerinin merkezleri arası mesafe
$T_{vr}$	Birleşim bölgesi boyunca donatılarının çekme kuvveti
$T_{vm}$	Birleşim bölgesi düşey boyuna donatılarının nominal çekme dayanımı
$t_f$	Çelik profil başlık kalınlığı
$t_p$	Çelik plaka kalınlığı
$t_{SP}$	Birleşim bölgesi çelik levha kalınlığı

**SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (Devam)**

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
$t_w$	Çelik profil gövde kalınlığı
$V_b$	Kiriş kesme kuvveti
$V_{b1,2}$	Birleşim bölgesi bitişiğindeki çelik kirişteki kesme kuvvetleri
$V_c$	Kolon kesme kuvveti
$V_{c1,2}$	Birleşim bölgesi bitişiğindeki kolonda oluşan kesme kuvvetleri
$V'_c$	Nominal beton basınç dayanımı alanına betonun katkısı
$V_{cf}$	Beton basınç alanındaki yatay kesme kuvveti
$V_{cfn}$	Basınç alanındaki nominal yatay kesme dayanımı
$V_{cs}$	Betondaki yatay kesme kuvveti
$V_{csn}$	Betondaki nominal yatay kesme dayanımı
$V_{jh}$	Birleşim bölgesi toplam kesme kuvveti
$V_s$	Çelik levhadaki yatay kesme kuvveti
$V_{sn}$	Çelik levhadaki yatay kesme kuvveti
$V'_s$	Çeliğin nominal basınç alanı dayanımına katkısı
$\Phi$	Dayanım faktörü
$\Delta F_{bar}$	Birleşim bölgesi boyunca kolon boyuna donatılarında oluşan kuvvetlerdeki değişim
$\Delta V_b$	Kirişten kolona aktarılan net düşey kesme kuvveti

**SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (Devam)**

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
$\Delta V_c$	Kolondan kirişe aktarılan net yatay kesme kuvveti
$\Sigma M_c$	Birleşim bölgesi boyunca aktarılan net kolon momentleri
$\Sigma M_b$	Birleşim bölgesi boyunca aktarılan net kiriş momentleri
$\varepsilon_c$	Betonun en dış lifi için bir birim deformasyon değeri
$\varepsilon_c^{pl}$	Eş değer plastik gerilme
$\varepsilon_c^{el}$	Eş değer elastik gerilme
$\varepsilon_t^{pl}$	Eş değer çekme plastik gerilimi
$\varepsilon_t^{el}$	Eş değer çekme elastik gerilimi
$\varepsilon_u$	Donatı en büyük şekil değiştirme
$\varepsilon_y$	Donatı akma şekil değiştirmesi
$\sigma_{cu}$	Nihai gerilme
$\sigma_{co}$	Lineerliğin korunduğu son gerilme
$\sigma_t$	Nihai çekme gerilmesi





## 1.GİRİŞ

Sismik davranış ve yük taşıma kapasitesi açısından betona çelik profil gömülü kompozit elemanlar ile oluşturulmuş çerçeve taşıyıcı sistemler, betonarme sistemlere göre daha küçük kesitlere sahip olmalarına rağmen daha iyi performans davranışı sergilemektedirler. Yapısal ağırlık bakımından tasarruf, yeterli uygulama kolaylığı ile birleştiğinde, sismik alanlarda sünek yapıları çok avantajlı hale getirmiştir. Gerekli sünekliği sağlayan çözümler, yalnızca bina tasarımı, yapısal şemalar ve inşaat detaylarının dikkatli bir şekilde tasarlanmasıyla değil, aynı zamanda malzemelerin rasyonel kullanımıyla da elde edilebilmiştir. Mukavemet ve süneklik açısından iyi bir davranış sergileyen kompozit yapı tasarımı, son yıllarda gelişmiş ülkelerde çoğunlukla ofis binaları, ticari binalar, park alanları ve köprüler için giderek daha fazla kullanılmaktadır. Kompozit elemanlar sunduğu avantajlara rağmen sismik tasarımda nadiren kullanılmaktadır. Bunun başlıca nedenleri, bir yandan yeterli deneyimin, vasıflı işçiliğin ve uygun ekipmanın olmaması, diğer yandan bu yapıların tasarımı için uygun kodların bulunmaması olarak sıralanabilir. Eurocode 8 (EN 1998-1, 2002), sismik alanlar için kompozit yapıların tasarlanması için genel prensipleri ve performans kurallarını sunmaktadır. Ancak çeşitli birleşim detayları hakkında yeterli tasarım çözümleri henüz sunulmamıştır.

Çerçeve türü yapılarda, kolon – kiriş birleşim noktaları en kritik ve aynı zamanda en az anlaşılan yerlerdir. Taşıyıcı sistemi oluşturan düşey ve yatay elemanlar düğüm noktalarında birleşerek, düğüm noktalarını teşkil ederler. Düğüm noktası, eğilme, kesme ve eksenel yük kombinasyonları altında karmaşık bir davranış sergiler ve bu davranış iç mekanizmanın karmaşıklığından dolayı henüz tam olarak anlaşılamamıştır. Özellikle farklı birleşim noktası detayları, beton dayanımı, eksenel kolon yükü gibi çeşitli faktörlerin etkileri, düğüm noktasının daha detaylı olarak araştırılmasını gerektirmektedir.

Deprem kuvvetlerinin meydana getirdiği tersinir – tekrarlı yükler neticesiyle görülen temel sorunlardan biri de kirişlerin kolonlardan sıyrılması ile yapının göçmesidir. Sıyrılmayı önlemek için düğüm noktalarında kurallara uygun donatı yerleştirilmesi ve etriye sıklaştırılmasının yapılması çok önemlidir. Bu çalışmada önerilen düğüm noktası tasarımında kolondan gelen yapısal çelik profile etriye sıklaştırması boyunca kaynatılan çelik profil ile enerji sönümleme kapasitesi yüksek ve sıyrılmaya karşı daha dirençli bir birleşim elde edilirken aynı zamanda işçilik hata oranı da azaltılmış olmaktadır.

## 1.1 Tezin amacı ve kapsamı

Bu çalışmanın amacı, hem aksenel hem yanal rijitlikleri yüksek olan kompozit kolonların çerçeve tipi sistemlerde betonarme kiriş ile birlikte düğüm noktası oluşturacak şekilde teşkil edilmesi ve söz konusu kompozit kolon-betonarme kiriş birleşim bölgesinin deprem yükleri etkisindeki davranışının deneysel ve nümerik olarak incelenmesidir.

Kompozit kolon olarak tasarlanan elemanda, IPE profil kullanılmıştır. IPE profil etrafına dökülen beton aynı zamanda yumuşak donatıya da sahiptir. Betona gömülen IPE çelik profili ile teşkil edilen kompozit kolona betonarme kiriş saplanarak çerçeve sistem teşkil edilmiştir. Beton ve çelik profil iki farklı malzemedir ve birlikte çalışarak kompozit yapı elemanını oluşturur. Elde edilen kompozit eleman kendisini oluşturan beton ve çelik profilden daha dayanıklıdır. Bu yapılarda en önemli nokta ise, yapının birden fazla bileşenden oluşmasından dolayı bileşenlerin birbirleriyle uygun bir şekilde birleştirilmeleri gerekliliği ile yapının dayanımının sağlanması ve uzun kullanım süresine sahip olmasıdır.

Bu çalışmada düğüm noktasının dayanımı ve göçme mekanizmasının belirlenmesiyle, kompozit kolon-betonarme kiriş ile teşkil edilmiş olan çerçeve sistemlerin, betonarme kolon-kiriş ile teşkil edilmiş çerçeve sistemlere göre üstünlükleri ve/veya zayıflıkları belirlenmiştir. Bu tespitler kompozit kolon-betonarme kiriş ile oluşturulmuş çerçeve sistemlerin depreme dayanıklı yapı tasarımı çerçevesinde değerlendirilmesine olanak sağlayacaktır.

Ülkemizde ekonomik olması dolayısı ile çok yaygın olarak kullanılan betonarme çerçeveli ve perde-çerçeveli sistem uygulamaları, yüksek yapı kavramının gelişmesi ve talep artışı dolayısıyla ekonomik olması yanı sıra güvenli, estetik ve daha uzun süreli hizmet verecek inşaat tekniklerine yönelmiştir. Kompozit yapılar belirtilen unsurları karşılayan uygulamalardır. Kompozit yapılarda kiriş sistemlerinin betonarme olmasında binanın deprem yüklerini karşılaması açısından çeşitli sakıncalar vardır. Bu çalışmada önerilen kompozit kolon-betonarme kiriş sistemi deprem yüklerinin düşey taşıyıcılara aktarılması açısından öngörülen sakıncaları giderecektir. Dolayısıyla çalışmanın hedefleri aşağıdaki gibi sıralanmıştır.

1. Kompozit kolon ile betonarme kirişin birlikte çalışmasını sağlayarak birleşim bölgesi enerji yutma kapasitesinin arttırılması

2. Uygulanabilir pratik bağlantı çözümlerinin üretilmesi
3. Alternatif uygulamaların araştırılması
4. Birleşim bölgesinin güvenli ve ekonomik olarak tasarlanması
5. Deneysel sonuçlar ile sonlu elemanlar destekli bilgisayar programı analizlerinin karşılaştırılarak gerçekçi yaklaşımın ortaya çıkartılması.

## 1.2 Tezin ana hattı

Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşiminden oluşan iç çerçeve elemanı temsil eden deney numunelerinin deprem etkileri altındaki davranışlarının incelenmesi ve hasar modlarının belirlenmesi amacı ile gerçekleştirilen çalışma on bölümden oluşmaktadır.

İlk bölümde tezin amacı, ikinci bölümde kompozit kolon ve kompozit kiriş – kolon birleşim elemanları ile ilgili daha önce yapılmış deneysel, analitik ve nümerik çalışmalar ve sonuçları özetlenmiştir.

Üçüncü bölümde, Çelik Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları ile EUROCODE-4 yönetmeliklerine uygun olarak tasarlanmış ½ ölçekli betonarme kiriş – kompozit kolon deney elemanlarının donatı birleşim bölgesi elemanlarının malzeme ve geometrik özellikleri ile deney parametreleri açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde deney düzeneği ve ölçüm sistemi sunulmuştur.

Beşinci bölümde birleşim elemanlarının aksenal yük ve tersinir tekrarlı yükler altında deney sonuçları sunulmuştur.

Altıncı bölümde deney sonuçları yük –deplasman ilişkileri, dayanım kaybı, rijitlik, süneklik ve enerji tüketme kapasiteleri bakımından birbirleriyle karşılaştırılmıştır.

Yedinci bölümde deney elemanları sonlu elemanlar modeli (SEM) oluşturulup ABAQUS programında analizleri yapılmıştır. SEM analizlerine göre birleşim elemanlarına ait yük –deplasman ilişkileri ve hasar modları sunulmuştur.

Sekizinci bölümde deneysel çalışma sonuçları ile nümerik analiz sonuçları yük – deplasman ilişkileri ve hasar modları bakımından birbirleriyle karşılaştırma yapılarak değerlendirilmiştir.

Dokuzuncu bölümde “Betonarme Yapılar için Yapım Kuralları (ACI 318-89)” ve “Monolitik Betonarme Yapılarda Kiriş Kolon birleşimlerinin Tasarımı için Öneriler (ACI-ASCE komitesi 352)” yönetmelik kodlarına göre birleşim bölgesi hesabı için analitik bir çalışma sunulmuştur.

Onuncu bölümde, tez çalışması kapsamında ulaşılan sonuçlar ve öneriler sunulmuştur.



## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

### 2.1 Kompozit kolonlar

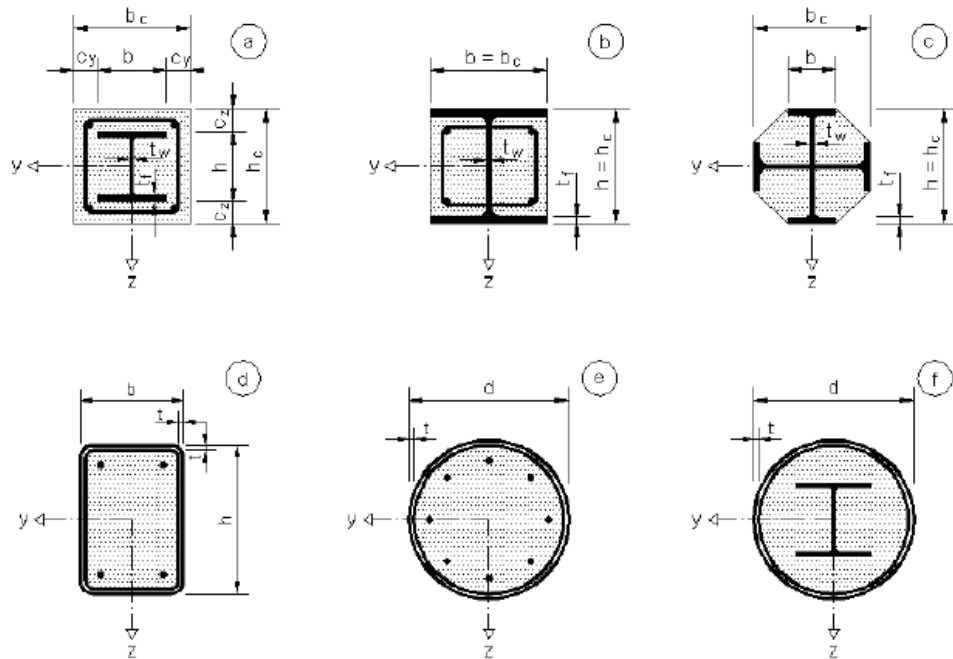
İki veya daha fazla sayıdaki aynı veya farklı gruptaki malzemelerin, en iyi özelliklerini bir araya toplamak ya da ortaya yeni bir özellik çıkarmak amacıyla, bu malzemelerin makro seviyede birleştirilmesiyle oluşan elemanlara “Kompozit Eleman” denir. Başka bir deyişle birbirlerinin zayıf yönünü düzelterek üstün özellikler elde etmek amacı ile bir araya getirilmiş değişik malzemelerden veya fazlardan oluşan elemanlar olarak da adlandırılabilir.

Kompozit kolonlar üç şekilde teşkil edilebilmektedir (Şekil 2.1). Bunlar;

1- Betona gömülü yapısal çelik elemanlar ile teşkil edilmiş kompozit kolonlar (Şekil 2.1 a).

2- İçine beton doldurulan kapalı kutu ve boru çelik kesitlerle teşkil edilmiş kompozit kolonlar(Şekil 2.1d-e-f).

3- Gövde boşlukları betonla doldurulan yapısal çelik kesitlerle teşkil edilen yarı gömme kompozit kolonlar ( Şekil 2.1 b-c).



Şekil 2.1 Kompozit kolon türleri (Eurocode 4)

Geleneksel betonarme (RC) kolonlara göre yüksek taşıma kapasitesi ve sismik dayanım açısından gösterdikleri yapısal performansları dolayısı ile, çelik profil gömülü kompozit kolonlar, betonla kaplanmış çelik boru (CFST) kolonları, yüksek binalar ve köprülerde giderek daha fazla kullanılmaktadır. Pratikte, bu kompozit kolonlar, yüksek binalar veya viyadüklerde kolon olarak kullanıldığında düşey yük ve deprem yükleri altında kombine basınç ve burulmaya maruz kalabilmelerine rağmen yüksek taşıma kapasiteleri sayesinde bu kuvvetleri başarılı bir şekilde karşılayabilmektedirler.

Betonla kaplanmış CFST kolonları, içine çelik gömülü kompozit kolonlar gibi kompozit elemanlar, geleneksel betonarme (RC) kolonlara kıyasla çelik profil varlığına bağlı olarak daha fazla sünekliğe sahiptir. Ayrıca yüksek mukavemetli çelik profil kullanılmasından dolayı büyük yüklerin daha küçük kesitlerle taşınabilmesine olanak sağlarlar.

Son yıllarda kompozit kolonların basınç, eğilme ve burulma yükleri altında davranışlarını inceleyen çok sayıda analitik ve deneysel çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar aşağıda kısaca özetlenmiştir.

### **2.1.1 Eksenel yük etkisinde kompozit kolon davranışı**

(Ren et al., 2017), beton kaplı CFST kompozit kolonların kombine basınç ve burulma yükleri altındaki davranışlarını incelemişlerdir. Üç tip örnek üzerinde 26 test gerçekleştirmişlerdir. Deney sonuçlarına dayanarak, İç CFST kolonun kesiti, eksenel yük seviyesi, iç çelik tüp kesit alanının, göçme modu ve tork – dönüş açısı ilişkisi üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Betonla kaplanmış CFST kolonlarının burulma kuvvetini gerçeğe yakın tahmin edebilecek tasarım formülleri önermişlerdir. Kombine basınç ve burulma yükleri altında test edilen betonla kaplanmış iç CFST kolonları, çelik elemanın varlığı nedeniyle sünek bir davranış sergilemiştir. Yaklaşık 45 derecelik açıyla oluşan diyagonal çatlakların gelişimiyle hasar modu oluşmuştur. Eksenel yük seviyesinin kombine basınç ve burulma kuvvetleri altında CFST kolonlarının rijitlik ve mukavemeti üzerinde hafif etkileri olduğu gözlenmiştir. CFST kolonlarının burulma kuvvetini tahmin etmek için basit bir süperpozisyon yöntemi önermişlerdir.

(Han ve An, 2014), eksenel kuvvet altında betonla kaplanmış beton dolgulu çelik boru (CFST) saplama kolonlarının davranışlarını incelemişlerdir. Kompozit kolonların davranışını analiz etmek için sonlu elemanlar analizi (SEA)

modellemesi geliştirilmiştir. Malzemelerin doğrusal olmayan özellikleri ve beton ile çelik boru arasındaki etkileşim göz önünde bulundurulmuştur. SEA modellemesini doğrulamak için bir dizi test verisi kullanmışlardır. CFST kolonunun dış betonu ve çelik borusu ile çekirdek betonu ve CFST'nin çelik borusu arasındaki etkileşimler incelenmiştir. Sonuç olarak, kompozit saplama kolonlarının en yüksek mukavemetini tahmin etmek için basitleştirilmiş formüller önermişlerdir. Betonla kaplanmış CFST kolonlarının en yüksek mukavemetini hesaplamak için üç adet süperpozisyon modeli, sırasıyla Çin, Amerika ve Avrupa kodlarına göre önerilmiştir. Tüm tasarım yöntemlerinin iyi sonuçlar verdiği bulunmuştur.

(An ve Han, 2014), kombine aksenal basınç ve eğilme kuvveti altında betonla kaplanmış CFST kolonunun performansını incelemişlerdir. Kompozit kolonun davranışını analiz etmek için bir sonlu elemanlar analizi (SEA) modeli geliştirilmiştir. Hasar modu, yük-deformasyon ilişkisi ve nihai yük açısından ölçülen ve tahmin edilen değerler arasında iyi bir sonuç elde etmişlerdir. Tipik hasar modları, yük – ötelenme oranı, iç CFST çelik borusu, dış beton bileşenlerinin yük dağılımları, çelik boru ile kompozit kolonların betonu arasındaki temas gerilmesini analiz etmişlerdir. Ayrıca narinlik oranı ve yükleme tipinin etkisi de incelenmiştir. Kombine basınç ve eğilme altında betonla kaplanmış CFST kolonlarının kesit kapasitesini hesaplamak için basitleştirilmiş bir model önermişlerdir.

(Chen ve Wu, 2017), çelik takviyeli beton (SRC) kolonunun flanşlı çapraz kesitli çelik kesit kullanarak aksenal basınç davranışını tahmin etmek için analitik bir çalışma sunmuşlardır. Öncelikle, kompozit enkesit içinde, yüksek derecede kısıtlanmış beton, kısmen kısıtlanmış beton, serbest beton, çelik kesit ve çelik profil dahil olmak üzere, farklı bileşenler için malzeme modelleri oluşturulmuştur. Yüksek derecede kısıtlanmış beton için, çelik kesit ve kısıtlanmış beton arasındaki etkileşim mekanizması incelenmiştir, gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi kurulmuştur. Çelik kesit için, malzeme modelinde iki eksenli gerilme durumu dikkate alınmıştır. Analiz yöntemine dayanarak, birleştirilmiş bir analitik model önerilmiştir ve analitik sonuçların SRC ve kısmen kısıtlı SRC (PSRC) kısa kolonlardaki test sonuçları ile karşılaştırılmasıyla doğrulanmışlardır.

(Ma et al., 2018), tek eksenli yükleme altında 11 adet numuneyi aksenal basınç testlerine tabi tutarak kompozit kolonların basınç davranışını incelemişlerdir. Kolonların tasarım parametreleri; geri dönüşümlü kaba agregalar

(RCA), değiştirme yüzdesi, dairesel elik boru profil çapı, elik profil oranı ve narinlik oranıdır. Hasar süreci ve modlarını, yük deplasman eğrilerini, dairesel elik borunun poisson oranını, karakteristik yükleri ve kompozit kolonların sünekliliğini değerlendirmişlerdir. Tasarım parametrelerinin kolonların basınç davranışı üzerindeki etkisini de ayrıntılı olarak incelemişlerdir. Kompozit kolonlar, eksenel yükleme altında iyi bir performans göstermiştir. Kaba agrega yüzdesinin artmasıyla kompozit kolon taşıma kapasitesi azalırken, deformasyon kapasitesi iyi bir performans göstermiştir. ap kalınlık oranındaki azalma ve elik profil oranındaki artış, eksenel taşıma kapasitesi ve kolon snekliliğine iyi bir etki yapmıştır. Bununla birlikte, narinlik oranı arttıa, kompozit kolonların eksenel yük altındaki taşıma kapasitesi önemli ölçüde azalmıştır. Test ve analiz sonuçları temelinde, kaba agrega (RAC) dolgulu yuvarlak elik boru ve profil çelikten oluşan kompozit kolonların nominal eksenel taşıma kapasitesini hesaplamak için AISC tasarım yöntemini önermişlerdir.

(Xiong et al., 2017), yüksek mukavemetli elik (HTS) ve ultra yüksek mukavemetli beton (UHSC) kullanarak beton dolgulu elik boruların (CFST) kompozit davranışlarını incelemek için bir deney programı yürütmüşlerdir. Kolonlara eş merkezli ve eksantrik eksenel yükler uygulanmıştır. İkinci dereceden etki ile burkulma dirençleri ve moment-eksenel kuvvet etkileşimi göz önüne alınmıştır. Yüksek mukavemetli elik (HTS) akma dayanımı yaklaşık 800 MPa, beton basınç dayanımı 200 MPa olarak elde edilmiştir. Eurocode 4' n, kompozit tasarım için yüksek ve ultra yüksek mukavemetli yapı malzemelerine uygulanabilirliği kontrol edilmiştir.

(Xiong et al., 2017), bu çalışmada içi yüksek dayanımlı betonla doldurulmuş elik boru kolonların (CFST) eksenel davranışını, evre sıcaklığında araştırmak için kapsamlı bir deney programı yürütmüşlerdir. 56 adet kısa CFST'nin eksenel performansı üzerine yeni bulgular sunmuşlardır. CFST test numunelerini hazırlamak için, 780 MPa'a kadar akma dayanımına sahip elik ve 190 MPa'a kadar silindirik basınç dayanımına sahip beton kullanılmıştır. Çalışma sonucunda yüksek dayanımlı betonun, elik ile kullanımının özellikle yüksek katlı binalar için olumlu sonuçlar ortaya koyabileceği önerilmiştir. Yüksek dayanımlı betonun gevrek davranışı nedeni ile çelikle kullanımı ile oluşan kompozit tasarımların snekliliklerinin dikkate alınması gerektiği vurgulanmıştır. elik lifin yüksek dayanımlı betonda kullanılması ise CFST'nin sünekliliğini olumsuz etkilemiştir.



(Wanga et al., 2017), beton kaplı içi betonla doldurulmuş fiber takviyeli polimerden (CCFT) oluşan yeni bir kompozit kolon önermişlerdir. Bu kompozit kolon, bir iç betonla doldurulmuş fiber takviyeli polimer (FRP) borudan, polimer malzemesi ile sınırlı ve dış beton örtüsünden oluşturulmuştur. Çalışma kapsamında toplam 16 adet kompozit kolon aksenal basınç yükü altında test edilmiştir. Kolonlar, bir grup düz beton kolon, iki grup FRP kapalı beton kolon ve beş grup CCFT kolonu içeren sekiz gruba ayrılmıştır. FRP kullanılan beton kolonlar, sırasıyla bir kat ve iki kat karbon FRP (CFRP) malzemesiyle sarılmıştır. CCFT kolonlar, iç betonu sınırlamak için cam FRP (GFRP) tüpü kullanılmış ve dış betonu sınırlamak için polimer malzemesi kullanılmıştır. Deney sonucunda CCFT kolonları için mukavemet ve süneklikte önemli bir artış elde edilmiştir. CCFT kolonlarının aksenal basınç yükü altında davranışını tahmin etmek için bir analitik model geliştirmişlerdir. Analitik sonuçlar, deney sonuçları ile uyumlu olduğunu bulmuşlardır.

### **2.1.2 Eğilme etkisinde kompozit kolon davranışı**

(HangWang et al., 2017), kombine basınç – eğilme – burulma yükleri altında çelik boru kaplı betonarme (STRC) kolonların mekanik davranışlarını incelemek için deneysel çalışma yapmışlardır. Yük –deformasyon histeretik eğrilerini, eğilme – burulma yükleri altında çelik borularda gerilme dağılımlarını incelemişlerdir. Sonuçlar, STRC'nin burulma ve eğilme-burulma yükleri altındaki yük - deformasyon histeretik eğrilerinde bir "sıkıştırma" etkisinin ortaya çıktığını göstermiştir. Ancak bu, basınç-eğilme-burulma yükü altındaki numuneler için gözlenmemiştir. Aksenal basınç nispeten küçük olduğunda, basınç-eğilme-burulma yükü altındaki STRC kolonları eğilme-burulma yükü altındaki elemanlara göre eğilme kapasitesi ve enerji yutma kapasitesi daha yüksek çıkmıştır. Ayrıca, çelik borunun şekil değiştirmesi yük ile doğrusal olarak artarken gerilme her zaman akma dayanımının altında kalmıştır. Test sonuçlarına dayanarak, çelik borular kullanılarak betonarme kolonların eğilme ve burulma kapasitelerinin artırılması ve torkun neden olduğu STRC kolonlarının eğilme kapasitesinin azaltılmasını analiz etmişlerdir.

(Elghazouli ve J. Treadway, 2008), kısmen beton dolgulu kompozit kiriş ve kolon üzerinde deneysel çalışmalar yapmışlardır. Deney elemanlarının elastik olmayan davranışları, eş eksenli yerçekimi yükleri ile birlikte büyük yanal yüklemeyi temsil eden idealleştirilmiş koşullar altında incelemişlerdir. Testlerde, S460 çeliğinden imal edilen üç farklı kesit boyutuna sahip elemanlar

kullanmışlardır. Deney elemanlarını, sabit bir eksenel yük altında zayıf ve güçlü eksenli eğilme altında test etmişlerdir. On adet kompozit model üzerinde deneysel çalışmalar yapmışlardır. Taşıma kapasitesi, süneklik ve mukavemet ile ilgili parametreleri incelemişlerdir.

(Dünder et al., 2008), betonarme kolonların davranışlarının deneysel bir incelemesi ve iki eksenli eğilme ve eksenel yüke maruz hem kısa hem de güçlendirilmiş narin rastgele geometriye sahip kompozit kolonların analizi için teorik bir çalışma sunmuşlardır. Önerilen çalışmada beton, donatı ve yapısal çelik malzemeleri için doğrusal olmayan gerilme – şekil değiştirme ilişkileri kullanmışlardır. Analizde çeşitli gerilme – şekil değiştirme modellerini kullanmak için beton basınç bölgesi ve yapısal çeliğin bütün kısımlarını yeterli sayıda bölüme ayırmışlardır. Moment Büyütme Katsayısı Metodu ile deney elemanlarında narinlik etkisini hesaba katmışlardır. Önerilen çalışma, kısa süreli eksenel yüke ve iki eksenli eğilme yüküne maruz kalan 12 kare ve üç L şekilli betonarme kolonun test sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Ayrıca, kompozit kolonlar için literatürde mevcut olan bazı deneysel sonuçlar, önerilen prosedürle elde edilen teorik sonuçlarla karşılaştırmış ve uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir.

### **2.1.3 Kesmeli eğilme etkisinde kompozit kolon davranışı**

(Xu et al., 2016), altıgen beton dolgulu çelik boru (CFST) elemanlarının eksenel basınç ve eğilme yükleri altında davranışlarını incelemişlerdir. Çelik kesit oranı ve içi boş boru şeklindeki elemanları deney parametresi olarak seçip karşılaştırmışlardır. Hasar modları, yük deplasman ilişkileri ve gerilme dağılımlarını incelemişlerdir. Sonlu elemanlar analizlerini (SEA) yapıp, test sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Basınç ve eğilme davranışının, çelik oranı, çelik akma dayanımı ve beton dayanımı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. En yüksek basınç ve eğilme dayanımını hesaplamak için basitleştirilmiş modeller önermişlerdir. Altıgen CFST saplama kolonlarının en yüksek basınç dayanımının, DBJ / T13-51-2010 ve EC4'teki dikdörtgen CFST kolonlarının denklemlerine göre doğru bir şekilde hesaplanabileceğini belirtmişlerdir. Plastik gerilme dağılımı yönteminin ve fiber model yönteminin, altıgen CFST kirişlerin nihai eğilme dayanımını hesaplamada iyi sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir.

(Ren et al., 2016), on iki adet kare kolon ve on iki adet dairesel kolon olmak üzere toplam yirmi dört adet içi beton dolu konik çelik boru(CFST) kolonlarını, basınç ve eğilme yükleri altında test etmişlerdir. Kesit tipi, konik açısı, narinlik

oranı ve yük seviyesi test parametreleri olarak seçilmiştir. Deneyle sonuçunda, hasar modlarını, yük-deplasman ilişkilerini ve konik kompozit elemanlarda şekil değıştirme verilerini değerlendirmişlerdir. Son olarak CFST kolonların, eksenel basınç ve eğilme yükleri altında taşıma kapasitelerini hesaplayan basitleştirilmiş bir metot sunmuşlardır.

(Zhou et al., 2016), içi beton dolu narin çelik boru (TRC) kolonların basınç yükü altındaki davranışlarını incelemişlerdir. Toplam on altı adet kolon test etmişlerdir. Testler sonucunda TRC kolonları oldukça sünek davranış sergilemişlerdir. TRC kolonlarının basınç yükü altında davranışını simüle etmek için sonlu elemanlar (SEA) modeli oluşturmuşlardır. Hesaplanan orta açıklık yanal yer değıştirme eğrilerini deney sonuçlarıyla uyumlu bulmuşlardır. Son olarak, moment büyütme faktörünü tahmin etmek için bir regresyon formülü önermişlerdir. Eksenel basınç yükü altında ince dairesel TRC kolonları için basitleştirilmiş tasarım denklemleri önermişlerdir.

## **2.2 Kiriş – kolon birleşim noktaları**

Kiriş-kolon birleşimleri, deprem kuvvetine maruz kalan çerçevesel yapılarda genellikle kritik bölgeler olarak kabul edilir. Bu nedenle betonarme çerçevelerde kiriş kolon bağlantıları, farklı yükler altında yapının performansını ve davranışını belirlemede önemli etkiye sahip elemanlar arasındadır.

Betonarme çerçeve yapılarında, deprem kaynaklı yanal deformasyon altındaki kiriş-kolon birleşimleri genellikle yapıların ciddi hasar ve rijitlik kaybına yol açan büyük kesme kuvvetlerine maruz kalmaktadır. İyi bir sismik performans elde etmek için, kiriş-kolon birleşimleri gibi yapısal bileşenler, gelişmiş deformasyon kapasitesine sahip olmalı ve dayanım kaybını tolere edebilmelidir. Bu nedenle, yeni veya mevcut betonarme çerçevelerin sismik performansını uygun bir şekilde ele almak için, birleşim davranışını kabul edilebilir bir doğruluk ve yeterli basitlikle tahmin edebilen modellere ihtiyaç duyulmaktadır.

Zamanla çok katlı yüksek binaların, köprü vs. gibi mega yapıların artmasıyla birlikte taşıma gücü yüksek, yangına ve korozyona karşı dayanıklı çelik – beton malzemelerinin birarada kullanıldığı kompozit elemanlar geliştirilmiştir. Kompozit birleşim elemanları kullanılmasıyla daha büyük açıklıkların geçilmesi ve daha yüksek binaların inşası olanaklı hale gelmiştir.

Geçmişten günümüze kadar kiriş – kolon birleşim bölgelerinin davranışıyla ilgili çok sayıda çalışmalar yapılmıştır. Ancak birleşim bölgelerinin iç yapısının karmaşık mekanizmasından dolayı birleşim bölgesi davranışı henüz tam olarak anlaşılamamıştır. Kiriş – kolon birleşim bölgeleri ile ilgili yapılmış çeşitli deneysel ve analitik çalışmalar aşağıda kısaca özetlenmiştir.

### **2.2.1 Betonarme kiriş kolon birleşimi**

(Shafaei et al., 2014), çok katlı çerçevelerin bağlantı elemanlarını analiz etmek için OpenSees yazılımı ile modellemiştir. Daha sonra modeli deneysel çalışmalar ile desteklemiştir. Deneysel çalışmalar kapsamında üç adet dış kiriş kolon birleşimini test etmişlerdir. Model, doğrusal olmayan statik ve artan yükler altında, dinamik analiz kullanılarak çeşitli birleşim detayları ile beş ve on katlı çerçevelerin analiz edilmesinde kullanılmıştır. Esnek birleşimli çerçevelerin sonuçları, rijit birleşim varsayımı olan çerçevelerin sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Analitik sonuçlar, kiriş – kolon birleşim elemanlarının deneysel davranışını başarılı bir şekilde öngördüğünü doğrulamıştır. Aynı zamanda zayıf kolon – kiriş birleşimine sahip mevcut betonarme yapıların, şiddetli depreme maruz kaldıklarında çok hassas oldukları ve yapıların davranışlarını değerlendirirken rijit birleşim varsayımının uygun olmadığı vurgulanmıştır. Elde edilen sonuçlar aynı zamanda yanal yüklerin betonarme çerçeveler üzerindeki etkisinin, zemin uyarımının hızlanma değerlerine bağlı olduğunu göstermiştir.

(Metelli et al., 2015), 1960 – 1970 yılları arasında İtalya'daki inşaat uygulamalarına göre modelledikleri kiriş – kolon birleşim bölgeleri üzerinde deneyler gerçekleştirmişlerdir. Herhangi bir kapasite tasarım kriteri olmayan mevcut betonarme yapıların (çengelli, ankrajlı, düz donatılı ve birleşim bölgesinde etriye mevcut olmayan) dış kiriş – kolon birleşiminin sismik davranışını simüle etmek için bir model sunmuşlardır. Bu çalışmada, birleşim bölgesi dayanımının yanı sıra, rijitlik ve birleşim bölgesinde kayma donatılarının modellenmesinin önemini araştırmışlardır.

(Borghini et al., 2016), mevcut betonarme binaların sismik performansını değerlendirmek için kiriş – kolon birleşim noktası kesme göçmesini dikkate alarak basitleştirilmiş bir yaklaşım önermişlerdir. Göçme, kiriş – kolon arasına yerleştirilen bir bağlantı elemanı ile tanımlanmıştır. Bu test için oluşturulan iki boyutlu sonlu elemanlar modeli analizi(SEM) ile deneysel sonuçları karşılaştırmışlardır. Elde edilen sonuçlar neticesinde, rijit birleşim noktaları ile

yapılan analizlerin, kapasite eğrisinin maksimum taban kesme kuvveti ve süneklik açısından güvenilir tahmin sağlamayabileceğini belirtmişlerdir.

(Moacyr ve Lucia, 2013), betonarme kiriş-kolon bağlantılarının moment-dönme davranışı üzerine deneysel sonuçlar sunmanın yanı sıra bu eğriyi tanımlayan analitik bir model sunmuşlardır. Önerilen modelin göz önünde bulundurduğu parametreler, eğriliğin göreceli kayması, birleşim bölgesi eğilme donatıları ve kiriş ucunda eğilme çatlağı ile oluşan kayma gerilmeleridir. Betonarme çerçevelerin doğrusal olmayan davranışlarının sayısal modellenmesi için uygun analitik modele dönüştürmeyi amaçlayan sadeleştirmeler yapmışlardır. Önerilen model tarafından verilen moment-dönme eğrileri, deneyler sonucunda elde edilen deney eğrileriyle karşılaştırılmıştır. Buna ek olarak, önerilen eğriler sonlu elemanlar yöntemine dayanan bir yazılım programına dahil edilmiştir. Böylece kirişlerin dikey yer değiştirmeleri için teorik ve deneysel sonuçlar arasında karşılaştırmalar yapmışlardır. Analitik ve deneysel sonuçlar arasında iyi bir uyum elde etmişlerdir.

(Qudah ve Maalej, 2014), ultra-sünek olarak tasarlanmış çimentolu kompozitler (ECC) kullanarak kiriş-kolon bağlantılarının performansını arttırmayı amaçlamışlardır. Dokuz adet 1/3 ölçekli deney elemanını tersinir – tekrarlı yükler altında test etmişlerdir. Deney elemanları, ACI 318-08'e göre bir prototip bina çerçevesinin örnek detay, geometri ve ana donatılarına sahip olacak şekilde tasarlanmıştır. Birincil değişkenler, enine donatıların miktarı ve düzenlemesi ile bağlantının plastik bölgesi içindeki malzemelerdir. Kolon yük-yer değiştirme, enerji yutma kapasitesi ve çatlak durumu, karşılaştırmada kriter olarak kullanılmıştır. ECC malzemesinin, birleşim bölgesi kayma mukavemetini ve enerji yutma kapasitesini önemli derecede arttırdığını gözlemlemişlerdir.

(Omid ve Behnamfar, 2015), betonarme kiriş – kolon bağlantılarının elastik olmayan davranışlarını simüle etmek için sayısal bir model sunmuşlardır. Bu modeli, rijit denge elemanları ve konsantre plastikliğe sahip kiriş ve kolon elemanlardan oluşturmuşlardır. Konsantre plastisiteye sahip kiriş ve kolon elemanlarının her biri seri olarak iki dönel yay içermektedir. Yaylardan biri, kiriş ve kolonun doğrusal olmayan davranışını ve diğeri birleşim bölgesinin doğrusal olmayan davranışını içerecek şekilde tasarlanmıştır. Simüle edilen model mevcut deney sonuçlarıyla karşılaştırıldığında kiriş – kolon birleşimlerinin sismik yükler altında çok iyi sonuç verdiğini belirtmişlerdir.

(Liang et al., 2016), fiber takviyeli beton (FRC) kullanarak, kiriş – kolon birleşim bölgesinin sismik performansını deneysel ve sayısal olarak çalışmışlardır. Toplam sekiz adet birleşim elemanını test etmişlerdir. Tersinir yükleme altında deney elemanlarının sismik davranışlarını, hasar modlarını, enerji sönümlenme ve rijitlik kaybı verilerini incelemişlerdir. FRC uygulamasının kiriş – kolon birleşim bölgesinin sismik performansını önemli bir şekilde arttırdığı, diyagonal çatlaklar oluşmadan önce taşıma kapasitesini ve deplasman yapma kapasitesini arttırdığını belirtmişlerdir. Birleşimlerin sismik performansını incelemek için, OpenSees yazılım programı kullanılarak sayısal bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Deneysel ve sayısal çalışma sonuçları iyi bir uyum göstermiştir. Ayrıca, eksenel yük oranları, enine donatı oranları ve FRC basınç dayanımı gibi farklı parametrelerin, FRC kiriş – kolon birleşimlerinin sismik performansı üzerindeki etkilerini değerlendirmek için parametrik bir çalışma yapmışlardır.

(Bharti et al., 2017), farklı fiber katkılı beton (FRC) kullanarak dış kiriş – kolon birleşimi plastik davranışını tekrarlı yükleme altında deneysel olarak incelemişlerdir. Çelik ve polipropilen katkılı lifler betonda kullanmışlardır. İki adet normal beton, iki adet farklı FRC katkılı beton kullanarak toplam dört adet deney elemanı hazırlamışlardır. Histeritik döngü, rijitlik kaybı, enerji sönümlenme, hasar modu parametrelerini incelemişlerdir. Lif kullanımıyla deney elemanlarında rijitlik kaybı daha az olurken, yük taşıma ve enerji sönümlenme kapasitelerinin arttığı sonucunu elde etmişlerdir.

(H. Said et al., 2016), ultra-sünek olarak tasarlanmış çimentolu kompozitlerin (ECC) tersinir tekrarlı yük altında betonarme dış kiriş – kolon birleşiminin davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Yük – deplasman ilişkisi, çatlak yayılımı, moment – eğrilik ilişkisi ve enerji sönümlenme kapasitesi verilerini incelemişlerdir. Deneysel çalışmayı, normal bir beton, ECC ve tam ölçekli RC dış kiriş-kolon birleşimi üzerinde gerçekleştirmişlerdir. Deney sonucunda, ECC birleşim elemanı kesme, moment kapasitelerinde ve deformasyon davranışında, normal beton numunesi ile karşılaştırıldığında önemli bir iyileşme göstermiştir.

### 2.2.2 Betonarme kiriş - kompozit kolon birleşim noktası davranışı

(Amadio et al., 2017), sismik yüklere maruz kalan çelik-beton kompozit kaynaklı birleşim yerlerinin global ve lokal davranışlarını tahmin etmek için Sonlu Elemanlar (SE) sayısal yaklaşımı önermişlerdir. Sonlu elemanlar modeli (SEM) ABAQUS programında oluşturulmuştur. İlk olarak geçmişte bir araştırma projesinde test edilen tam ölçekli, kaynaklı çelik - beton kompozit numunenin sonlu elemanlar yöntemiyle analizleri yapılmıştır. Deney elemanlarının tasarımları Eurocode 4 ve Eurocode 8' e göre yapılmıştır. Sonlu elemanlar analizleriyle test ölçümleri arasında oldukça yakın sonuçlar elde etmişlerdir. Bu nedenle, bu tür bir sayısal yaklaşımın, maliyetli ve zaman alıcı tam ölçekli deneysel testlere bir alternatif olarak uygulanabilmesi, birleşim elemanlarının kapsamlı parametrik araştırılmasına ve olası tasarım optimizasyonlarına olanak sağlayacağı belirtilmiştir. Ayrıca kolon etrafındaki döşeme bağlantısı için tasarım önerilerinin iyileştirilmesi önerilmiştir.

(Zhu et al., 2016), çelik gömülü yüksek mukavemetli beton kompozit (SRHC) kolonlarının sismik davranışları üzerine deneysel bir çalışma sunmuşlardır 21 adet deney elemanı test etmişlerdir. Temel deney parametreleri olarak eksenel yük seviyesi, etriye düzenlemesi, yapısal çelik ve kesme çivisi detayları seçmişlerdir. Bu parametrelerin SRHC kolonlarının davranışı üzerindeki etkilerini detaylı olarak analiz etmişlerdir. Test sonuçları, etriye ve yaygın olarak kullanılan yapısal çeliğe sahip SRHC kolonlarının, mükemmel sismik davranış sergilediğini ve sismik bölgelerde yüksek binalarda kullanılmaya uygun olduğunu belirtmişlerdir. Eksenel yük, enerji sönümlenme ve deformasyon kapasitesi üzerinde olumsuz bir etki yapmıştır. Etriyeler, başlangıç rijitliği ve yanal kuvvetle yüzey çatlaması üzerinde çok ez etki göstermiş, ancak enerji sönümlenme ve deformasyon kapasitesi üzerinde olumlu bir katkı yapmıştır. SRHC kolonları daha büyük bir eksenel yüke maruz kaldığında yapısal çelik etkisi, daha açık olmuş ve etriyelerin etkinliğini arttırmıştır. SRHC kolonlarına önemli eksenel yükler uygulandığında daha büyük yapısal çelik kullanılmalıdır. Stud çivisi kullanılan kolonlarda rijitlik bozulması daha yavaş olurken, enerji sönümlenmesi ve deformasyon kapasitesinin ise arttığını belirtmişlerdir.

(Liao et al., 2014), dört adet betona gömülü yuvarlak kompozit kolon (CFST) - betonarme kiriş, üç adet CFST kolon – çelik kiriş birleşim olmak üzere toplam 7 adet deney elemanı tasarlamışlardır. Deney elemanlarını kolon ucuna eksenel, kiriş uçlarına tekrarlı yükler uygulayarak test etmişlerdir. Birleşim tipi,

kolonlara uygulanan aksenal yük seviyesi, betonarme döşeme elemanın varlığı temel test parametreleri olarak seçmişlerdir. Deney sonuçlarına göre dayanım, süneklik, rijitlik kaybı ve enerji yutma kapasitesi verilerini incelemişlerdir. Kompozit birleşimlerin iyi bir sismik performans sergilediğini ve deprem bölgelerinde uygulanabileceğini belirtmişlerdir.

(Campian et al., 2015), betona gömülü kompozit kolonların davranışı ile ilgili deneysel çalışma yapmışlardır. Çalışma kapsamında sekiz adet deney elemanı üretilmiştir. Bu amaçla çelik profil olarak IPE 120, beton sınıfı olarak yüksek dayanımlı C70/85 betonu kullanılmıştır. Deneyler sonucunda deplasman, taşıma kapasitesi, maksimum yanal yük, enerji yutma kapasitesi gibi veriler elde edilip, daha önceden normal betonlarla imal edilip test edilen kompozit kolonların analiz sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. Deneyler sonucunda kompozit kolonların sismik ve sismik olmayan bölgelerde mükemmel sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir. Yüksek dayanımlı beton, kompozit kolonların performansını, dayanımını ve enerji yutma kapasitesini arttırmıştır. Yüksek dayanımlı betonların neden olduğu gevrek kırılmalardan dolayı daha çok deneysel ve sayısal çalışmalar yapılması gerektiğini belirtmişlerdir.

(Chou ve Uang, 2001), betona gömülü kompozit kolon-çelik kiriş birleşim noktasının sismik performansını değerlendirmek amacıyla 2 adet tam ölçekli eleman test etmişlerdir. Kesme kuvveti taşıma kapasitesini birleşim plakalarıyla arttırmışlardır. Yapım kolaylığı için, süreklilik plakaları eklenip bağlantı bölgesinde daha az enine donatı(etriye) kullanılmıştır. Kesiti azaltılan kirişin birleşim bölgesindeki taşıma kapasitesi azalmıştır. Buna ek olarak birleşim bölgesinin taşıdığı kesme kuvvetini arttırmak için iki çift bağlantı levhası kolon yüzünden uzağa yerleştirilmiştir. Bu çalışma sonucunda, bağlantı plakalarının kullanımıyla etriye miktarı azaltılmış, çift bağlantı plakaları birleşim bölgesinde kesme kuvvetini karşılamada önemli bir katkı sağlamıştır. Ayrıca, beton iç dayanımının, iki yönlü moment bağlantısı tarafından taşıyabilir, tek yönlüde taşıyamaz sonucuna varmışlardır.



(Zeng et al., 2015), depremlerin yol açtığı ters tekrarlı yükler altında birleşim noktasının davranışını incelemek amacıyla deneysel çalışmalar yapmışlardır. Beş adet yarı ölçekli deney elemanı tekrarlı yükleme testlerine tabi tutulmuştur. İki değişkenli tasarım araştırmada ele alınmıştır. Bunlar, beton dayanımı ve eksenel kolon yüküdür. Çerçeve birleşim noktası performansı, çatlaklar, deformasyon, süneklik, gerilme dağılımı ve enerji sönümlenme kapasitesi verileri araştırılmıştır. Tüm deney elemanları birleşim noktası kesme dayanımı açısından yetersiz davranış sergilemiştir. Yüksek dayanımlı beton birleşim noktası mukavemetini arttırırken, rijitlik ve süneklik üzerinde nispeten daha az etkili olduğunu belirtmişlerdir.

(Salvatore et al., 2005), yüksek süneklığe sahip (DCH) iç ve dış kiriş – kolon birleşim elemanlarından oluşan moment aktaran çerçeve yapıları için tasarım yöntemi sunmuşlardır. Kiriş kolon birleşim bölgesinde, elastik olmayan bölgeyi incelemişlerdir. Ardından, yatay yüklemeye maruz kalan bir dış ve bir iç çerçeve bağlantısının üç boyutlu sonlu eleman modelleri sunulmuştur. Modellerde, kolonların, uç plaka, betonarme döşeme, birleşim bölgesinin kritik noktalarını temsil eden donatıların doğrusal olmayan malzeme özelliklerini hesaba katmışlardır. Daha sonra önerilen birleşimle ilgili deneysel çalışma yapmışlardır. Analizler sonucunda betonarme döşemenin varlığı, hem iç hem dış çerçeve yapısında birleşim bölgesinin rijitlik ve dayanımını arttırmıştır.

(Chen et al., 2016), betona gömülü geniş flanşlı çelik profilin tekrarlı yükler altında kompozit kolonlara (SRC) etkisini incelemişlerdir. Altı adet büyük ölçekli SRC kolonu üretilmiştir. Eğilme eksenine bağlı olarak çelik profilin güçlü eksen ve zayıf ekseninin süneklik ve sargılama üzerine etkisini araştırmışlardır. Deneysel çalışmalar SRC kolonlarını saran betonun eğilme ekseninin yönünden oldukça etkilendiğini göstermiştir. Bu çalışmadan elde edilen bulgular sonucunda ana eğilme eksenine, SRC kolonları için gerekli olan sargılama donatısı miktarını zayıf eğilme eksenine göre oldukça azaltmıştır.

(Vasdravellis et al., 2009), yarı rijit kısmi mukavemetli çelik – beton kompozit kiriş – kolon birleşim bölgesi davranışını incelemek için deneysel testler ve sayısal analizler yapmışlardır. Dört adet tam ölçekli kompozit dış kiriş – kolon birleşimini tekrarlı yüklemeler altında test etmişlerdir. Deney elemanları, mukavemet ve rijitlikte önemli bir azalma olmadan, enerji sönümlenme kapasitesi yüksek, stabil ve sünek bir davranış sergilemişlerdir. Test elemanlarının, histeritik eğrileri, hasar modları, kolon levhasının birleşim bölgesi dönme miktarına etkisi

ve betonarme döşeme – kolon arasındaki yük transfer mekanizmasını incelemişlerdir. Daha sonra, test edilen örneklerin sonlu eleman modelleri geliştirilmiş ve çeşitli parametrelerin birleşim bölgesi davranışı üzerindeki etkisini incelemek amacıyla sayısal analizler yapmışlardır. Betonarme döşemenin etkisi, birleşim bölgesindeki levhada kuvvet aktarım mekanizmaları, sismik donatıların çeşitli yerleşimleri, levhada bulunan kısmi etkileşimin derecesi ve gerilme alanının etkisini incelemişlerdir.

(Wang et al., 2018), hizmet ömrünün sonunda sökülebilir kiriş-kolon kompozit civatalı birleşimlerin yeni bir yapısal şeklini araştırmışlardır. Sökülebilir kompozit birleşimlerin statik ve histeretik davranışlarını incelemek için deneysel bir çalışma yapmışlardır. Sökülebilir kiriş-kolon birleşimlerinin başlangıç rijitliği, moment kapasitesi ve göçme modları deneysel sonuçlarla değerlendirilmiştir. Sünek hasar ve plastik hasarı içeren sonlu eleman modelleri geliştirilmiştir. Sayısal modelleri deney sonuçlarıyla desteklemişlerdir. Daha sonra kolonun genişlik-kalınlık oranını, civata çapını ve civata sayısını moment-dönme tepkisi üzerinde değerlendirmek için bir parametrik analiz yapmışlardır. Mevcut tasarım kodlarının uygulanabilirliğini değerlendirmek için test sonuçları ve Eurocode arasında bir karşılaştırma yapmışlardır. Pilye donatısı ile tasarlanan örneklerin, iyi bir performans sergilediği ve boyuna donatılara sahip olanlara kıyasla daha yüksek negatif moment dayanma direncine sahip olduğunu belirtmişlerdir. Tasarlanan birleşimler kolayca sökülebilir ve tüm çelik bileşenler nihai kapasitenin % 40' ına kadar yüklendiklerinde elastik kalmışlardır. Kolon-civata çapının uç plakası kalınlığı ve genişlik-kalınlık oranı, civatalı bağlantıların performansı üzerinde önemli bir etki yapmıştır. Mevcut tasarım standartlarının, sökülebilir kiriş-kolon birleşimlerin davranışını doğru olarak tahmin edemediği sonucuna varmışlardır.

(Nzabonimpa et al., 2018), bir çift çelik ve beton dolgu levhası ile eksenel yük ve momentleri aktaran kolon bağlantılarının deneysel ve doğrusal olmayan sayısal incelemesini amaçlamışlardır. Genişletilmiş kiriş ve kolon plakaları yüksek mukavemetli civatalarla birbirine bağlanmıştır. Tamamen veya kısmen kısıtlanmış moment bağlantıları altında, hem çelik-beton kompozit prekast çerçeveleri hem de betonarme prekast çerçeveleri için önerilen bağlantı, geleneksel yekpare yerinde dökme beton çerçevelerin yerini almaktadır. Çerçeveler için önerilen mekanik elemanların yapısal performansını anlamak için, genişletilmiş uç plakaları, donatı, çelik metal ve beton levhalarla yeni mekanik kiriş-kolon bağlantılarının şekil değiştirme artış hızına dayanan yapısal

davranışlar sayısal olarak araştırılmıştır. Hem deneysel hem de analitik çalışmalar, beton doldurma plakaları olan çelik-beton prefabrik kiriş-kolon birleşimlerinin, önerilen bağlantı yoluyla kirişlerden kolonlara yüklerin aktarılmasında yeterli yapısal yeterliliği sunduğunu göstermiştir. Sayısal analiz ve deneysel araştırmalar aynı zamanda, beton dolgu plakalarının, metal dolgu plakalarınınkine benzer bir rijitlik sağladığını ve çelik dolgu plakalarına sahip mekanik bağlantılarının benzer eğilme kapasitesi sağladığını göstermiştir.

(Wang et al., 2016), büyük açıklıklı binalar için beton kaplı çelik kiriş ve betonla kaplanmış beton dolgulu çelik boru (CFST) kolonlarından oluşan yenilikçi bir çerçeve yapısı önermişlerdir. Tek açıklıklı tek katlı iki adet çerçeve yapısını düşük çevrimsel yük altında test etmişlerdir. Çatlak gelişimleri, hasar durumu, sismik performans, yük – deplasman, rijitlik, enerji yutma kapasitesi ve çerçeve deformasyonlarını incelemişlerdir. Kolon ve kiriş plastik mafsallık bölgelerinde boyuna donatı, H profil çelik ve çelik boru profil için gerilme dağılımı analizi yapmışlardır. Deney sonucunda, her iki deney elemanı süneklik ve enerji sönmüleme bakımından iyi bir sonuç vermiştir. Öngerilmeli numunenin ilk çatlakları, öngerilme etkilerinden ötürü öngerilmemiş numuneden daha önce ortaya çıkmıştır. Gerilme dağılımlarına göre, her iki numunede plastik mafsallar, önce kiriş uçlarında daha sonra kolonların tabanlarında meydana geldiğini göstermiştir.

(Tang et al., 2016), beton dolgulu çelik kare kesitli (CFST) kolon ile betonarme (RC) kiriş arasında yeni bir bağlantı tasarımı önermişlerdir. Önerilen yeni bağlantının sismik davranışını deneysel testler sonucunda incelemişlerdir. Bu yeni bağlantı sisteminde, çelik kiriş bağlantı bölgesinde tamamen kesilip, çerçeve kiriş boyuna donatı çubukları bu bölge boyunca kesintisiz devam ettirilmiştir. Kolon ve kirişlerin bütünlüğü ve sürekliliği ile bağlantı rijit olarak tasarlanmıştır. Bu yeni bağlantıyı değerlendirmek için beş adet kiriş-kolon birleşim elemanı üretilip tekrarlı yükleme testlerine tabi tutulmuştur. Histeretik tepki, yük deplasman eğrileri, gerilme, süneklik, mukavemet, rijitlik kaybı ve enerji kaybı verileri elde edilmiştir. Deneyler sonucunda, süneklik ve enerji yutma kapasitesi de dahil olmak üzere bağlantı iyi bir sismik performans sergilemiştir.

(Wang et al., 2017), betonla kaplanmış beton dolgulu çelik boru (CFST) kolonlarından oluşan iki adet çerçeve elemanı yatay tekrarlı yükleme altında test etmişlerdir. Tek katlı ve tek açıklıklı kompozit çerçevenin histeretik modellerini çok sayıda parametre analizine dayanarak analiz etmişlerdir. Narinlik oranı,

eksenel yük, çelik kesit, çelik kesit ve donatı oranı, çelik boruların kolonlardaki oranı, yarıçap – kalınlık oranı ve beton dayanımı parametrelerini incelemişlerdir. Sonuçlar, çerçevenin uygun bir enerji yayma kapasitesine sahip olduğunu, eksenel yük seviyesinin 0.6' dan büyük olduğu durumlarda, çerçevelerin yer değiştirme sünekliğinin azaldığını; parametre analizi sonucunda önerilen modellerin, yatay yük altında kompozit yapının güvenilir sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir.

(Liu et al., 2017), özel şekillendirilmiş beton dolgulu çelik borudan(CFST) oluşan kolon ve çelik kiriş birleşimi üzerine deneysel ve sayısal bir çalışma yapmışlardır. İki tür birleşimin sismik davranışını karşılaştırmışlardır. İç yük aktarımına dayanan bir kesme dayanımı tasarım formülü önerilmiştir. Yük aktarma mekanizmasını analiz etmek için özel olarak şekillendirilmiş CFST' nin çelik kiriş bağlantılarına yönelik sonlu eleman modeli oluşturmuşlardır. Deney sonucunda, yük deplasman eğrilerine ve gerilme eğrilerine dayanan yük aktarma mekanizması, hasar modu ve sismik performans verilerini incelemişlerdir.

(Ding et al., 2017), beton dolgulu çelik boru (CFST) kolon ve çelik takviyeli beton (SRC) kirişler arasında yeni bir çekirdeksiz bağlantı tipinin sismik davranışını araştırmışlardır. U şekilli çelik destekler CFST kolonuna kaynaklanmıştır. Bağlantının rijitliğini arttırmak için güçlendirici bir halka kirişi kullanmışlardır. İki adet kiriş-kolon bağlantı elemanı tekrarlı yüklemelere tabi tutulmuştur. Daha sonra sonlu eleman (SEM) modelleri oluşturulup deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. SEM analiz sonuçları deney sonuçları ile uyumlu çıkmıştır. Yük – deplasman, şekil değiştirme, süneklik, rijitlik, enerji yutma kapasitesi ve eksenel yükün birleşim elemanı üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Önerilen bağlantının uygun bir sismik performansa sahip olduğunu belirtmişlerdir.

### 3. KOMPOZİT KOLON-BETONARME KİRİŞ BİRLEŞİMİ

Bu çalışmada kompozit kolon-betonarme kiriş elemanlar kullanılarak teşkil edilmiş çerçeve türü bir yapının iç düğüm noktasının deprem yüklerini temsil eden tersinir tekrarlı yükler etkisi altındaki davranışı deneysel ve nümerik olarak incelenmiştir.

Kompozit kolon, 200x200 mm kesitli beton içine gömülü IPE100 çelik profil ile teşkil edilmiştir. Kolon içinde yumuşak donatı da yer almıştır. Kompozit kolona 200x200 mm kesitli betonarme kiriş saplanmıştır. Teşkil edilen düğüm noktası iç düğüm noktasıdır ve kolon düzlemde kuşatılmış kolondur. Farklı malzeme özelliklerine sahip beton ve yapısal çelik profil elemanların uygun şekillerde bir araya getirilmesi ile elde edilen kompozit elemanlar, kendisini oluşturan beton ve çelik profilden daha dayanıklıdır. Bununla beraber kompozit eleman ve betonarme elemandan oluşan birleşimlerin sismik yükler etkisi altındaki davranışları, yapı güvenliğinin anlaşılması gerekliliğinden dolayı incelenmelidir. Bu çerçevede, 4 farklı düğüm noktası tasarımını temsil edecek numuneler hazırlanmıştır. Numunelerin fiziksel özellikleri ileriki bölümlerde detaylı olarak verilmiştir. Nümerik analizler ABAQUS programı ile yapılmıştır. Nümerik analizler için gerekli malzeme parametreleri deneyler ile belirlenmiştir. Buna ek olarak, düğüm noktasının dayanımı ve göçme mekanizmasının belirlenmesiyle, kompozit kolon-betonarme kiriş ile teşkil edilmiş olan çerçeve sistemlerin, betonarme kolon-kiriş ile teşkil edilmiş çerçeve sistemlere göre üstünlükleri ve/veya zayıflıkları tespit edilmiştir. Bu tespitler kompozit kolon-betonarme kiriş ile oluşturulmuş çerçeve sistemlerin depreme dayanıklı yapı tasarımı çerçevesinde değerlendirilmesine olanak sağlayacaktır.

#### 3.1 Kullanılan malzemeler ve özellikleri

Deneysel çalışma ve nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılabilmesi amacıyla üretimde kullanılan beton, donatı ve çelik elemanlarının özellikleri deneysel çalışmalar ile belirlenmiştir.

Nümerik analiz kapsamında test elemanlarının sonlu elemanlar modeli oluşturulurken deneysel çalışmalar ile özellikleri belirlenmiş olan beton ve donatı elemanlarının gerçek değerleri programa tanıtılmıştır. Böylece nümerik analiz sonuçlarının gerçeğe yakın davranışının elde edilmesi amaçlanmıştır.

### 3.2 Beton basınç deneyi

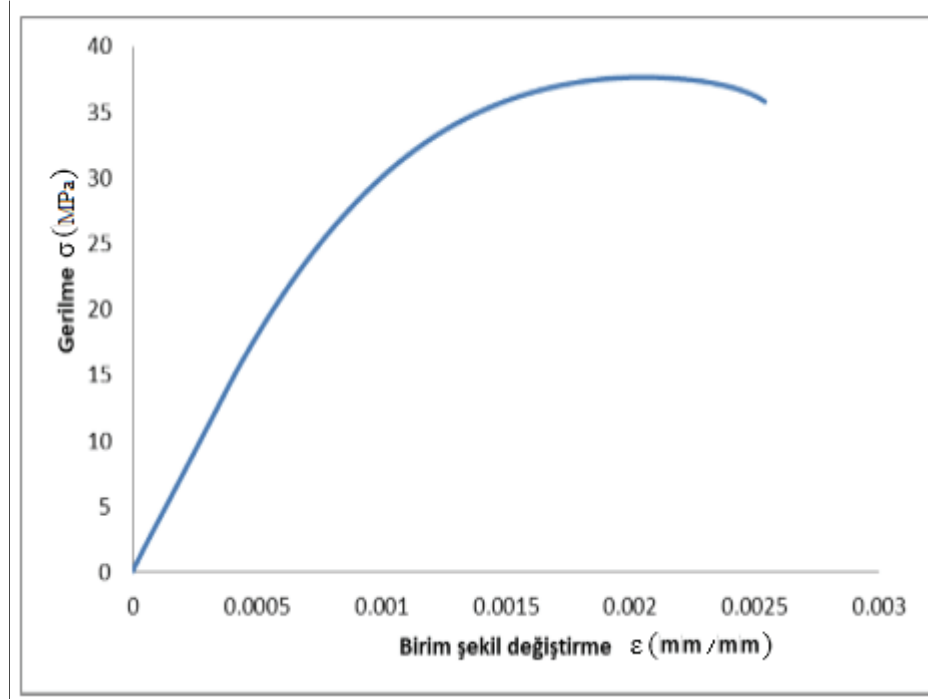
Deney elemanlarının beton basınç dayanımını elde etmek amacıyla, üretim aşamasında deney elemanlarının her birinden 3'er adet küp ve silindir numuneler alınmıştır. 28 gün kür havuzunda bekletilen silindir beton numuneler tek eksenli basınç deneylerine tabi tutularak betonun basınç ve çekme dayanımları ile elastisite modülleri belirlenmiştir. Silindir numunelerin basınç dayanımları ve elastisite modülleri TS3502 ve TS EN 12390-3 şartnamelerine göre belirlenmiştir. Şekil 3.1'de basınç deneyi gösterilmektedir. Basınç dayanımı ve elastisite modülünün belirlenebilmesi amacıyla düşeyde iki, yatayda bir adet şekil değiştirme ölçümü yapabilen kompressometre ve 2500 kN kapasiteli pres kullanılmıştır (Şekil 3.2). Beton basınç dayanımı ve elastisite modülü sonuçları bilgisayar programı vasıtasıyla elde edilmiştir. Bütün deney elemanlarında aynı tip C30 beton sınıfı kullanılmıştır. Şekil 3.3'de beton basınç deneyi sonucunda elde edilen gerilme – birim şekil değiştirme grafiği gösterilmiştir. Tablo 3.1' de basınç testleri sonucu elde edilen ortalama silindir basınç dayanımları görülmektedir.



Şekil 3.1 Beton küp numuneler (basınç testi sonrası)



Şekil 3.2 Tek eksenli yükleme altında beton silindir numune



Şekil 3.3 Beton basınç deneyi sonucu elde edilen gerilme ( $\sigma$ ) – birim şekil değiştirme ( $\epsilon$ ) grafiği

Tablo 3.1 Beton basınç dayanımı ve elastisite modülü

Numune	Silindir numune adedi	Ortalama Basınç Dayanımı (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)
C30	15	39.21	36700

### 3.3 Beton çekme dayanımı

Betonların çekme dayanımları TS500 – 2000 standardı tarafından önerilen denklem yardımıyla hesaplanmıştır.

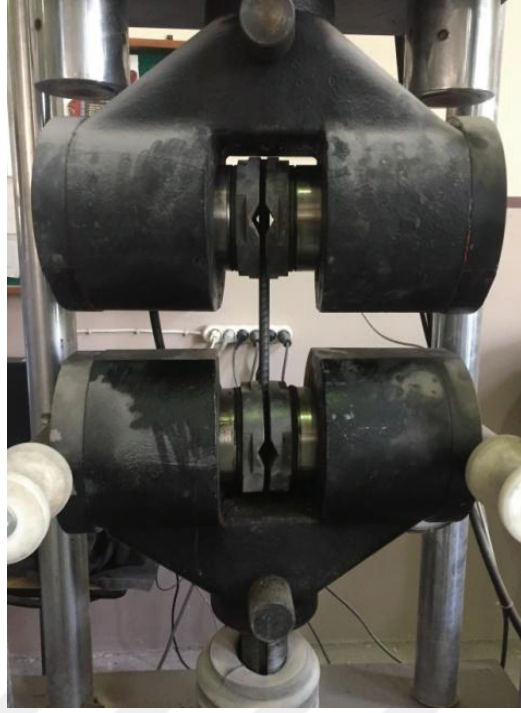
$$f_{ctk} = 0.35\sqrt{f_{ck}}$$

$$f_{ctk} = 0.35\sqrt{39.21} = 2.1916 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

### 3.4 Donatı çekme deneyi

Deney elemanlarının üretiminde 10 ve 12 mm çaplı donatı çelikleri kullanılmıştır. TS708 yönetmelik şartlarına göre her bir donatı çapı için 38 cm uzunluğunda 3'er adet numune alınıp çekme testine tabi tutulmuştur. Çekme deneyi Şekil 3.4'te gösterilmiştir. Deneyler sonucunda donatıların akma ve kopma dayanımları belirlenmiştir. Sonuçlar Şekil 3.5'te gösterilmektedir. Deney elemanlarında boyuna Ø12, etriyeler için Ø10 donatıları kullanılmıştır. Çelik çekme deneyi sonucu elde edilen akma, kopma ve elastisite değerleri Tablo 3.2 ve Tablo 3.3'te gösterilmektedir.



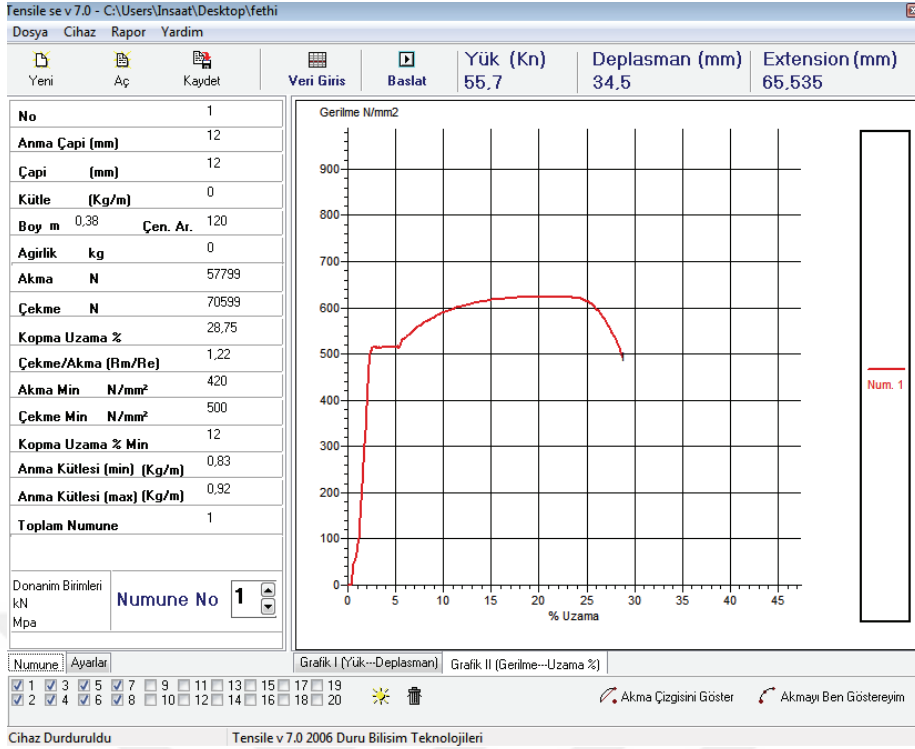


(a)



(b)

Şekil 3.4 (a) Donatı çekme deneyi (b) Donatı çekme deneyi sonucunda numuneler



Şekil 3.5 Yükleme cihazından elde edilen donatı gerilme – birim şekil değiştirme grafiği

TS 708 Standard Sınır Değerlerine göre akma dayanımı minimum  $420 \text{ N/mm}^2$ , çekme dayanımı  $500 \text{ N/mm}^2$  olması gerekmektedir. Donatı çekme deneyi sonucunda akma dayanımı  $511 \text{ N/mm}^2$ , çekme dayanımı  $624 \text{ N/mm}^2$  çıkmıştır. Yine TS 708 standardına göre kopmada uzama miktarı minimum %12 olması gerekmektedir. Deney sonucu donatıda elde edilen uzama miktarı %28.75 olmuştur (Tablo 3.2). Donatı çekme deneyleri sonucu elde edilen malzeme özellikleri standart şartlarını sağlamıştır.

Tablo 3.2 Donatı çekme deney sonucu

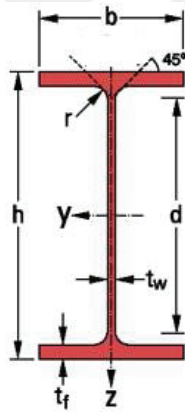
Deney Sonucu Bulunan Değerler								TS 708 Standard Sınır Değerler		
Çap mm	Boy mm	Akma N	Çekme N	Akma $\text{N/mm}^2$	Çekme $\text{N/mm}^2$	Kopma Uzama %	Çekme/Akma Rm/Re	Akma $\text{N/mm}^2$ (min)	Çekme $\text{N/mm}^2$ (min)	Kopma uzama % min
12	0.38	57799	70599	511	624	28,75	1,22	420	500	12

Tablo 3.3 Deney sonucu elde edilen donatı karakteristik özellikleri

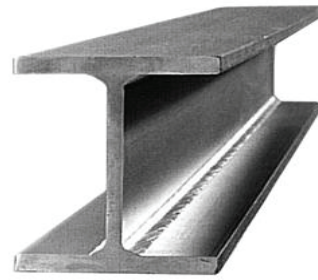
Numune	Deney Adedi	Ortalama Akma Dayanımı ( $f_{yk}$ ) MPa	Ortalama Kopma Dayanımı ( $f_{yu}$ ) MPa	Ortalama Elastisite Modülü ( $E_s$ ) MPa
Ø10	3	515	625	210000
Ø12	3	510	620	210000

### 3.5 Çelik profil özellikleri

Kompozit deney elemanlarında S275 IPE100 çelik profili kullanılmıştır. Şekil 3.6 (a)' da çelik profil kesit detayları, Şekil 3.6 (b)'de gerçek kesitli IPE 100 çelik profili ve Tablo 3.4'te çelik profil özellikleri gösterilmektedir.



(a)



(b)

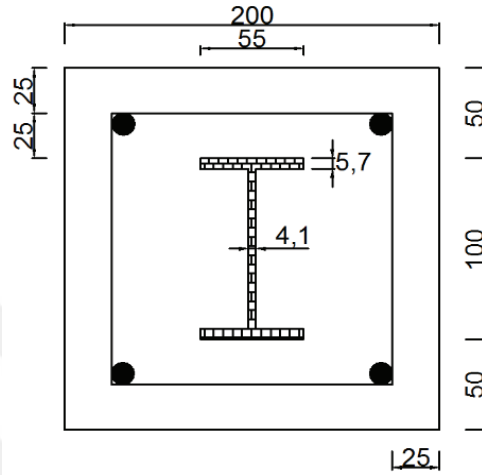
Şekil 3.6 a) Çelik profil ölçüleri b) gerçek kesitli IPE 100 profili

Tablo 3.4 kullanılan çelik profil özellikleri

G	h	b	$t_w$	$t_f$	r	A	d
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	mm
8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	74.6

### 3.6 Betona gömülü kompozit kolon tasarımı

Betona gömülü kompozit kolon tasarımı ‘Çelik Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları (2016)’ ile ‘Eurocode 4 yönetmelik kurallarına göre tasarlanmıştır. Kompozit kolon en kesit detayı Şekil 3.7’de gösterilmiştir.



Şekil 3.7 Betona gömülü çelik kompozit kolon kesit detayı (ölçüler mm'dir.)

#### 3.6.1 Detaylandırma kuralları

Betona gömülü kompozit elemanların oluşturulmasında aşağıda verilen kurallara uyulmuştur.

(a) Çelik çekirdek ile buna en yakın boyuna donatı çubuğu arasındaki uzaklık donatı çapının 1.5 katından ve 40 mm' den az olmamalıdır.

(b) Kompozit en kesitin birden fazla sayıda gömülü çelik profil içermesi halinde, beton dökümünden önce her bir elemanın tekil olarak burkulmasının önlenmesi için, bu elemanların bağ levhaları, örgü çubukları veya benzeri elemanlarla birbirlerine bağlanmaları gerekmektedir.

### 3.6.2 Malzeme sınırları

Kompozit elemanları oluşturan beton, beton çeliği ve yapısal çelik dayanımları ile ilgili “Çelik Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları” şartları aşağıda açıklanmıştır.

(a) Kompozit elemanların kapasitelerinin hesabında kullanılan karakteristik beton basınç dayanımı,  $f_{ck}$ , normal betonlar için 20MPa ile 70MPa, hafif betonlar için 20MPa ile 40MPa arasında olacaktır.

(b) Beton çeliğinin karakteristik akma dayanımı,  $F_{ysr}$ , 500MPa ile sınırlıdır.

(c) Yapısal çelik elemanların karakteristik akma dayanımı,  $F_y$ , 460MPa ile sınırlıdır.

## 3.7 Betona gömülü kompozit elemanlar

### 3.7.1 Minimum kurallar

Betona gömülü kompozit elemanların aşağıdaki minimum kuralları sağlaması gerekmektedir.

(a) Yapısal çelik çekirdeğin en kesit alanı, toplam kompozit en kesit alanının en az %1’i kadar olmalıdır.

(b) Kompozit kesitte boyuna ve enine donatı kullanılmalıdır. Enine donatı etriye veya spiral fret şeklinde olabilir. Etriye kullanılması durumunda 10 mm çapında etriyeler en fazla 300 mm aralıkla, 12 mm veya daha büyük çaplı etriyeler en fazla 400 mm aralıkla teşkil edilmelidir. Etriye aralığı kompozit elemanın en küçük kenar uzunluğunun 0.5 katından daha fazla olamaz.

(c) Denk.(3.7) ile tanımlanan boyuna donatı oranı,  $\rho_{sr}$  ’nin minimum değeri 0.004 olacaktır.

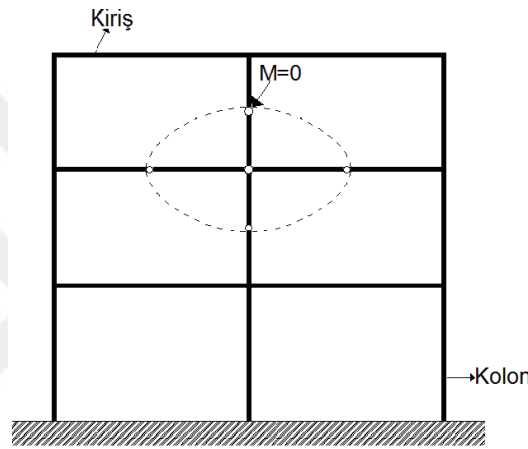
$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (3.2)$$

Burada  $A_g$ , kompozit elemanın toplam en kesit alanı,  $A_{sr}$ , boyuna donatı alanıdır.

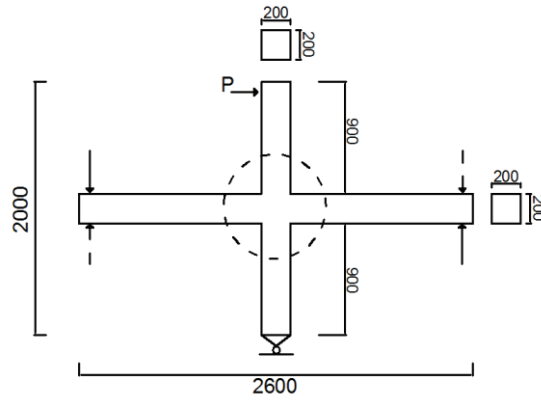
### 3.8 Deney elemanlarının üretilmesi

#### 3.8.1 Giriş

Çok katlı çerçeve tipi yapı şematik olarak Şekil 3.8-a'da gösterilmektedir. Deney elemanları bu tip bir yapının moment sıfır noktalarından ayrılmış bir iç kiriş - kolon birleşimini temsil edecek şekilde tasarlanmıştır. Bütün deney elemanları için kolon yüksekliği 2000 mm ve kesiti 200 mm x 200 mm, kiriş uzunluğu 2600 mm ve kesiti 200 mm x 200 mm boyutlarındadır (Şekil 3.8-b).



(a)



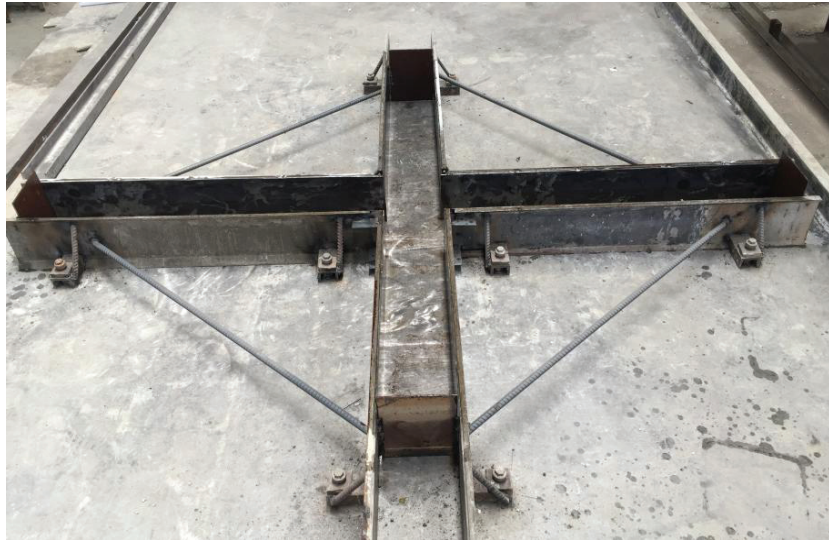
(b)

Şekil 3.8 (a) Deney elemanlarının temsil ettiği yapı sistemi (b) Eleman boyutları (ölçüler mm' dir.)

Çalışma kapsamında yüksek katlı bir yapının iç kolon – kiriş birleşimi göz önüne alınmıştır. Betonarme deney elemanları güçlü kolon - zayıf kiriş ilkesine göre tasarlanmıştır.

Deney elemanı olarak seçilen iç kolon-kiriş birleşim bölgesi, çerçeve sistemin deprem yükleri altında kolon ve kirişin orta bölgelerinde oluşan moment sıfır noktaları arasında kalan iç birleşim bölgesinin çıkarılması ile elde edilmiştir. Deney elemanları laboratuvar imkânları da dikkate alınarak 1/2 ölçek olarak tasarlanmıştır. ACI 374.1’de deney elemanlarının minimum 1/3 ölçekte dikkate alınabileceği belirtilmiştir (ACI 374.1-05, 2005). Buna göre kolon ve kiriş en kesit boyutları 200 mm genişlik ve 200 mm yükseklik olarak tasarlanmıştır. 2 adet referans ve 3 adet farklı düğüm noktası birleşimden oluşan toplam 5 adet deney elemanı üretilmiştir. Daha önce yapılan tez ve makale çalışmaları örnek alınarak toplam 5 adet iç düğüm noktası elemanı üretilmiştir.

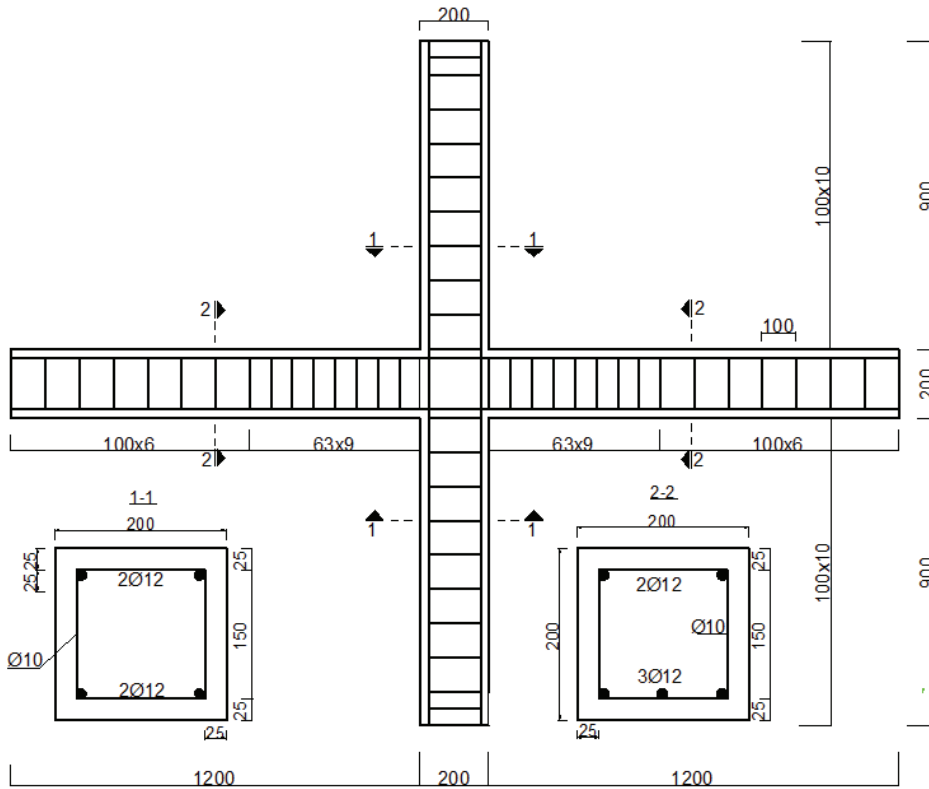
Deney elemanlarının üretimine uygun çelik kalıp elemanları oluşturulmuştur (Şekil 3.9). Kalıplar hazırlandıktan sonra donatılar oluşturulmuştur. Kolon elemanın alt bölgesine 2Ø12, üst bölgesine 2Ø12 boyuna donatı yerleştirilmiştir. Kiriş elemanında ise basınç bölgesine 2Ø12, çekme bölgesine 3Ø12 boyuna donatı yerleştirilmiştir. Etriyeler ise Ø10 olarak seçilmiştir.



Şekil 3.9 Deney elemanları kalıbının hazırlanması

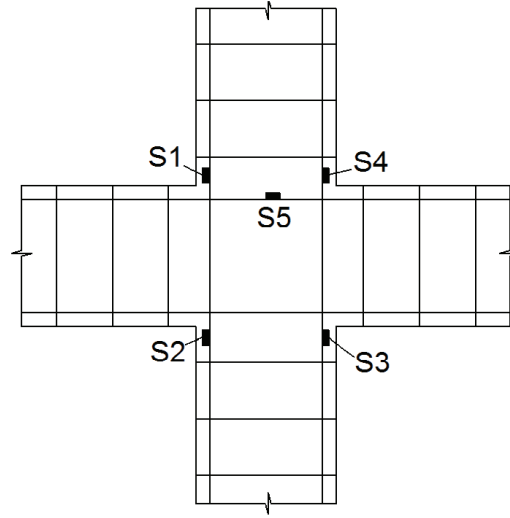
### 3.8.2 Referans betonarme birleşim elemanı (F1)

Referans betonarme birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır (Şekil 3.10). Deneysel çalışma kapsamında yük altında donatı davranışlarının belirlenmesi amacıyla birleşim bölgesinde gerinim ölçer (strain gauge) kullanılmıştır. Gerinim ölçerlerin genel yerleşimi Şekil 3.11 ve Şekil 3.12’ de gösterilmiştir.



Şekil 3.10 Betonarme birleşim elemanı (F1) kesiti ve donatı planı





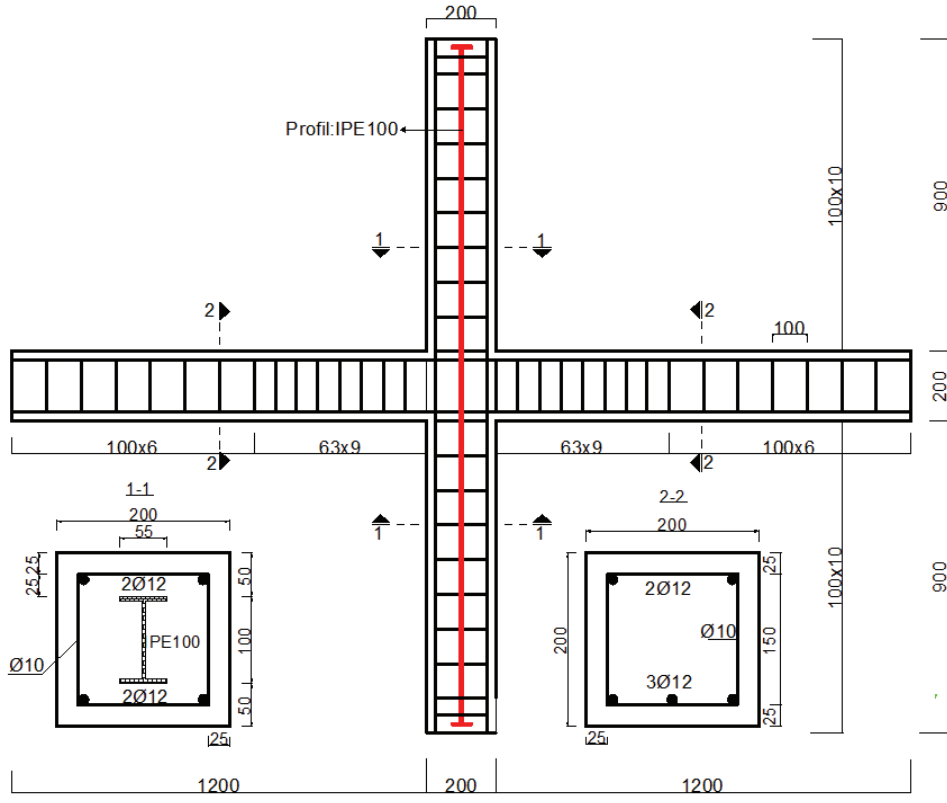
Şekil 3.11 Gerinim ölçer (strain gauge) yerleşimi



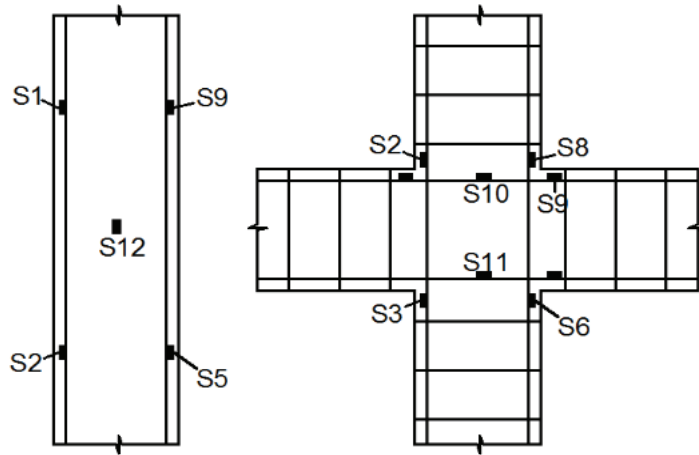
Şekil 3.12 Gerinim ölçerlerin (strain gauge) donatılara yapıştırılması

### 3.8.3 Referans kompozit kolon – betonarme kiriş birleşimi (F2)

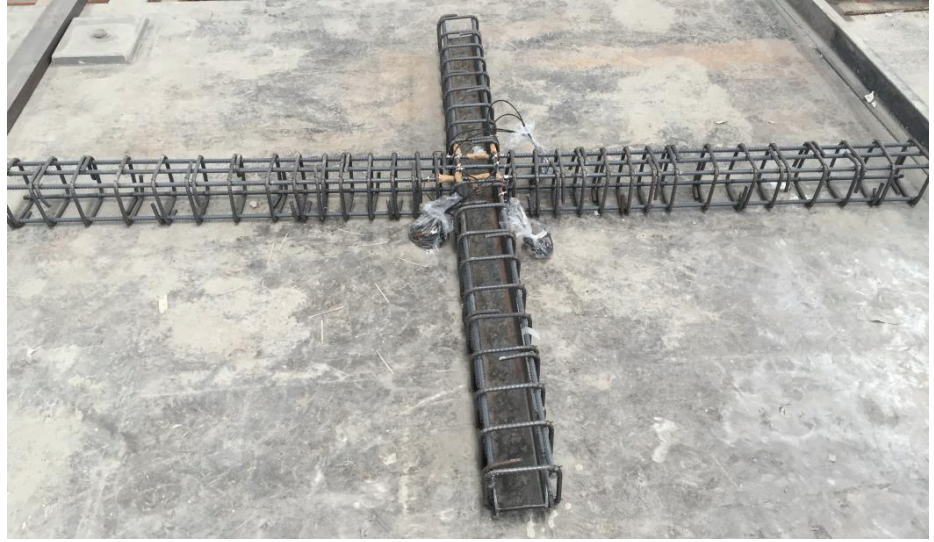
Referans kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı, IPE100 S275 çelik profil ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır (Şekil 3.13). Deneysel çalışma kapsamında yük altında donatı davranışlarının belirlenmesi amacıyla birleşim bölgesinde strain gauge (gerinim ölçer) kullanılmıştır. Gerinim ölçerlerin genel yerleşimi Şekil 3.14' te gösterilmiştir. Şekil 3.15' te ise referans kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı iç donatısının hazırlanması ve kalıba yerleştirilmesi gösterilmiştir.



Şekil 3.13 Referans kompozit kolon – betonarme kiriş elemanı (F2) kesiti ve donatı planı



Şekil 3.14 Gerinim ölçer (strain gauge ) yerleşimi



(a)



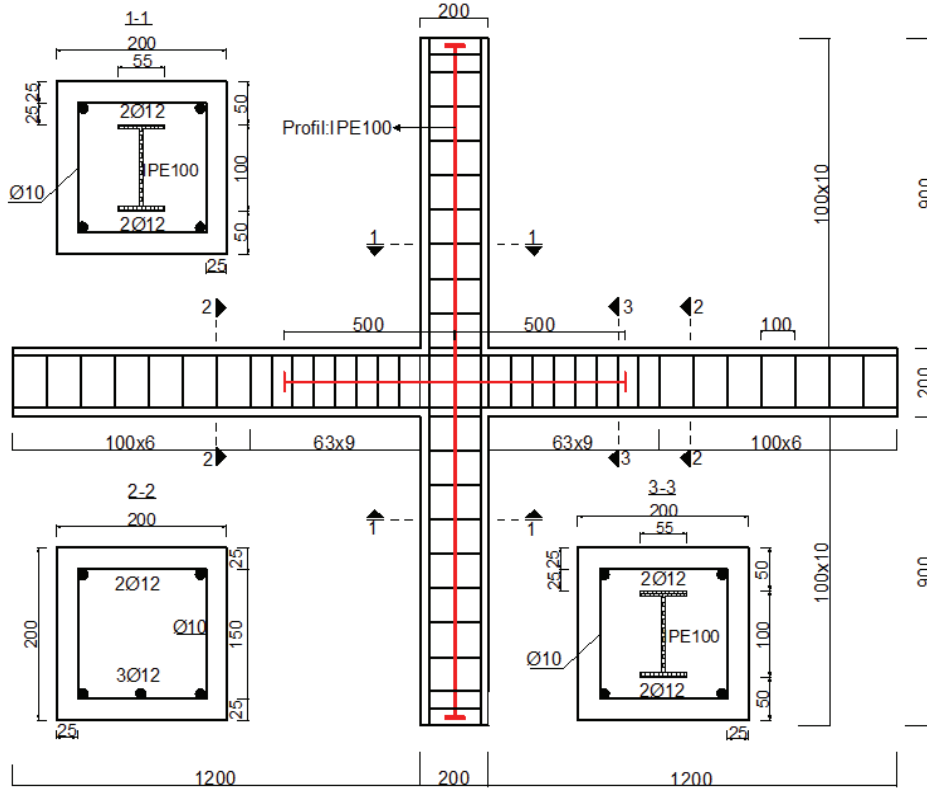
(b)

Şekil 3.15 (a) (b) Referans kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F2) iç donatısının hazırlanması ve kalıba yerleştirilmesi

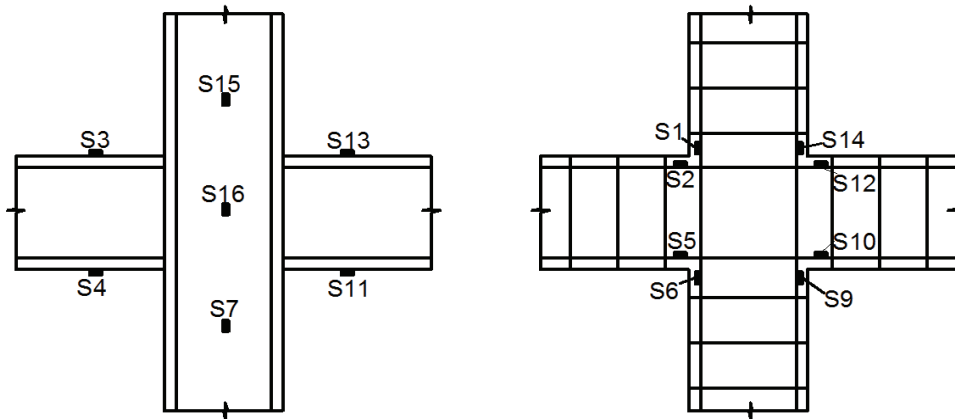
### 3.8.4 Betonarme kiriş kompozit kolon birleşim elemanı (F3)

F3 birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı, IPE100 S275 çelik profil ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Betonarme kiriş elemanında, etriye sıklaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda IPE100 çelik profili birleşim bölgesinde kompozit kolondan gelen çelik profile her iki yönden kaynatılmıştır (Şekil 3.16). F3 birleşim elemanında IPE100 çelik profili zayıf eksen, kiriş içlerine kaynatılan kısmi çelik profiller ise güçlü eksen yönünde olacak şekilde yerleştirilmiştir. Deneysel çalışma

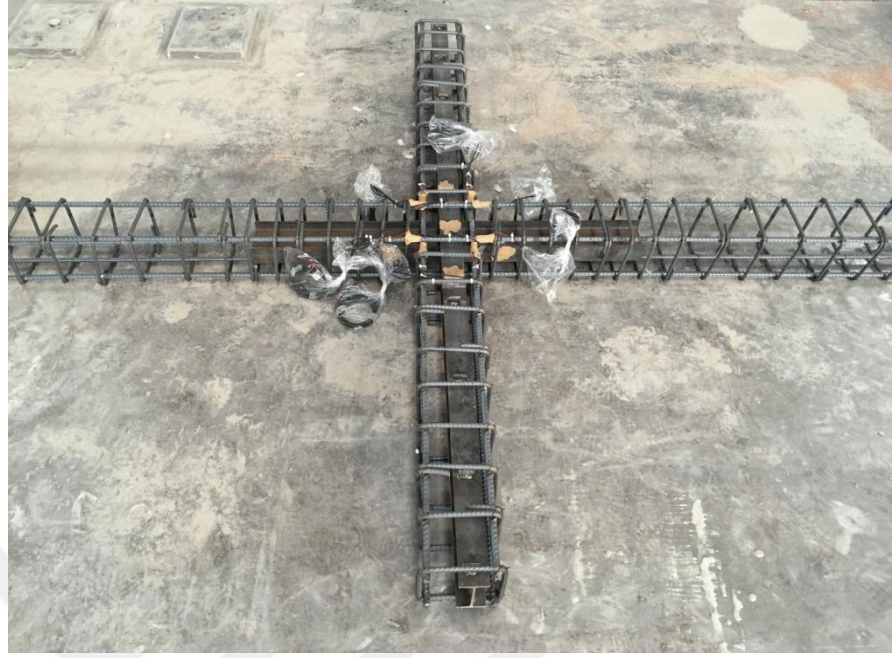
kapsamında yük altında donatı davranışlarının belirlenmesi amacıyla birleşim bölgesinde gerinim ölçer (strain gauge ) kullanılmıştır. Gerinim ölçerlerin genel yerleşimi Şekil 3.17’ de gösterilmiştir. Şekil 3.18’ de deney elemanı donatısının hazırlanması ve hazırlanan donatıların kalıba yerleştirilmesi gösterilmiştir.



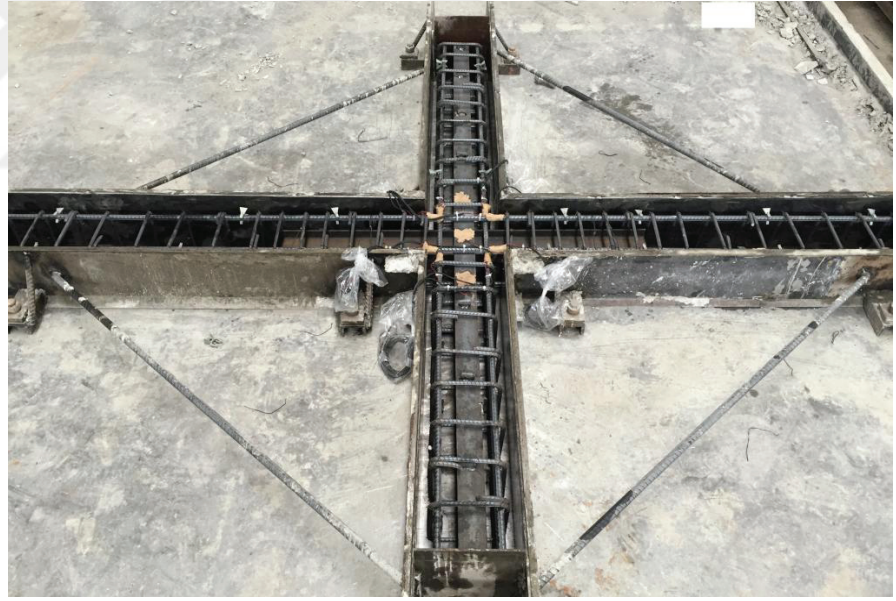
Şekil 3.16 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F3) kesiti ve donatı planı



Şekil 3.17 Gerinim ölçer (strain gauge) yerleşimi



(a)

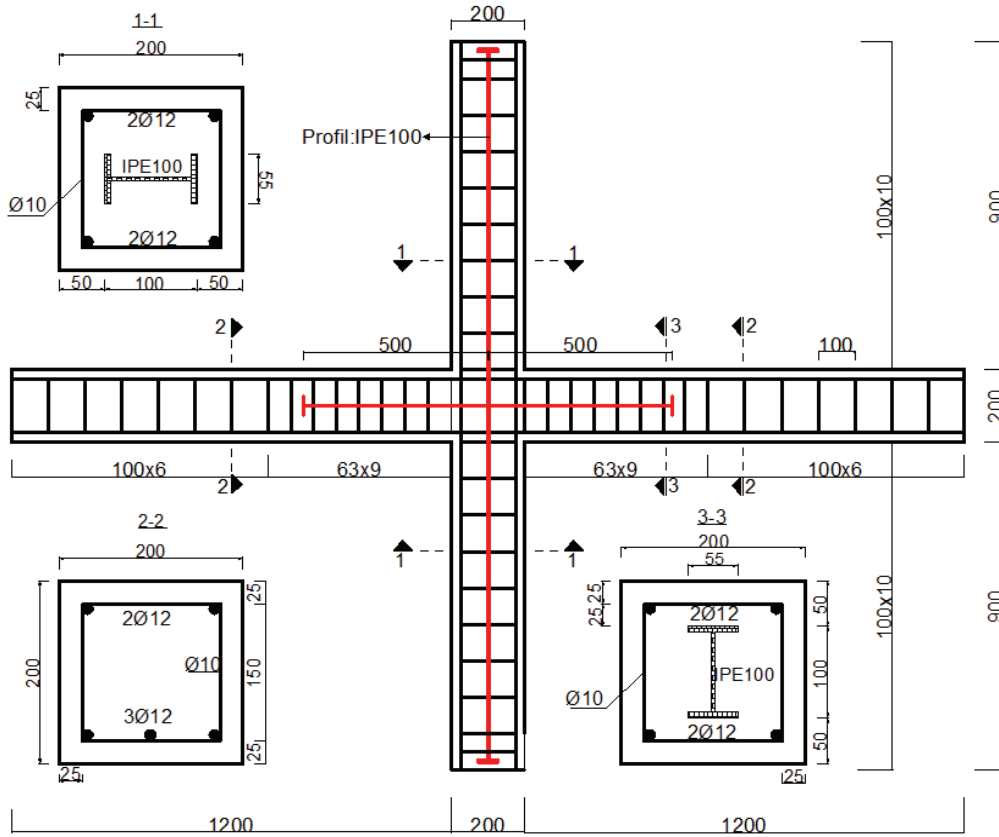


(b)

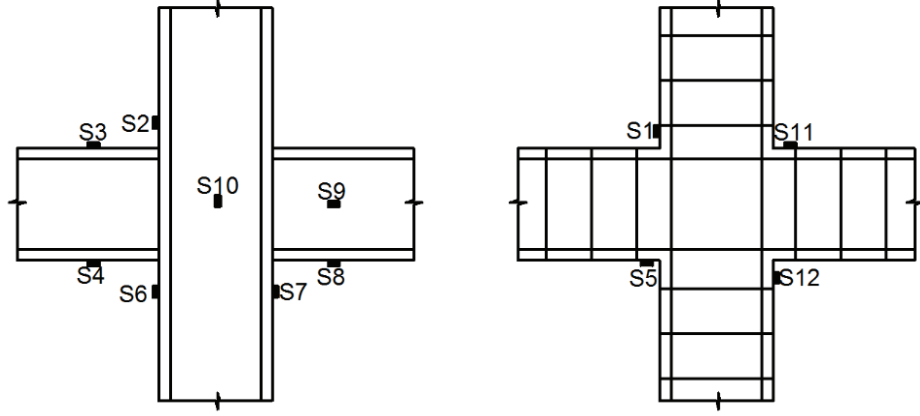
Şekil 3.18 (a) Deneş elemanı donatısının hazırlanması (b) Hazırlanan donatıların kalıba yerleştirelmesi

### 3.8.5 Betonarme kiriş kompozit kolon birleşim elemanı (F4)

F4 birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı, IPE100 S275 çelik profil ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Betonarme kiriş elemanında, etriye sıklaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda IPE100 çelik profili birleşim bölgesinde kompozit kolondan gelen çelik profile her iki yönden kaynatılmıştır. F4 birleşim elemanında, IPE100 çelik profili ve kiriş içlerine kaynatılan kısmi çelik profiller güçlü eksen yönünde olacak şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 3.19). Deneysel çalışma kapsamında yük altında donatı davranışlarının belirlenmesi amacıyla birleşim bölgesinde gerinim ölçer (strain gauge) kullanılmıştır. Gerinim ölçerlerin genel yerleşimi Şekil 3.20’de gösterilmiştir. Şekil 3.21’de ise hazırlanan donatıların kalıba yerleştirilmesi gösterilmiştir.



Şekil 3.19 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F4) kesiti ve donatı planı



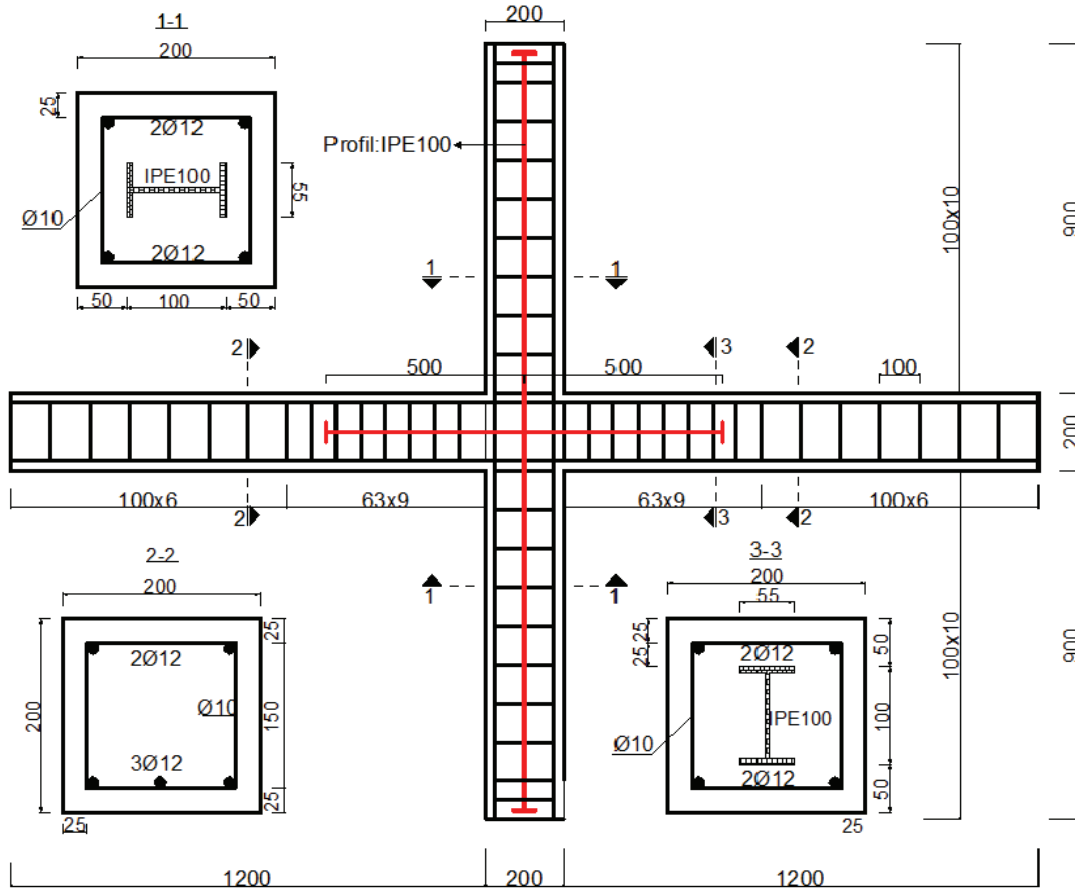
Şekil 3.20 Gerinim ölçer (strain gauge ) yerleşimi (F4)



Şekil 3.21 Hazırlanan donatıların kalıba yerleştirilmesi (F4)

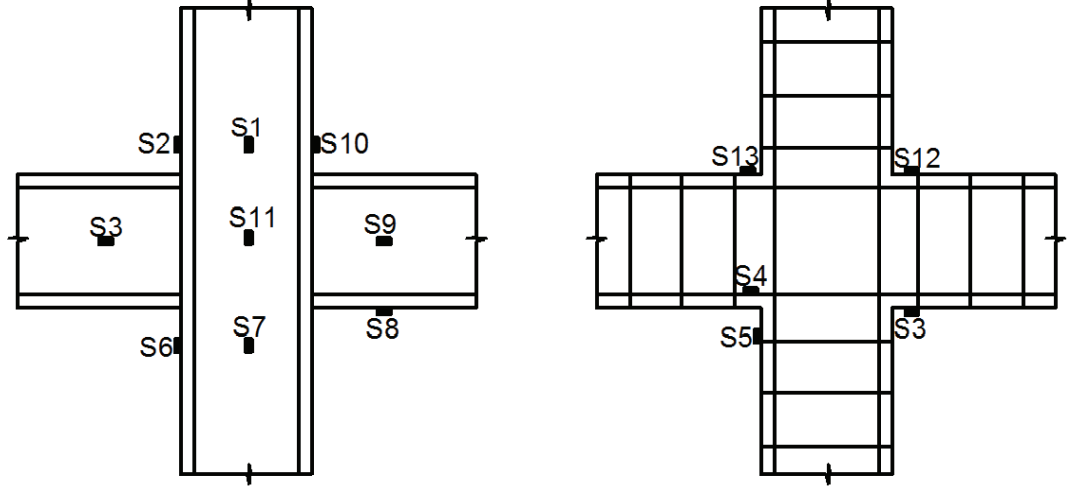
### 3.8.6 Betonarme kiriş kompozit kolon birleşim elemanı (F5)

F5 birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı, IPE100 S275 çelik profil ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Betonarme kiriş elemanında, etriye sıklaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda IPE100 çelik profili birleşim bölgesinde kompozit kolondan gelen çelik profile her iki yönden kaynatılmıştır. F5 birleşim elemanında, IPE100 çelik profili ve kiriş içlerine kaynatılan kısmi çelik profiller zayıf eksen yönünde olacak şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 3.22). Deneysel çalışma kapsamında yük altında donatı davranışlarının belirlenmesi amacıyla birleşim bölgesinde strain gauge (gerinim ölçer) kullanılmıştır. Gerinim ölçerlerin genel yerleşimi Şekil 3.23'te gösterilmiştir. Birleşim elemanı betonunun dökülmesi Şekil 3.24'te gösterilmiştir.



Şekil 3.22 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F5) kesiti ve donatı planı





Şekil 3.23 Gerinim ölçer (strain gauge ) yerleşimi (F5)



Şekil 3.24 Birleşim elemanı betonunun dökülmesi (F5)

## 4. DENEYLERİN YAPILIŞI

### 4.1 Yükleme sistemi

Deneyle Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Yapı Laboratuvar'ında yapılmıştır. Kullanılan deney platformunun genel görüntüsü Şekil 4.1'de gösterilmiştir. Deney elemanlarının sistem içindeki konumu Şekil 4.2'de gösterilmektedir. Birleşim bölgesi elemanları, Şekil 4.1' de gösterilen ACI 374. 1. 05 yönetmelik şartına uygun olarak tasarlanan deney düzeneği üzerine yerleştirilerek test edilmiştir.

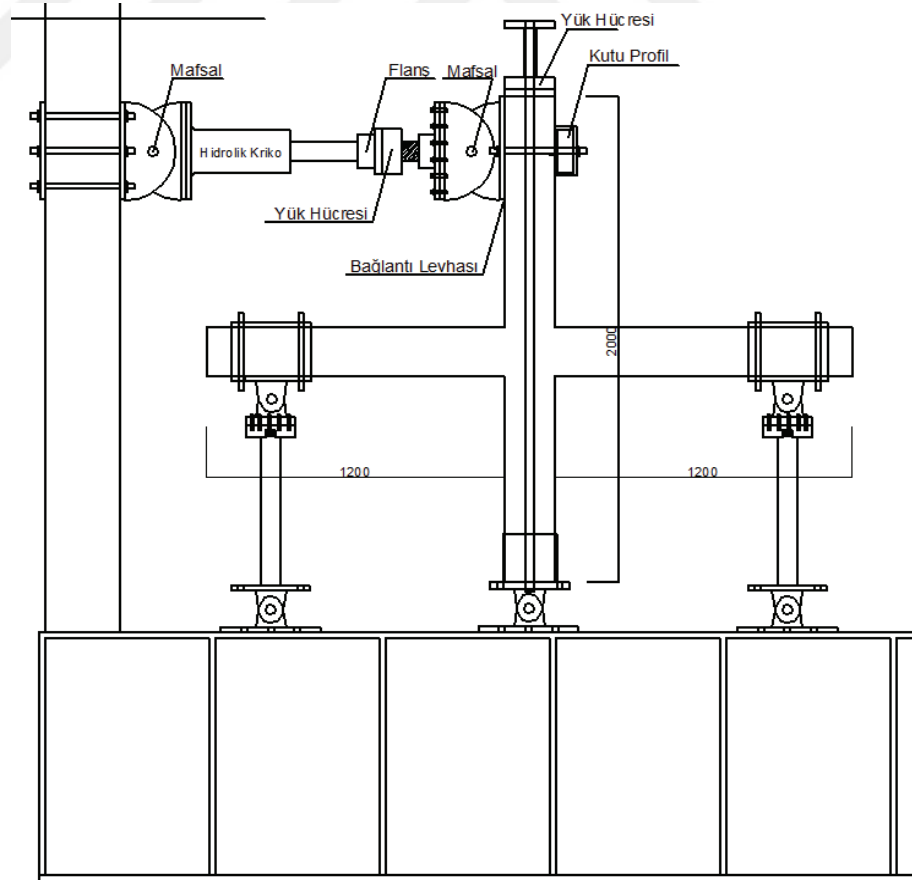
Yükleme çerçevesi iki adet yüksek dayanımlı rijit çelik kolon ve iki adet rijit çelik kirişten oluşan kapalı çerçeve sistemdir. Çelik kiriş boyutları 680x1000 mm, kolon boyutları ise 300x400 mm olup içi dolu çelik malzemesinden oluşmaktadır. Çerçeve net açıklığı 6000 mm'dir.

Deney elemanlarına ve çelik platforma uygun mafsallı çelik mesnetler tasarlanıp yükleme platformuna bağlanmıştır. Tersinir – tekrarlı yük, rijit çerçevede bulunan çelik kolona bağlı iki ucu mafsallı yükleme sistemi vasıtasıyla etkilenmiştir. Bu yükleme sistemi iki hareketli mafsal ve bu mafsallar arasında yer alan hidrolik kriko ve yük hücresinden oluşmaktadır. Hidrolik kriko 500 mm genişliğe sahipken, yük hücresi 500 kN basınç ve 300 kN çekme kapasitesine sahiptir. Deney elemanlarına yatayda kolon üst noktasından 100 mm uzaklıkta yatay piston vasıtasıyla tekrarlı yük verilmiştir. Deney süresince kolona, aksel yük taşıma kapasitesinin %15' i seviyesinde basınç yükü hidrolik kriko vasıtasıyla uygulanmıştır.

Hidrolik pistonlar elektrikli motorlar vasıtasıyla çalışmaktadır. Elektrikli motorların frekansı istenilen seviyede ayarlanabilmektedir. Böylece deneyler düzenli ve çatlak gelişimleri gözlemlenecek şekilde gerçekleştirilmiştir.



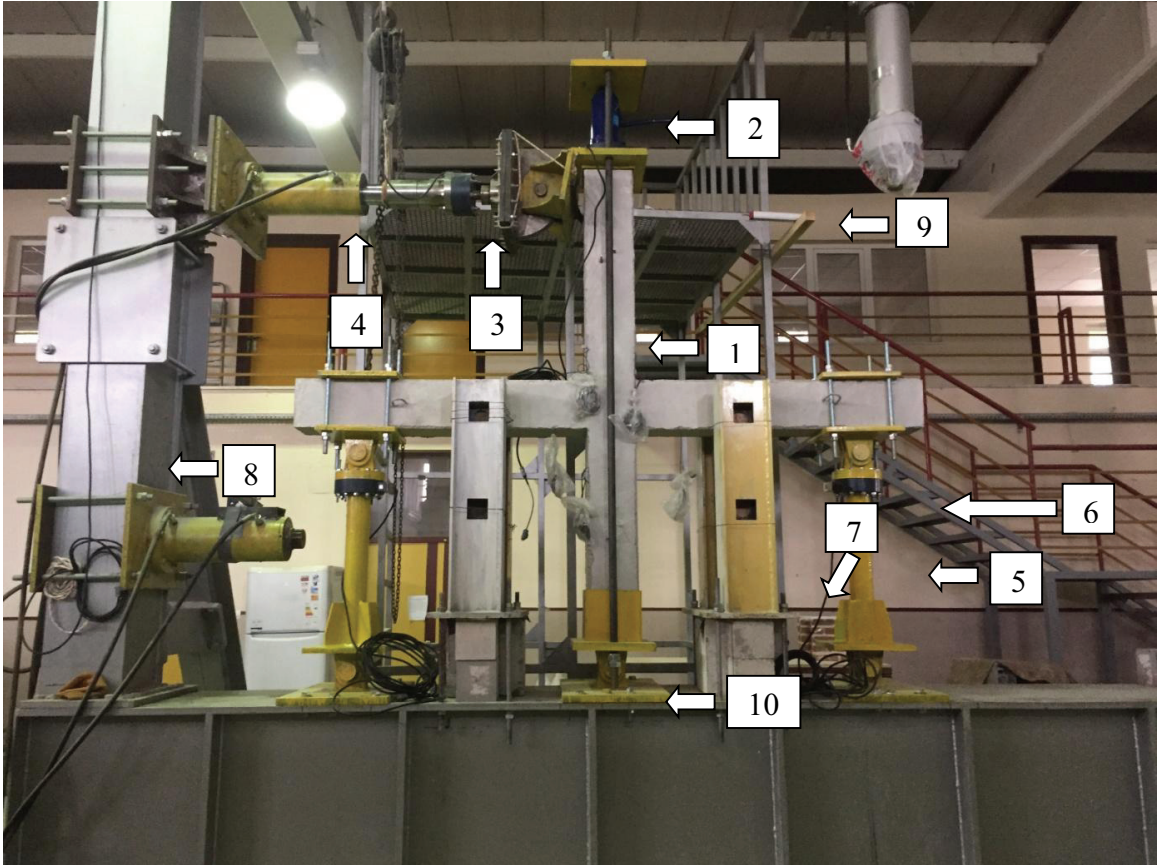
Şekil 4.1 Deney platformu



Şekil 4.2 Test elemanının sistem içindeki yerleşimi

## 4.2 Test kurulumu

Deney elemanları, Şekil 4.3’de gösterilen güçlü çelik çerçeve üzerinde test edilmiştir. Kolon elemanların üzerine deney boyunca sabit aksenal basınç kuvveti uygulanmıştır. Aksenal basınç kuvveti çelik plakalar ve yuvarlak dolu profil yardımıyla oluşturulan ve hidrolik krikoyu içerisine alan yükleme çerçevesi vasıtasıyla yapılmıştır.



Şekil 4.3 Deney düzeneğinin genel görünümü (1) Aksenal yükleme çerçevesi (2) Hidrolik krikon (3) Yük hücresi (4) Hidrolik piston (5) Pandül ayak (6) Yük hücresi (7) Düzlem dışı çerçeve (8) Rijit çerçeve (9) Deplasman ölçer (10) Sabit mesnet

### 4.3 Veri toplama sistemi

Deney boyunca yük hücresinden, deplasman ölçerlerden (LVDT) ve gerinim ölçerlerden (strain gaugeler) elde edilen verilerin bilgisayar programına aktarılması ve deney sonuçlarının değerlendirilmesi için her biri 8 kanallı olan 3 adet veri toplama cihazı kullanılmıştır (Şekil 4.4). TestLAB-BASIC veri toplama yazılımını kullanılmıştır.



Şekil 4.4 Veri toplama cihazı

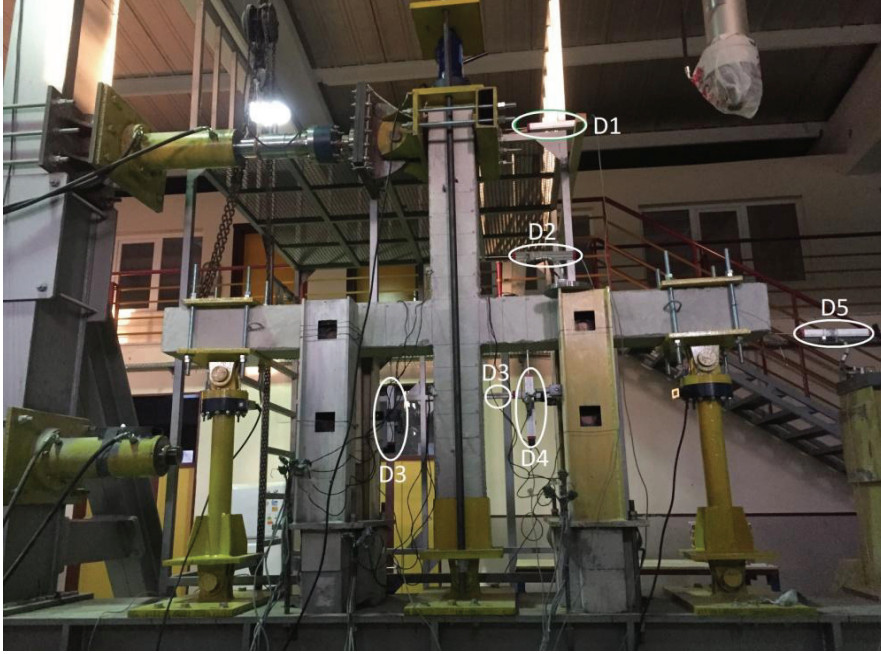
### 4.4 Ölçerlerin yerleşimi

#### 4.4.1 Potansiyometrik cetveller (deplasman ölçer) ve yerleşimleri

Deney elemanlarında meydana gelecek deplasman ve deformasyonların belirlenebilmesi için Şekil 4.5'teki deplasman ölçerler belli noktalara yerleştirilmiştir. Buna göre tepe noktasında yükün uygulandığı yere, kirişte meydana gelecek yatay ötelenme için kiriş ucuna ve kirişte plastik mafsal oluşabilecek bölgelere deplasman ölçerler yerleştirilmiştir. Deplasman ölçerler, deney boyunca birleşim elemanına uygulanan yük altında her bir elemanda meydana gelen deplasmanları bir veri toplama sistemi ile ölçümleri alıp bilgisayara aktarmaktadır. Böylece yüke karşılık kaydedilen deplasman değerleriyle yük-deplasman grafiği çizilerek deney sonuçları değerlendirilebilmektedir. Her bir deney elemanında 6 adet deplasman ölçer kullanılmıştır. Kullanılan deplasman ölçerlerin yerleri ve isimleri Şekil 4.6' da görülmektedir.



Şekil 4.5 Potansiyometrik cetvel



Şekil 4.6 Deplasman ölçerlerin yerleşimi

#### 4.4.2 Gerinim ölçer (strain gauge)

Deney boyunca donatı ve çelik profilde meydana gelen birim deformasyonların belirlenmesi amacıyla %15 birim deformasyon kapasitesine sahip 120  $\Omega$ ' luk gerinim ölçerler kullanılmıştır (Şekil 4.7). Gerinim ölçerler çeyrek köprü tamamlama kabloları ile veri toplama sistemine bağlanmıştır. Her bir deney elemanı için gerinim ölçerlerin yerleşimi 3. bölümde Şekil 3.11, Şekil 3.14, Şekil 3.17, Şekil 3.20 ve Şekil 3.23'te gösterilmiştir.



Şekil 4.7 Gerinim ölçer (strain gauge)

#### 4.4.3 Kolon aksenal yüklemesi

Deney elemanlarına, bu çalışma kapsamında tasarlanan çelik çerçeve yardımıyla kolonlara sabit aksenal yük verilmiştir. Çelik çerçeve içindeki hidrolik kriko altına yük hücresi yerleştirilmiştir. Kolon aksenal taşıma kapasitesinin % 15'i düzeyinde yük etkilmiştir ( $0.15 f_c' A_g$  ;  $f_c'$  : beton basınç dayanımı,  $A_g$  : kolon brüt enkesit alanı). Etkitilen bu yük, yük hücresi aracılığı ile ölçülmüştür.

## 5. DENEY SONUÇLARI

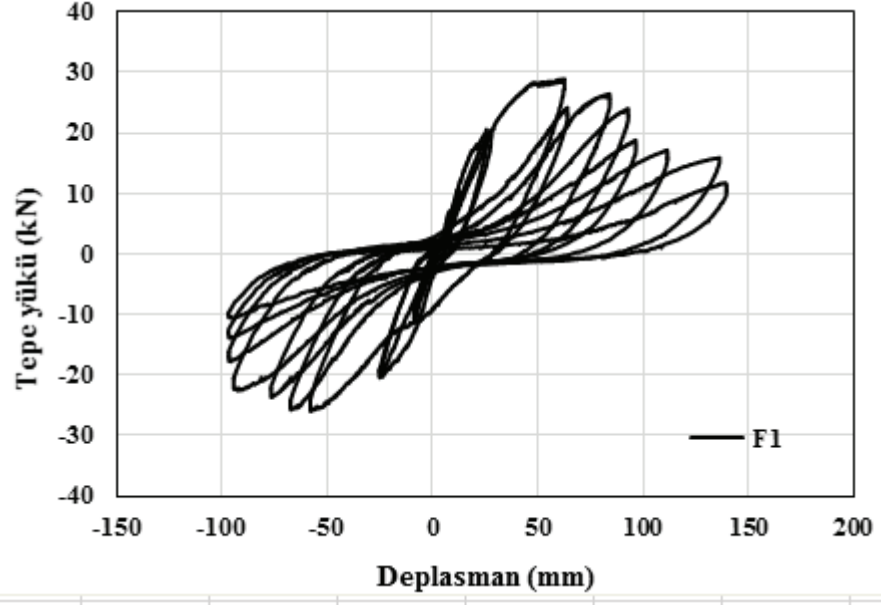
### 5.1 Referans betonarme elemanı (F1)

Yüklemesi Şekil 5.1'de görülen referans betonarme (F1) elemanında hasarlar birleşim bölgesinde ve kiriş uçlarında yoğunlaşmıştır. İlk eğilme çatlakları 2.çevrim geri yüklemesinde kiriş ön yüzünde meydana gelmiştir. 5.çevrim +30 kN yüke ilk gidişe kadar elemanın davranışı elastik düzeyde kalmıştır. 5.çevrim ters yüklemesinde -25 kN yük seviyesinde deney elemanında akma meydana gelmiştir. Deney sonucunda elde edilen tepe yükü-deplasman grafiği Şekil 5.2'de ve F1 numunesi moment – kesit dönme grafiği Şekil 5.3'te görülmektedir. Deney çevrimleri ve meydana gelen hasarlar aşağıda özetlenmiştir.

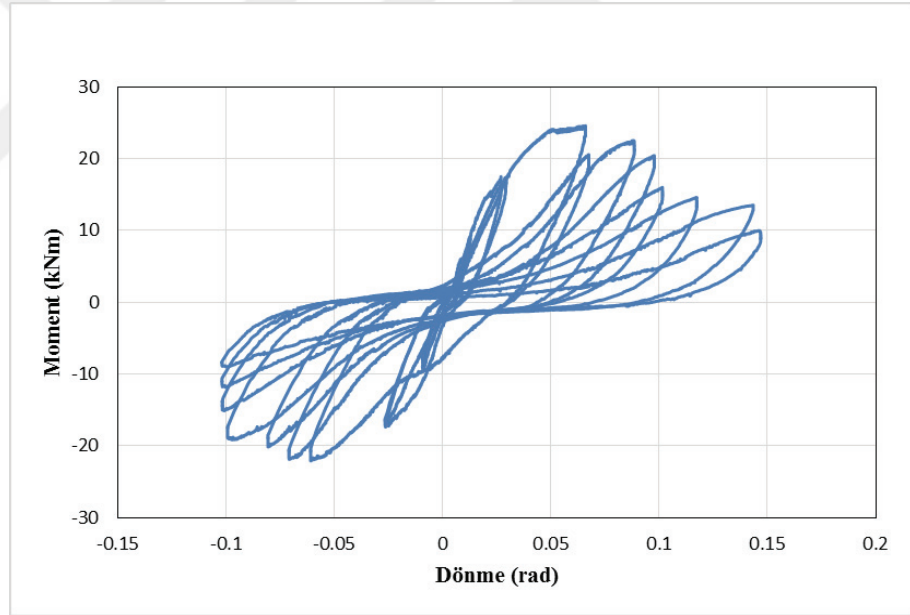


Şekil 5.1 Referans betonarme kolon – kiriş birleşimi (F1)

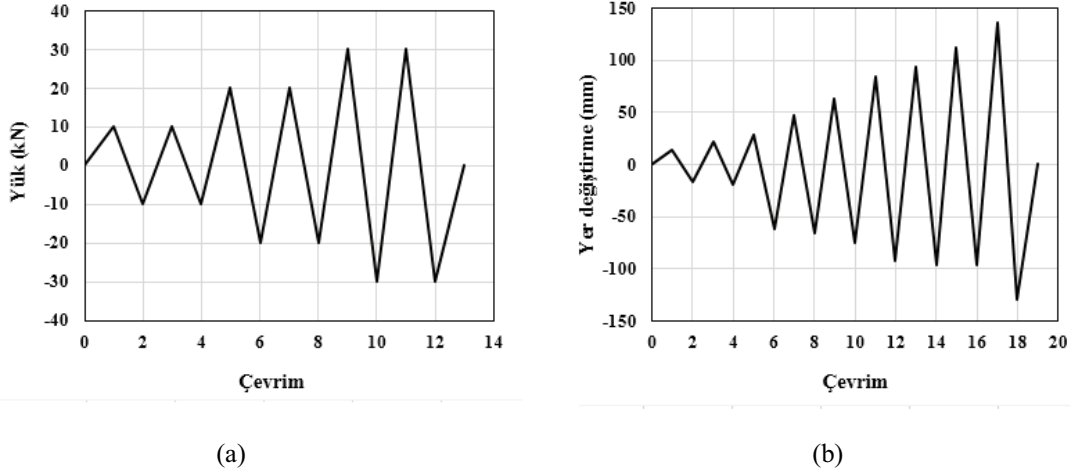




Şekil 5.2 Tepe yükü – deplasman grafiği (F1)



Şekil 5.3 F1 numunesi moment – kesit dönme grafiği



Şekil 5.4 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F1)

Referans betonarme kiriş – kolon birleşimi deney düzeneğine yerleşimi Şekil 5.1’de gösterilmiştir. Zayıf kolon – güçlü kiriş olarak tasarlanan betonarme kiriş – kolon birleşiminde(F1) hasarlar birleşim bölgesi ve kiriş uçlarında yoğunlaşmıştır. Deney, kuvvet kontrollü olarak başlamıştır. Yük çevrim grafiği Şekil 5.4 (a)’da görülmektedir. Deney elemanında akma meydana geldikten sonra deneye deplasman kontrollü olarak devam edilmiştir. Yer değiştirme çevrim grafiği Şekil 5.4 (b)’de gösterilmiştir. Birleşim elemanına +10 kN itme yükü uygulanarak deney başlatılmıştır. Yükün itme ve çekme yönünde bir gidiş gelişi ile beraber bir çevrim yapılmış olmaktadır. Deney elemanında meydana gelen çatlaklar Şekil 5.5’te gösterilmektedir.

### 1. çevrim

Herhangi bir çatlak gözlenmemiştir.

### 2. çevrim

-10 kN yük uygulanması sonucu ilk eğilme çatlakları 0 – 5 cm arasında sağ kiriş ön yüzü uç bölgesinde ve arka sol kolon – kiriş birleşim yüzünde meydana gelmiştir (aralıklar için Şekil 5.5'e bakınız).

### 3. çevrim

+20 kN itme yükü uygulanması sonucunda kolon - kiriş birleşim ön yüzünde sağ ve sol kiriş 0 cm noktasında eğilme çatlakları meydana gelmiştir. Aynı şekilde sağ ve sol kiriş arka yüzü 0 cm noktasında eğilme çatlakları oluşmuştur. -20 kN yükleme sonucunda kiriş uçlarında meydana gelen eğilme çatlakları genişlemiştir (aralıklar için Sekil 5.5'e bakınız).

### 4. çevrim

Birleşim bölgesinde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur. Ayrıca 0 cm ve 0 – 5 cm arasındaki eğilme çatlakları genişlemiştir.

### 5.çevrim

+30 kN yük uygulanması sonucu kolondan 15 cm uzaklıkta sol kirişte büyük bir eğilme çatlağı meydana gelmiştir. 0 cm'de ki eğilme çatlakları genişleyip daha belirgin hale gelmiştir. Birleşim noktasında çok sayıda diyagonal çatlaklar oluşmuştur. -25 kN yük ve 61 mm (D5 okuması) deplasmanda donatılar akmaya başlamıştır. İkinci defa -30 kN yük seviyesine giderken -24.89 kN' da 70 mm deplasman meydana gelmiştir. Akma meydana geldiği anda deney elemanında meydana gelen çatlaklar Şekil 5.5'te gösterilmektedir.



Şekil 5.5 Akma meydana geldiği anda deney elemanında oluşan hasar

Bu deney elemanında akma meydana geldikten sonra deplasman kontrollü olarak çevrimsel yüklemeler devam etmiştir.

#### **+80, -80 mm yer değiştirme**

Kirişlerin kolonla birleştiği uç noktadaki çatlaklar genişlemiştir. Betonda meydana gelen çatlaklar ve donatıların akmasıyla beraber taşıma kapasitesinde % 12 civarında yük kaybı, %25 civarında da rijitlik kaybı meydana gelmiştir. Böylece 22 kN yük seviyesinde 80 mm deplasmana ulaşılmıştır.

#### **+90, -90 mm Yer değiştirme**

Birleşim bölgesin kabuk betonunda dökülmeler başlamıştır. Eğilme çatlakları iyice genişlemiştir. 23.4 kN'da kirişlerde akma meydana gelmiş ve plastik mafsallara başlamıştır.

**+100, -100 mm Yer değiştirme**

Çatlaklar iyice genişlemiş, birleşim bölgesi hasarı artmıştır. 18 kN yükte 100 mm deplasman meydana gelmiştir. Deney elemanında %50' ye varan rijitlik kaybı meydana gelmiştir. Çevrimsel yükün artmasıyla birlikte hızlı bir rijitlik azalması oluşmuştur. 16.57 kN' da 113 mm deplasman meydana gelmiştir. Bu noktadan sonra kabuk betonu dökülüp, deney elemanı birleşim bölgesinden göçmüştür. Deney elemanındaki hasarlar Şekil 5.6 ve Şekil 5.7' de görülmektedir.



Şekil 5.6 Deney sonunda deney elemanı ön yüzünde meydana gelen hasar



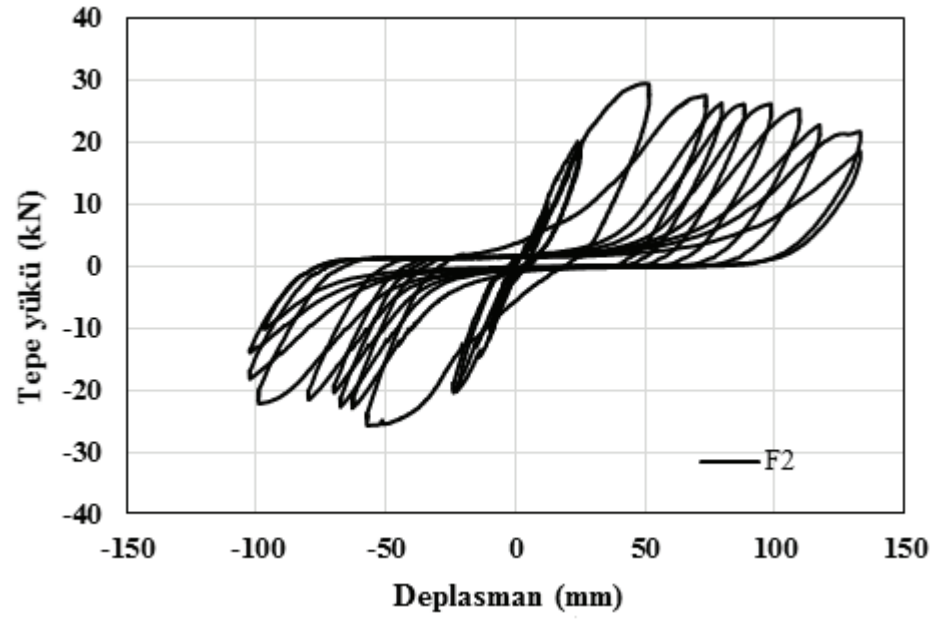
Şekil 5.7 Deney sonunda deney elemanı arka yüzünde meydana gelen hasar

## 5.2 Referans profil deney elemanı (F2)

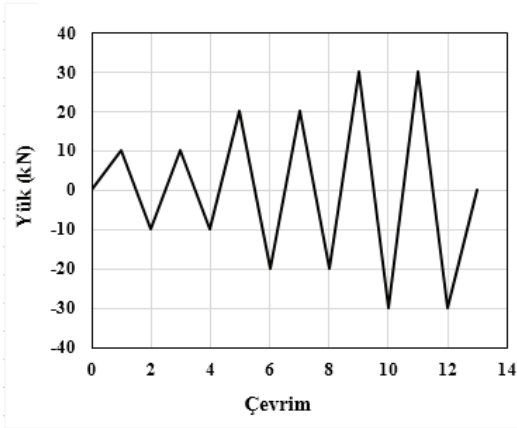
Yüklemesi Şekil 5.8'de görülen referans birleşim elemanı (F2) elemanında hasarlar kiriş uçlarında yoğunlaşmıştır. Referans profil deney elemanı (F2), betonarme kiriş ve betona çelik profil gömülü kompozit kolondan oluşmaktadır. İlk eğilme çatlakları 1.çevrim ters yüklemesinde meydana gelmiştir. 5.çevrim 25 kN yük seviyesinde kiriş elemanlarda akma meydana gelmiştir. F2 deney elemanı, F1 deney elemanı ile aynı yük seviyesinde akma meydana gelirken birleşim elemanlarının çatlak haritası ve göçme modları farklı olmuştur. Deney sonucunda elde edilen tepe yükü-deplasman grafiği Şekil 5.9'da, Yük çevrim grafiği Şekil 5.10 (a)'da, yer değiştirme çevrim grafiği Şekil 5.10 (b)'de gösterilmiştir. Deney çevrimleri ve meydana gelen hasarlar aşağıda özetlenmiştir.



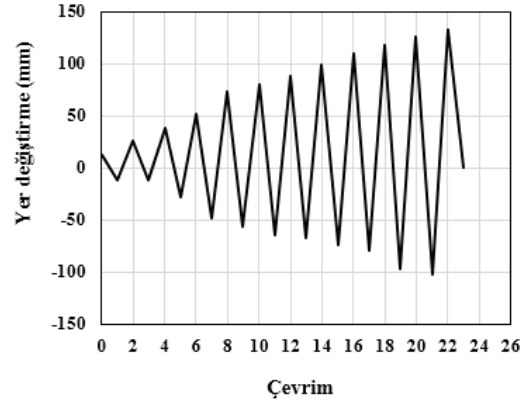
Şekil 5.8 Referans profil deney elemanı (F2)



Şekil 5.9 Tepe yükü – deplasman grafiği (F2)



(a)



(b)

Şekil 5.10 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F2)

### 1.çevrim

İlk eğilme çatlakları -10 kN yük uygulanmasıyla kiriş ön yüzünde 0-5 cm aralığında meydana gelmiştir.

### 2.çevrim

+10 kN yük ikinci kez uygulanırken ön sol kiriş kolon kesişim yerinde ve arka sağ kiriş kolon kesişim yerinde 0 cm noktasında eğilme çatlakları meydana gelmiştir. -10 kN tersinir yükleme sonucu eğilme çatlakları biraz daha belirginleşmiştir.

### 3.çevrim

+20 kN yük uygulanmasıyla eğilme çatlakları aşağı doğru inmeye başlamıştır. Ön sağ kiriş uç noktasının altında çatlak oluşmaya başlamıştır. Ön sol kirişte kolondan 17.5 cm uzaklıkta eğilme çatlakları meydana gelmiştir. Arka tarafta kolon kiriş kesişimi 0 cm noktasında, sol kirişte kolondan 17.5 cm uzaklıkta eğilme çatlakları oluşmuştur.



#### 4.çevrim

Ön sol kiriş altında kolondan 18 cm uzaklıkta geniş eğilme çatlakları oluşmuştur. -20 kN yük uygulanmasıyla sağ kiriş ön yüzünde 0-5 cm arasındaki ve 19 cm mesafedeki eğilme çatlakları belirginleşmiştir. Sol kiriş ön yüzünde kolondan 23 cm uzaklıkta eğilme çatlakları, birleşim bölgesi arka yüzünde sol alt ve sağ üst köşesinde ilk diyagonal çatlaklar meydana gelmiştir. Kolon içinde çelik profil bulunması ve 200 kN aksenal yük altında bulunması nedeniyle çatlaklar sınırlanmış ve herhangi bir çatlak görülmemiştir. Bu çevrime kadar deney elemanında önemli bir güç ve rijitlik kaybı meydana gelmemiştir.

#### 5. çevrim

+30 kN yük uygulanırken kolon – kiriş kesişim 0 cm noktalarındaki eğilme çatlakları genişlemeye başlamıştır. 25 kN yük seviyesinde kirişlerde akma meydana gelmiştir. Kolon arka yüzünde ve birleşim noktasında diyagonal çatlaklar oluşmuştur. Akma meydana geldiği anda deney elemanında meydana gelen hasar Şekil 5.11’de görülmektedir.

#### 6. çevrim

Kolon-kiriş kesişim noktasındaki çatlaklar genişlemeye başlamıştır. 27 kN yük seviyesinde 65 mm deplasman meydana gelmiştir.

Donatılarda akma meydana gelerek kiriş uçlarında plastik mafsallara başlamıştır. Sistem moment taşımaya devam ederken kirişte dönmeler meydana gelmiştir. Donatılarda akma meydana geldikten sonra deney deplasman kontrollü olarak devam ettirilmiştir.

#### +70, -70 mm Yer değiştirme

Kolon – kiriş kesişim bölgesindeki çatlaklar iyice belirginleşmiştir. Birleşim bölgesi arka tarafında diyagonal çatlaklar artmıştır. Arka kolon yüzünde derin bir çatlak oluşmuştur.

**+80, -80 mm Yer değiştirme**

Çatlaklarda genişleme devam ederken kirişlerin taşıdığı moment sabit devam etmiştir. Betonda meydana gelen çatlaklar ve kiriş donatılarının akmasıyla birlikte kolon aksenal yük taşıma kapasitesinde %10 azalma meydana gelmiştir.

**+100, -100 mm Yer değiştirme**

Çatlaklar iyice açılmıştır. Kirişlerde plastik mafsallık meydana gelmiştir. Birleşim bölgesi arka yüzünde kabuk betonu dökülmeye başlamıştır. Deney sonrası deney elemanında meydana gelen hasarlar Şekil 5.12 ve Şekil 5.13'te görülmektedir.



Şekil 5.11: Akma anında deney elemanında meydana gelen hasar (F2)



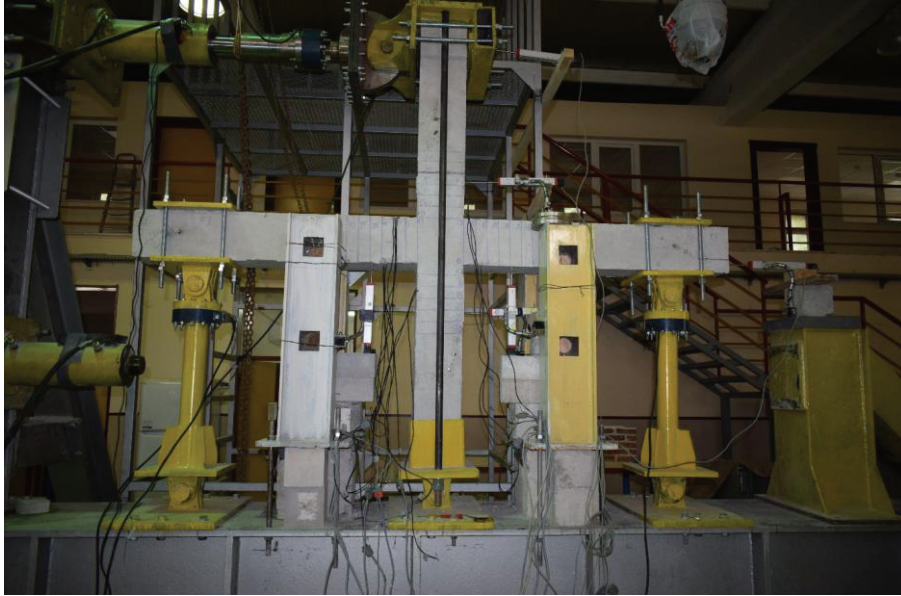
Şekil 5.12 Deney sonrası birleşim bölgesi hasar durumu (ön yüz) (F2)



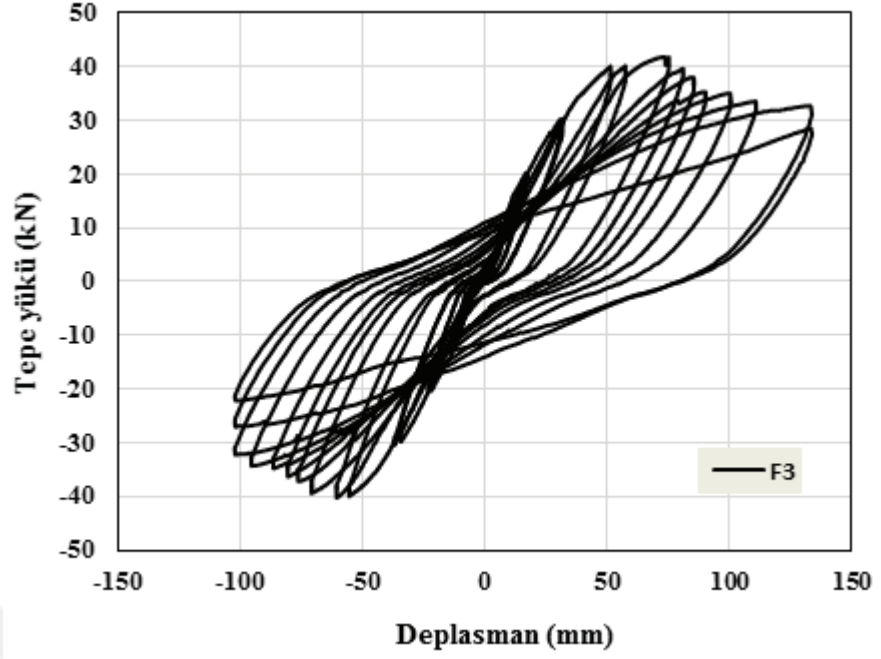
Şekil 5.13 Deney sonrası birleşim bölgesi hasar durumu (arka yüz) (F2)

### 5.3 Kompozit kolon – betonarme kiriş deney elemanı (F3)

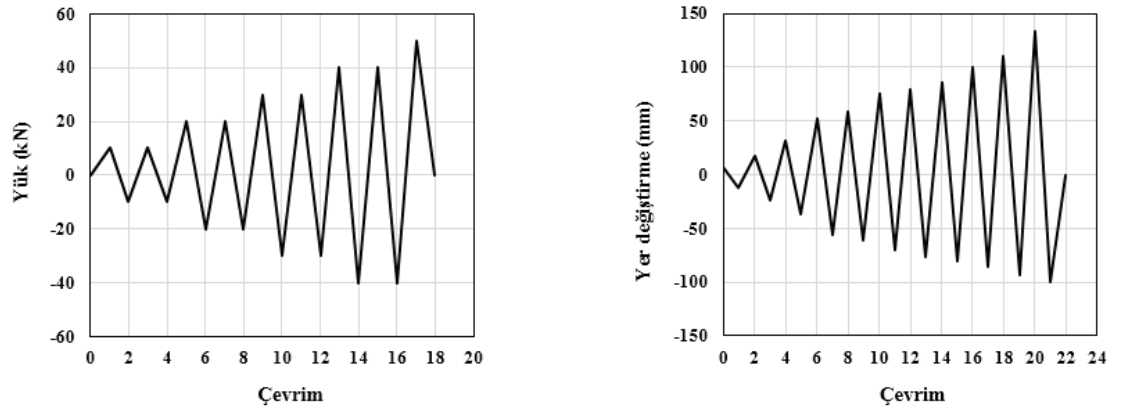
Yüklemesi Şekil 5.14' te görülen F3 deney elemanı kompozit kolon ve kiriş içlerine etriye sıkılaştırma bölgesi boyunca kısmi olarak yerleştirilen betonarme kirişlerden meydana gelmektedir. İlk eğilme çatlakları 2.çevrimde kiriş arka yüzünde meydana gelmiştir. Deney elemanı 7.çevrim -40 kN ters yüklemesine kadar elastik bölgede kalmıştır. Bu çevrimde -40 kN yük seviyesinde kiriş donatılarında akma meydana gelmiştir. Yük çevrim grafiği Şekil 5.16 (a)'da görülmektedir. Deney elemanında akma meydana geldikten sonra deneye deplasman kontrollü olarak devam edilmiştir. Yer değiştirme çevrim grafiği Şekil 5.16 (b)'de gösterilmiştir. Birleşim elemanına +10 kN itme yükü uygulanarak deney başlatılmıştır. Deney sonucunda elde edilen tepe yükü-deplasman grafiği Şekil 5.15'te gösterilmiştir. Deney sonucu gözlemlenen çatlak gelişimleri aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 5.14 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşimi (F3)



Şekil 5.15 Tepe yükü – deplasman grafiği (F3)



Şekil 5.16 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F3)

## 2.çevrim

İlk eğilme çatlakları kolon –sol kiriş kesişimi 0 noktası ön yüzünde ve sol kiriş arka yüzü 0 - 5 cm arasında meydana gelmiştir. Aynı şekilde sağ kiriş ön ve arka yüzünde 0 – 5 cm arası mesafede eğilme çatlakları gözlenmiştir.

## 3.çevrim

Sol kiriş kesişim ön yüzünde 0 noktasında eğilme çatlakları derinleşmiştir. Birleşim bölgesi arka yüzde diyagonal çatlak oluşmuştur. Sağ ve sol kiriş arka yüzlerinde kolondan 22 cm uzaklıkta eğilme çatlakları meydana gelmiştir.

#### 4.çevrim

Sağ kiriş üst arka yüzde 0 cm, 9 cm ve 22 cm mesafelerde eğilme çatlakları meydana gelmiştir. Sağ kiriş ön yüzünde 2,5 cm ve 22 cm mesafelerde eğilme çatlakları gözlenmiştir. Sağ kiriş arka yüzünde 15 cm ve 22 cm mesafelerde eğilme çatlakları meydana gelmiştir. Sol kiriş 0 noktasındaki çatlak kiriş alt noktasına kadar ilerlemiştir. Kolonda herhangi bir çatlak gözlenmemiştir.

#### 5.çevrim

Sağ kiriş yüzünde 40 cm'de yeni bir çatlak meydana gelmiştir. Birleşim bölgesi ön yüzde diyagonal çatlak belirginleşmiştir. Bu çevrimde maksimum 30 kN yük uygulanıp, 32 mm deplasman yapmıştır.

#### 6.çevrim

Kolon kiriş kesişim noktası 0 cm'de çatlak arttı. Sağ kiriş 40 cm mesafede çatlak arttı. Birleşim bölgesindeki diyagonal çatlaklar derinleşti. +40 kN yük altında 46,8 mm deplasman, -40 kN yük altında ise 52 mm deplasman meydana gelmiştir.

#### 7.çevrim

Diyagonal çatlaklar genişlemiştir. Kolon arka yüzü alt kısımda 18 cm mesafede ilk eğilme çatlakları meydana gelmiştir. Sağ ve sol kiriş üst yüzde 12.5 cm mesafede ilk eğilme çatlakları oluşmuştur. Deney elemanı rijitliği %9.7 azalıp, -40 kN yük altında 57.6 mm deplasman yapmıştır. Akma meydana geldikten sonra deney elemanlarında meydana gelen hasarlar Şekil 5.17 ve Şekil 5.18'de görülmektedir.

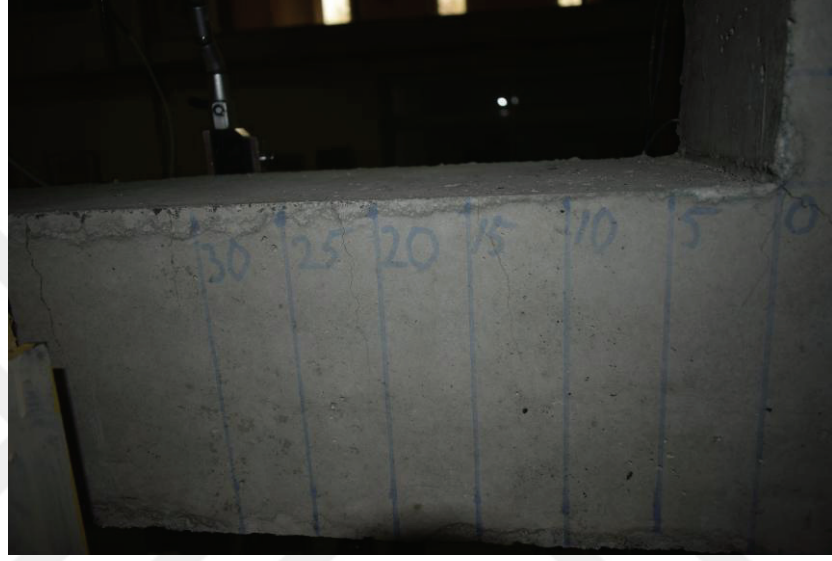
Donatılarda akma meydana geldikten sonra deney deplasman kontrollü olarak devam ettirilmiştir.

#### **+80 mm, -80 mm Yer değiştirme**

Kirişte profilin bittiği yerde (40 cm mesafede) büyük bir çatlak oluşmuştur. Kabuk betonunda dökülmeler oluşmuştur. 80 mm deplasmana 35 kN yükte ulaşılmıştır.

### +100 mm, -100mm Yer değiştirme

Kiriş profil bitimindeki kiriş göçme hasarı iyice büyümüştür. Kabuk betonu dökülüp donatılar dış yüzeye çıkmıştır. Bu yer değiştirme seviyesinde 32 kN yük ölçülmüştür. İtme yönünde yük kaybı %16.6, çekme yönünde ise %15.77 olmuştur. Deney sonrası birleşim elemanında meydana gelen hasarlar Şekil 5.19 ve Şekil 20’de görülmektedir.



Şekil 5.17 Kiriş elemanında meydana gelen hasarlar (F3)



Şekil 5.18 Birleşim bölgesinde meydana gelen hasarlar (F3)



Şekil 5.19 Sol kirişte meydana gelen hasar (üstten görünüş) (F3)



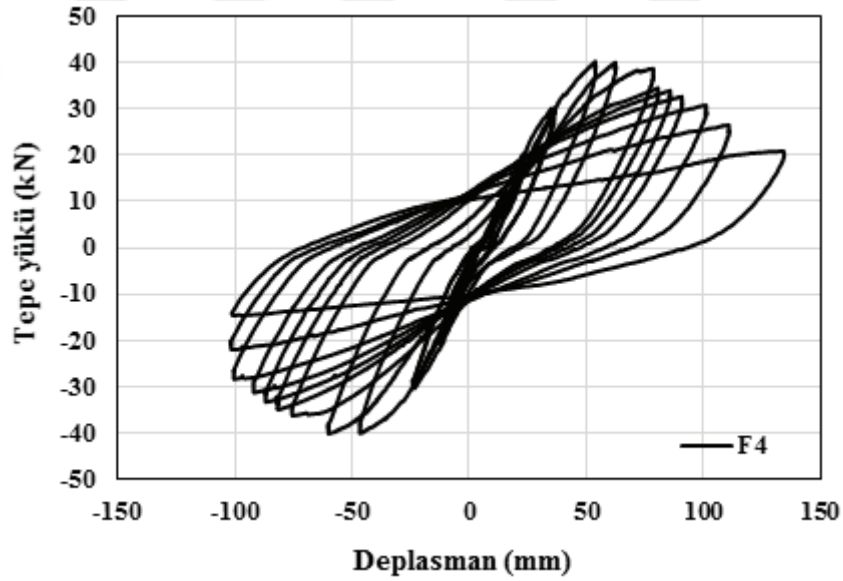
Şekil 5.20 Deney sonrası birleşim elemanında hasar durumu (F3)



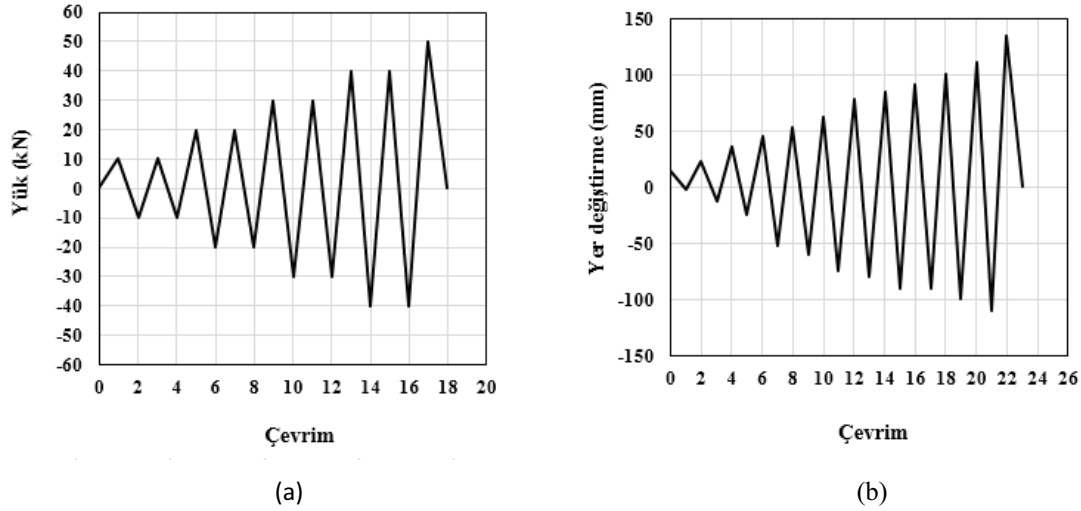
#### 5.4 Kompozit kolon –betonarme kiriş deney elemanı (F4)

F4 deney elemanında çelik profil kolon boyunca yükün uygulama noktasına göre güçlü eksen yönünde yerleştirilmiştir. Birleşim bölgesinde her iki yönde kiriş içlerine etriye sıklaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda çelik profil yük uygulama yönüne göre güçlü eksen yönünde kolondan gelen profile kaynatılmıştır. Deney sonucunda elde edilen tepe yükü-deplasman grafiği Şekil 5.21’de gösterilmiştir. Yük çevrim grafiği Şekil 5.22 (a)’da görülmektedir. Deney elemanında akma meydana geldikten sonra deneye deplasman kontrollü olarak devam edilmiştir. Yer değiştirme çevrim grafiği Şekil 5.22 (b)’de gösterilmiştir. Birleşim elemanına +10 kN itme yükü uygulanarak deney başlatılmıştır. Deney sonucu gözlemlenen çatlak gelişimleri aşağıda özetlenmiştir.

Kolon ve kirişlerde çelik profil bulunan bölgelerde önemli bir hasar meydana gelmezken göçme kiriş içindeki çelik profil bitiş noktalarında meydana gelmiştir.



Şekil 5.21 Tepe yükü – deplasman grafiği (F4)



Şekil 5.22 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F4)

### 1.çevrim

-10 kN yük uygulanmasıyla ilk eğilme çatlakları kiriş sol arka yüzünde kolondan 1 cm uzaklıkta oluşmuştur.

### 2.çevrim

+10 kN yük uygulanmasıyla sağ ve sol kiriş ön kısmında 5 cm boyunda küçük bir eğilme çatlakları oluşmuştur.

### 3.çevrim

+20 kN yük altında sol kiriş ön yüzünde 18 cm mesafede eğilme çatlakları meydana gelmiştir. -20 kN ters yükte kolondan 1 cm mesafede sağ kiriş ön yüzünde meydana gelen eğilme çatlakları iyice artmıştır. Sağ kiriş ön yüzünde 17 cm ve 30.5 cm mesafede bir eğilme çatlakları oluşmuştur. Kiriş alt kısmında herhangi bir çatlak gözlenmemiştir. Kiriş içine yerleştirilen profilin bitiş noktası (30.5 cm)mesafede ilk eğilme çatlakları bu döngüde meydana gelmiştir. Birleşim noktası arka yüzünde ilk diyagonal çatlak oluşumu gözlenmiştir. Sağ kiriş arka alt kısmında 2.5 cm mesafede ilk eğilme çatlakları meydana gelmiştir.

#### 4.çevrim

Birleşim noktası ön yüzünde çok küçük düşey çatlak meydana gelmiştir. Birleşim bölgesi arka yüzdeki diyagonal çatlak net olarak gözükmeye başlamıştır. Sağ kiriş ön yüzdeki 2 cm, 17 cm ve 30.5 cm mesafedeki eğilme çatlakları biraz daha aşağı inmiştir.

#### 5.çevrim

Bu çevrimde tersinir olarak 30 kN' a kadar yük uygulanmıştır. Maksimum yükte 26.8 mm deplasman meydana gelmiştir. Kiriş yüzünde oluşan 2 cm, 17 cm ve 30.5 cm mesafedeki eğilme çatlakları iyice artmıştır. Sağ kiriş altındaki çatlak belirginleşmiştir. Kolondan 40 cm uzaklıkta kiriş yüzünde komple kiriş altı boyunca eğilme çatlağı oluşmuştur. Birleşim bölgesindeki diyagonal çatlağın sağ üstten orta bölgeye kadar geliştiği gözlenmiştir. -30 kN yüke ulaştığında 22.10 mm deplasman ölçülmüştür.

#### 6.çevrim

Tekrarlı yükler neticesinde meydana gelen çatlaklarla birlikte, donatı ve çelik elemanlarda oluşan yorulma nedeniyle deney elemanında rijitlik azalması gözlenmiştir. İkinci kez +30 kN yük uygulanmasıyla tepe noktasında 27.85 mm, -30 kN yükte 22.8 mm deplasman meydana gelmiştir.

#### 7.çevrim

0 cm, 17 cm ve 40 cm mesafelerde kirişlerde oluşan eğilme çatlakları daha da belirginleşmiştir. Kolonda herhangi bir çatlak gözlenmemiştir. +40 kN yükte 44.37 mm deplasman oluşmuştur.

#### 8.çevrim

Kolondan 40 cm uzaklıkta, kiriş içindeki profil bitişinde büyük bir çatlak meydana gelmiştir. Bu çevrimde deney elemanında %24 oranında rijitlik düşüşü meydana gelmiştir. +40 kN yükte 52.8 mm, -40 kN yükte 61.64 mm deplasmanlar oluşmuştur. Birleşim bölgesi ön yüzünde diyagonal çatlaklar iyice belirginleşmiştir. Kolon ön yüzü alt kısmında 10 cm ve 28 cm mesafelerde, arka yüzde alt kısımda 10 cm ve 25 cm mesafelerde ilk çatlaklar gözlemlenmiştir.

## 9.çevrim

Kiriş içinde profil bitişindeki çatlaklar iyice artıp kiriş altlarına doğru yayılım göstermiştir. 38 kN yük altında kirişlerde akma meydana gelmiştir. Akma anında deney elemanında meydana gelen hasar Şekil 5.23'te gösterilmiştir.

Çatlakların büyümesiyle betonun taşıma kapasitesinin önemli bir kısmını kaybetmesi ve kiriş donatılarında akma meydana gelmesi nedeniyle deney elemanında önemli bir rijitlik azalması meydana gelmiştir. Bu çevrimde maksimum yük altında 78.4 mm deplasman ölçülmüştür. Deney sonrası hasar durumu Şekil 5.24'te görülmektedir.

Donatılarda akma meydana geldikten sonra deney deplasman kontrollü olarak devam ettirilmiştir. Rijitliği azalan deney elemanı daha az yük altında daha büyük deplasmanlar yapmaya başlamıştır.

### **+80, -80 mm Yer değiştirme**

Kolondan 40 cm uzaklıkta, her iki yönde kiriş içinde meydana gelen eğilme çatlaklarının iyice arttığı gözlenmiştir. Deney elemanı taşıma gücünde düşüş meydana gelerek 80 mm deplasmana 33.3 kN yükte ulaşmıştır. Taşıma gücünde %16.75 düşüş meydana gelmiştir.

### **+90, -90 mm Yer değiştirme**

Kiriş içinde 40 cm mesafede oluşan çatlak iyice büyüüp yayılmıştır. Bu bölgede kiriş alt ve üst bölgesinde kabuk betonu dökülmeye başladığı gözlenmiştir.

### **+110, -110 mm Yer değiştirme**

Kirişlerin zayıf bölge başlangıcında büyük hasarlar meydana gelmiştir. Kabuk betonu dökülüp donatıların ortaya çıktığı gözlenmiştir. 110 mm deplasmana 25 kN yük altında ulaşılmıştır. Bu çevrimde deney elemanında %80 oranında rijitlik kaybı meydana gelmiştir.



Şekil 5.23 Akma anında deney elemanında meydana gelen hasar (F4)



Şekil 5.24 Deney sonrası hasar durumu (F4)

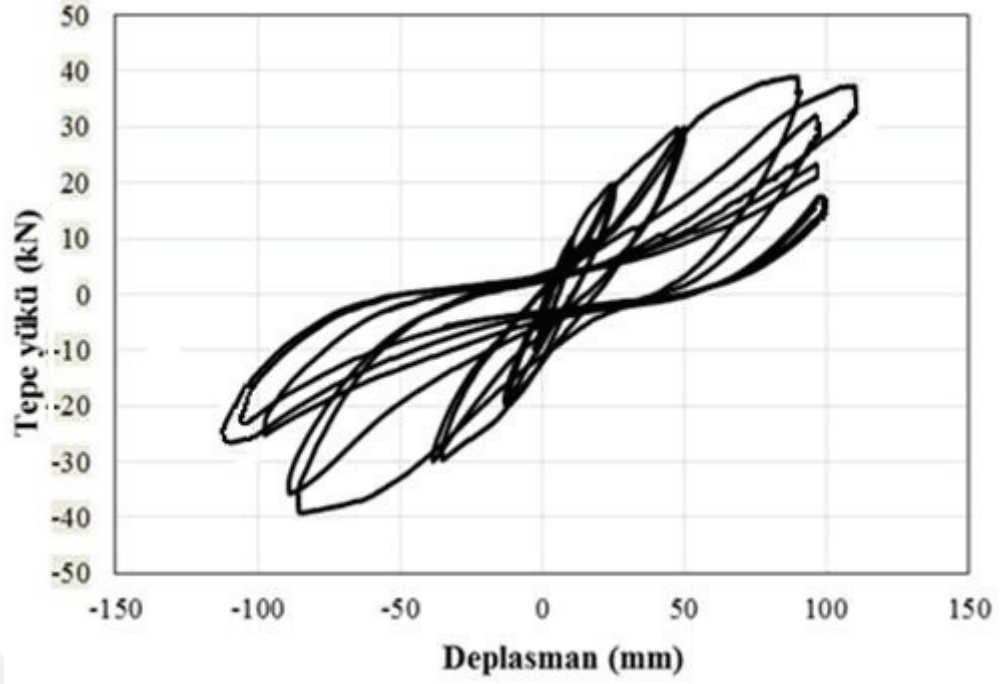
### 5.5 Kompozit kolon –betonarme kiriş deney elemanı (F5)

F5 deney elemanında çelik profil kolon boyunca yükün uygulama noktasına göre zayıf eksen yönünde yerleştirilmiştir. Birleşim bölgesinde her iki yönde kiriş içlerine etriye sıkılaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda çelik profil yük uygulama yönüne göre zayıf eksen yönünde kolondan gelen profile kaynatılmıştır. Deney elemanı (F5) yükleme platformuna yerleştirilmesi Şekil 5.25'te görülmektedir. Deney sonucunda elde edilen tepe yükü-deplasman grafiği Şekil 5.26'da gösterilmiştir. Yük çevrim grafiği Şekil 5.27 (a)'da görülmektedir. Deney elemanında akma meydana geldikten sonra deneye deplasman kontrollü olarak devam edilmiştir. Yer değiştirme çevrim grafiği Şekil 5.27 (b)'de gösterilmiştir. Birleşim elemanına +10 kN itme yükü uygulanarak deney başlatılmıştır. Deney sonucu gözlemlenen çatlak gelişimleri aşağıda özetlenmiştir.

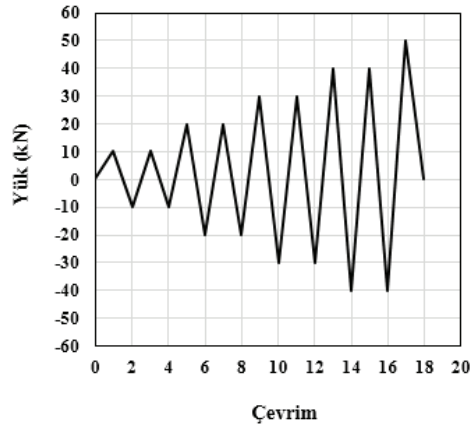
Kolon ve kirişlerde çelik profil bulunan bölgelerde önemli bir hasar meydana gelmezken göçme kiriş içindeki çelik profil bitiş noktalarında meydana gelmiştir.



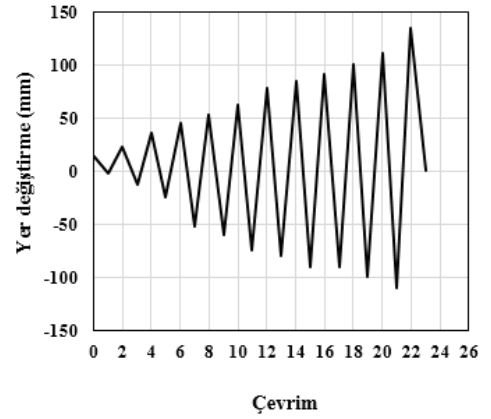
Şekil 5.25 Kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanı (F5)



Şekil 5.26 Tepe yükü – deplasman grafiği (F5)



(a)



(b)

Şekil 5.27 (a) Yük – çevrim grafiği (b) Yer değiştirme – çevrim grafiği (F5)

### 1.çevrim

-10 kN yük uygulanmasıyla ilk eğilme çatlakları kolon yüzünden 1 cm, 7cm ve 22 cm uzaklıkta sol kiriş ön ve arka yüzünde gözlenmiştir.

## 2.çevrim

Kolondan 1 cm, 7 cm ve 22 cm mesafede sağ ve sol kiriş yüzünde meydana gelen küçük çatlaklar kiriş alt yüzü boyunca devam etmiştir. Kolonda herhangi bir çatlak gözlenmemiştir.

## 3.çevrim

Sağ kiriş ön yüzünde kolondan 7 cm uzaklıkta meydana gelen eğilme çatlağı derinleşmiştir. Birleşim bölgesi arka yüzünde diyagonal çatlak oluşmaya başlamıştır.

## 4.çevrim

Birleşim bölgesi ön yüzünde diyagonal çatlak oluşmaya başlamıştır (Şekil 5.28). Birleşim bölgesi arka yüzündeki diyagonal çatlak genişlemeye başlamıştır. Kolon – kiriş birleşimi altında arka yüzde kolonda çatlak meydana gelmiştir.

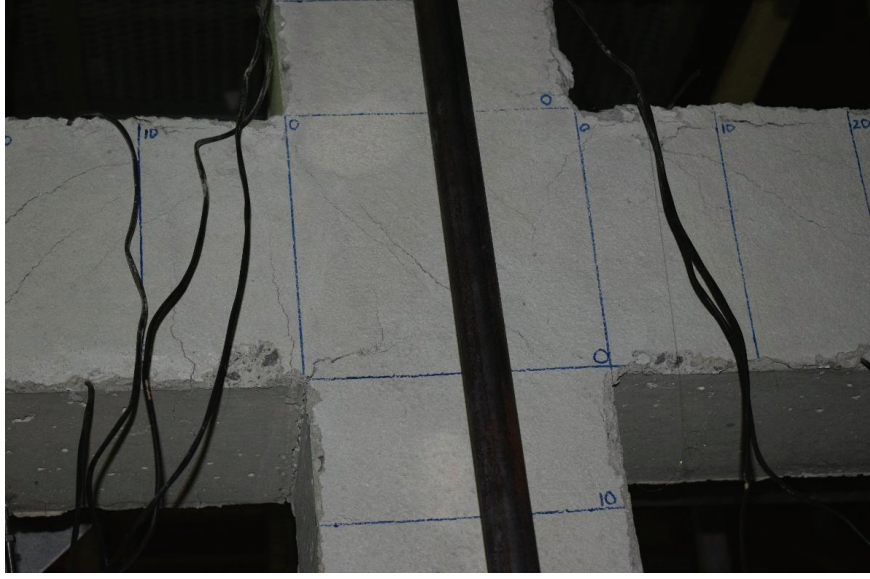
## 5.çevrim

+30 kN itme yükü uygulanmaya başlanmıştır. 7 cm ve 22 cm mesafede kiriş alt yüzündeki çatlaklar genişlemeye başlamıştır.

## 7.çevrim

Kirişteki eğilme çatlakları iyice genişlemiştir. Kolon kiriş birleşim yeri üst kısımda kabuk betonda dökülmeler oluşmaya başlamıştır. Birleşim bölgesi ön ve arka yüzünde diyagonal çatlaklar iyice belirginleşip artmıştır. Sol kiriş ön yüzünde kesme ve eğilme çatlakları belirginleşmiştir.

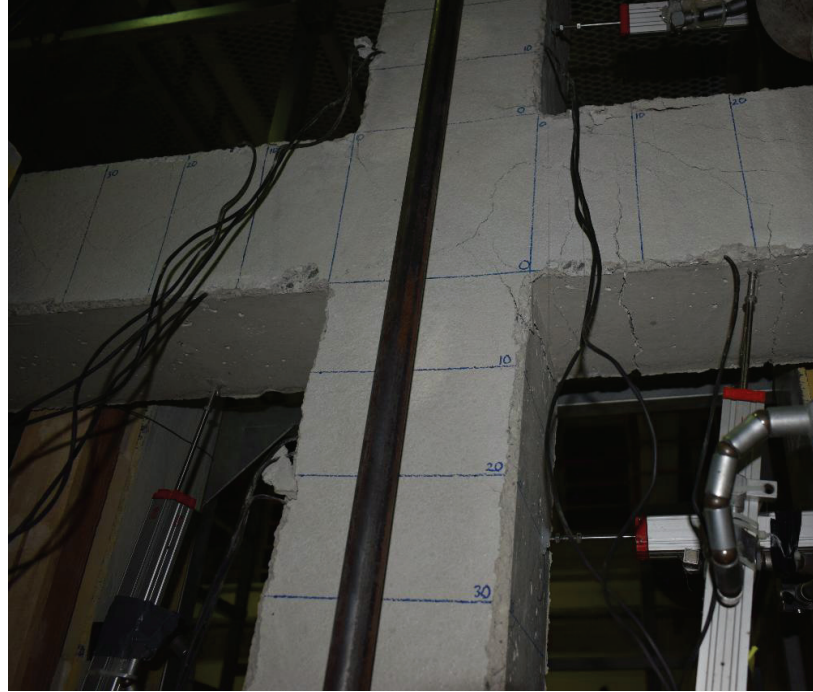




Şekil 5.28 Kiriş ön yüzünde birleşim bölgesinde meydana gelen çatlaklar (F5)

## 8. çevrim

Kirişte meydana gelen eğilme çatlakları iyice derinleşmiştir. Kiriş kabuk betonunda büyük hasar meydana gelmiştir (Şekil 5.29). Deney sonunda meydana gelen hasar genel görüntüsü Şekil 5.30’da gösterilmiştir.



Şekil 5.29 Deney elemanında meydana gelen hasar (F5)



Şekil 5.30 Deney sonunda birleşim elemanında meydana gelen hasar (F5)

## 6. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

### 6.1 Giriş

Bu bölümde kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanlarının deney sonuçları, yük – deplasman, histeritik eğrisi, rijitlik, süneklik, dayanım kaybı ve enerji sönümlenme bakımından değerlendirilerek karşılaştırma yapılmıştır.

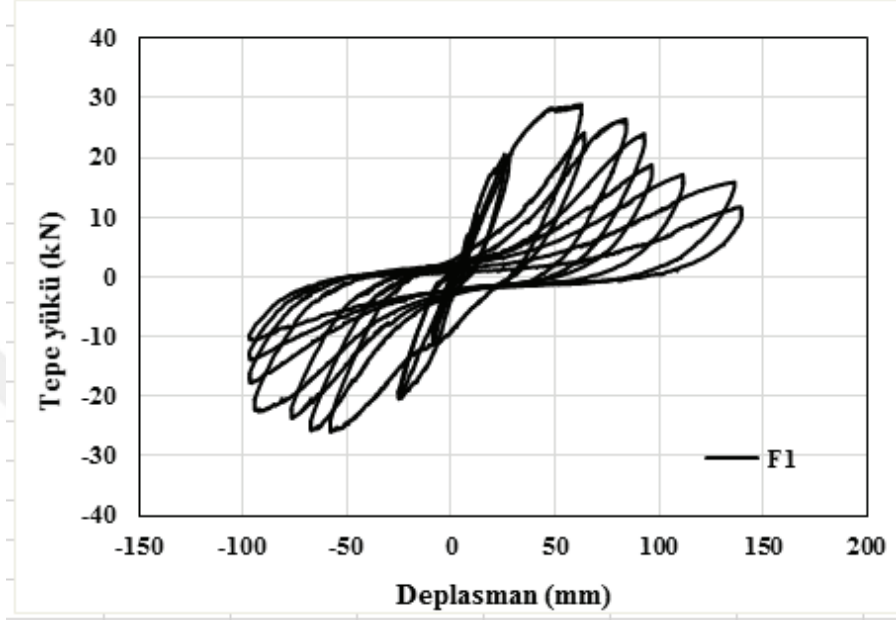
### 6.2 Yük (P) – deplasman ( $\Delta$ ) çevrimsel eğrisi

Numunelerin P –  $\Delta$  zarf eğrileri, her yükleme artışının çevrimsel eğriler üzerindeki tepe noktası birleştirilerek elde edilmiştir. Tüm örnekler için P -  $\Delta$  zarf eğrileri, Şekil 6.1'de gösterilmiştir. Tablo 6.1 farklı zamanlarda kaydedilmiş yük ve deplasmanları göstermektedir. İlk çatlağın meydana geldiği yer  $P_{cr}$  ve  $\Delta_{cr}$  değerleri, akma anında  $P_y$  ve  $\Delta_y$ , kopma anındaki yük  $P_u = 0.85 P_{max}$  ve ona karşılık gelen deplasman  $\Delta_u = 0.85 \Delta_{max}$  değerleri Tablo 6.1'de verilmiştir. Rijitliği azalan numune daha az yük altında daha büyük deplasman yapar. Tablo 6.1'de, pozitif (+) ve negatif (-), sırasıyla pozitif ve negatif moment altında yük ve yer değiştirmeyi temsil etmektedir.

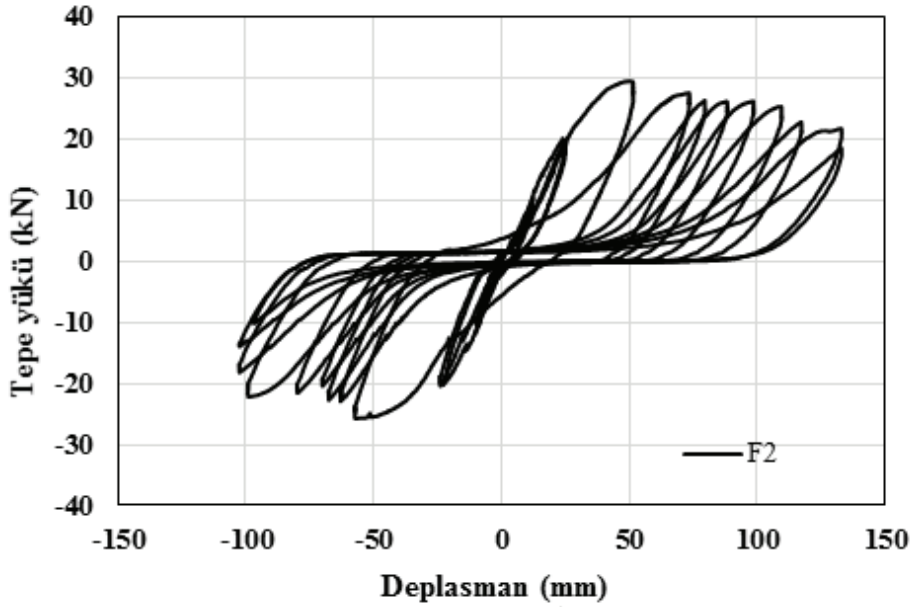
Şekil 6.1'de görüldüğü gibi, F3, F4, F5 deney elemanlarının P- $\Delta$  zarf eğrileri arasında belirgin bir fark yoktur. Bunun nedeni, bu numunelerin çok güçlü kolona sahip olmaları ve eksenel yük altındaki kolonlarda çatlakların sınırlanmasıyla ilk hasar kirişlerde meydana gelmiştir. Her döngü sonucunda kirişlerdeki hasarların büyümesiyle göçme kiriş elemanlarda meydana gelmiştir. Yani bu numunelerin kiriş hasarı tarafından domine edilmesi nedeniyle P- $\Delta$  çevrimsel eğrileri benzer olmuştur. Bu nedenle kolondaki gerilme değişikliğinin etkisi daha az önemlidir.

F1 deney elemanında akma meydana geldikten sonra histeritik eğri aşağı doğru bir yönelim yaparak yükte belirgin bir düşüş olmuştur (Şekil 6.1 a). F2 deney elemanında kirişlerde akma meydana geldikten sonra kiriş uçlarında plastik mafsallaşma oluşmuştur. Kirişlerin yükünü güçlü kolona itmesi nedeniyle F2 deney elemanında nispeten daha az yük kaybı meydana gelmiştir (Şekil 6.2 b). Sismik yükler altında iyi bir çerçeve davranışı elde etmek için güçlü kolon – zayıf kiriş birleşimleri arasında yönetmelik şartlarının belirlediği oranlara uyulması önemlidir. Güçlü kolon zayıf kiriş elemanları arasında bu oran gözetilmediği

zaman kolon eleman sistem davranışına fazla etki etmeden çerçeve elemanın zayıf kiriş bölgesinden göçme meydana gelir. Bu da çerçeve elemanın yeterli enerji sönmlememesine neden olabilir. Birleşim bölgesine kiriş içlerine profil eklenmesiyle (F3, F4, F5), çatlama yükü ( $P_{cr}$ ), akma yükü( $P_y$ ) ve rijitlik artmıştır.

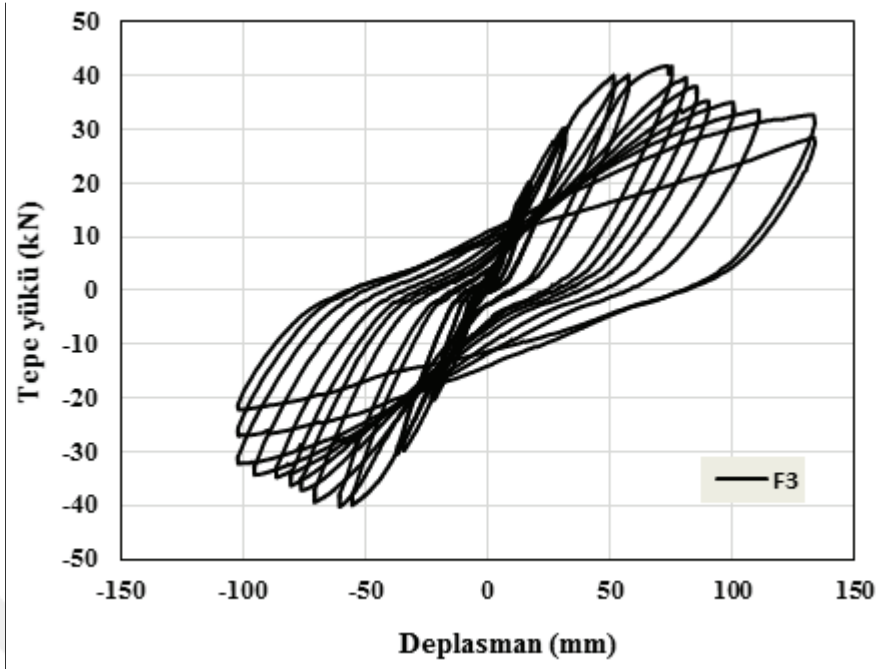


a) F1 deney elemanı histeritik eğrisi

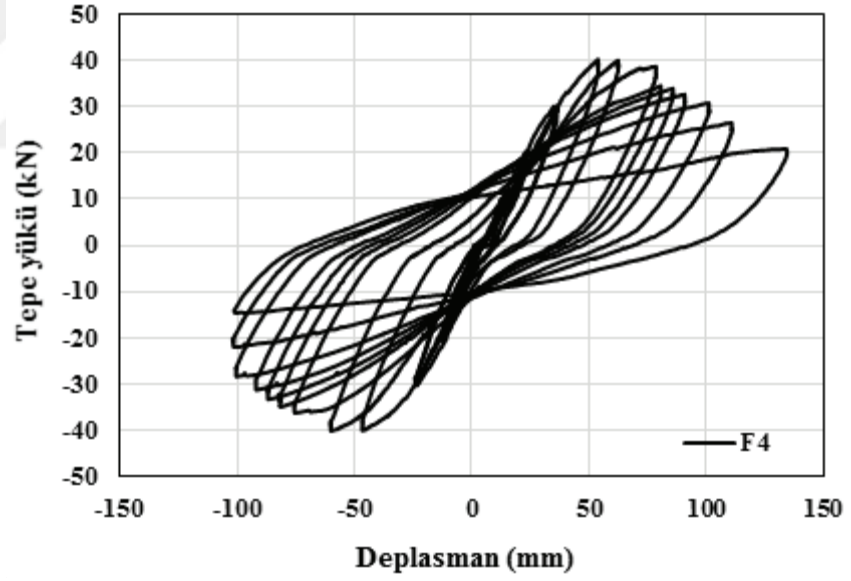


b) F2 deney elemanı histeritik eğrisi

Şekil 6.1 (a) (b) Tepe yükü – deplasman ( $P - \Delta$ ) histeritik eğrileri (Devam)

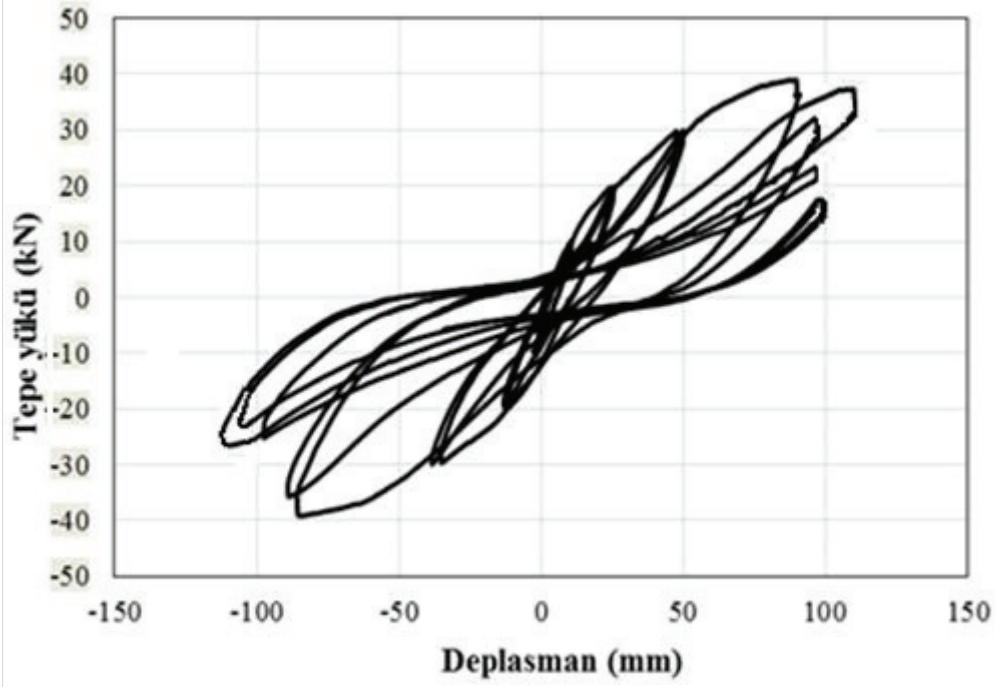


c) F3 deney elemanı histeritik eğrisi



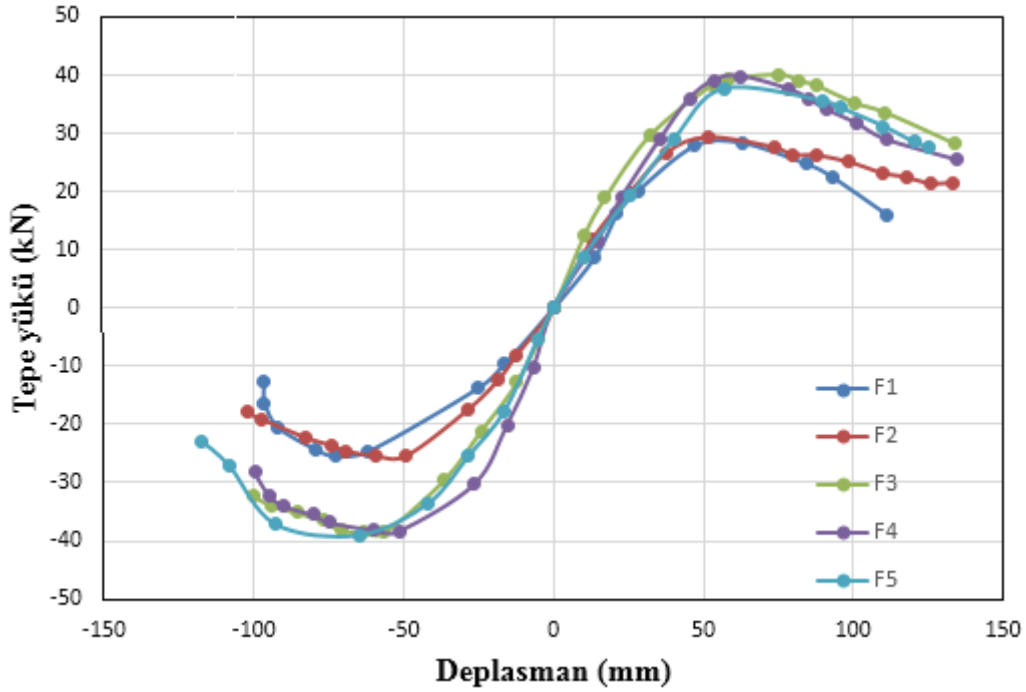
d) F4 deney elemanı histeritik eğrisi

Şekil 6.1 (c) (d) Tepe yükü – deplasman (P –  $\Delta$ ) histeritik eğrileri (Devam)



e) F5 deney elemanı histeritik eğrisi

Şekil 6.1 (a) (b) (c) (d) (e) Tepe yükü – deplasman (P –  $\Delta$ ) histeritik eğrileri (Devam)



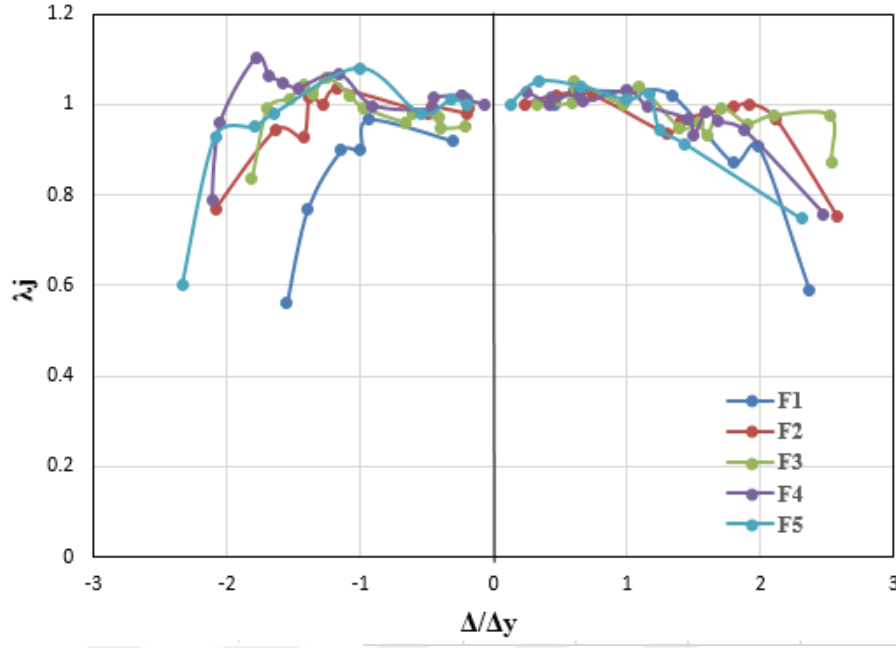
Şekil 6.2 Tüm deney elemanları tepe yükü – deplasman eğrisi

Tablo 6.1 Yük ve deplasman değerleri

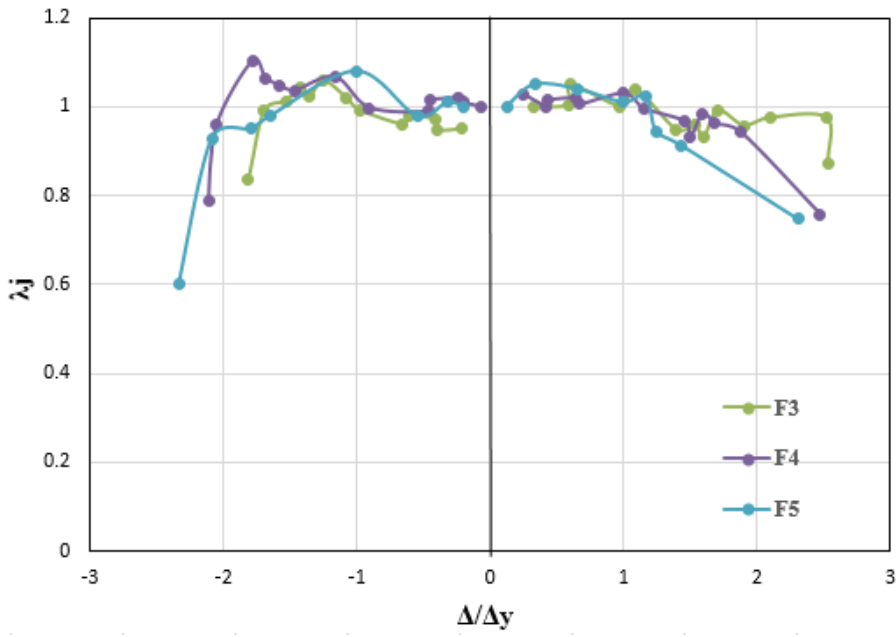
Eleman	Akma yükü				Kopma yükü				Dönme
	Py(kN)		$\Delta y$ (mm)		Pu(kN)		$\Delta u$ (mm)		$(\Delta u - \Delta y)/L$
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
F1	27.83	-24.66	46.84	-61.83	15.96	-12.7	111.41	-96.78	0.07596
F2	29.41	-25.36	51.48	-48.99	21.57	-16.95	133.05	-102.37	0.09596
F3	38.36	-38.49	52.79	-56.36	31.17	-32.18	133.88	-100.23	0.0954
F4	39.1	-38.27	53.86	-51.48	25.4	-28.26	134.48	-99.64	0.09484
F5	37.68	-39.07	54.12	-52.23	27.6	-23.1	125	117	0.08338

### 6.3 Dayanım Kaybı

Şekil 6.3 (a) (b) grafiklerinde görüldüğü gibi deplasman artışıyla birlikte birleşim elemanlarında dayanım kaybı meydana geldiği gözlenmiştir. Bir alt döngü maksimum yükünün, aynı yer değiştirme genliğinde bir üst döngü maksimum yüküne bölünmesiyle elde edilen dayanım kaybı katsayısı  $\lambda$ , bu tür dayanım kaybı verilerinin değerlendirilmesinde kullanılmaktadır. Tüm elemanların normalleştirilmiş yer değiştirme  $\Delta_j / \Delta_y$  eğrilerine karşı dayanım kaybı katsayısı  $\lambda$ , Şekil 6.3(a)'da gösterilmiştir. Betonarme birleşim elemanında deplasman artışıyla birlikte, düğüm noktasında meydana gelen hasar nedeniyle dayanım kaybında ani bir düşüş meydana gelmiştir. Çekme(-) bölgesinde %48.49, itme(+) bölgesinde %42.65 oranında dayanım kaybı meydana gelmiştir. Diğer yandan, çelik profilli birleşim elemanları için dayanım kaybı katsayısı  $\lambda$ , akma meydana geldikten sonra hafif bir rijitlik gözlemlenerek 1.0 sınırını aşmaktadır. Profilli birleşim elemanları için, maksimum kuvvet ( $P_{max}$ ) değerine ulaşıldıktan sonra,  $\lambda_j$  değerleri genellikle  $\Delta/\Delta_y$  2'ye ulaşana kadar 0.85 ile 1 aralığında kalmıştır. Daha sonra kirişlerde profil bitiminde meydana gelen göçme hasarı nedeniyle Şekil 6.3 (b)' de görüldüğü gibi dayanım önemli bir şekilde azalmıştır.



(a)



(b)

Şekil 6.3 (a) (b) Dayanım kaybı görelî ötelenme ilişkisi

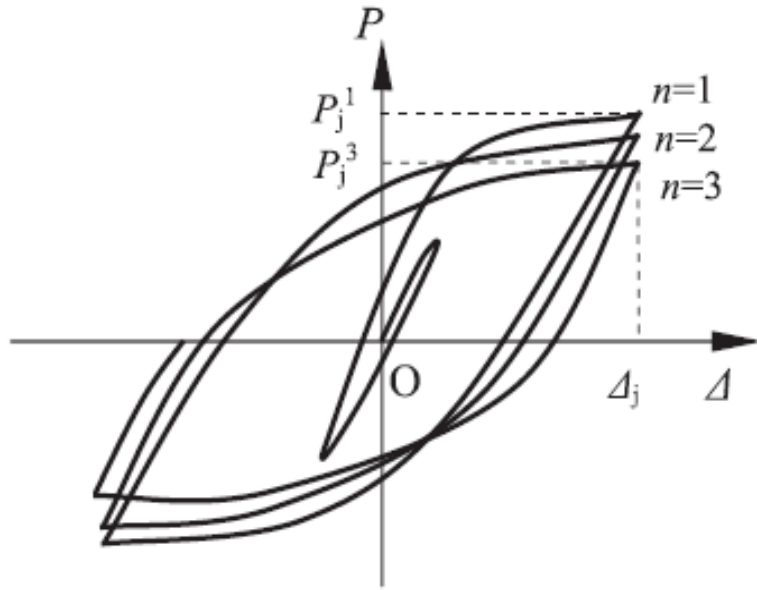


### 6.4 Rijitlik kaybı

Deney sırasında deplasman artışı ve dayanım kaybıyla birlikte birleşim bölgesi rijitlikleri azalmıştır. Bu nedenle rijitlik katsayısı ( $K_j$ ) indeksi, elemanların rijitlik kaybını göstermek için JGJ 101-96'ya referansla tanımlanmıştır.  $K_j$ , Şekil 6.4'te gösterildiği gibi şöyle ifade edilir:

$$K_j = \frac{\sum_{i=1}^k P_j^i}{\sum_{i=1}^k u_j^i} \quad (6.1)$$

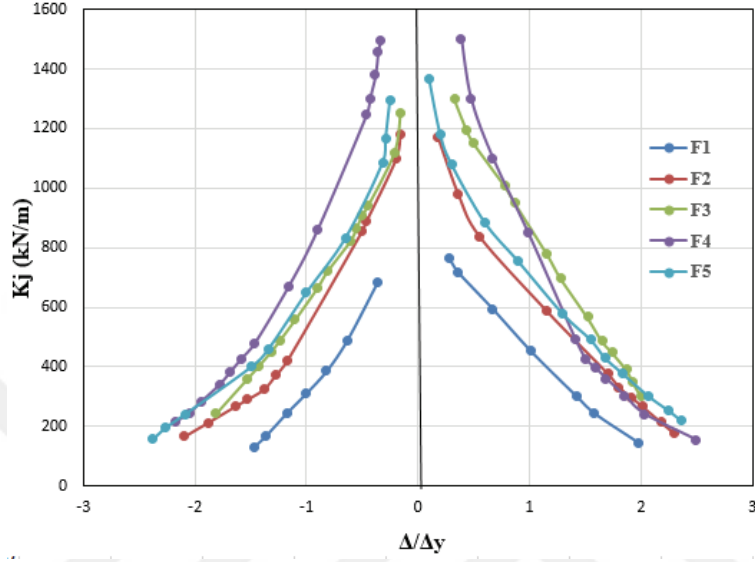
$P_j^i$  ve  $u_j^i$  i.ci döngü altında görelî yer değiştirme ( $\Delta/\Delta_y$ )'ye göre maksimum yük ve yer değiştirmeyi temsil etmektedir.  $K_j$  parametresi, iki faktörden dolayı rijitlik azalması gösterebilir. Yer değiştirmenin artmasıyla birlikte rijitlik azalır ve aynı yer değiştirme altında tekrarlanan yüklerle beraber rijitlik kaybı meydana gelir.



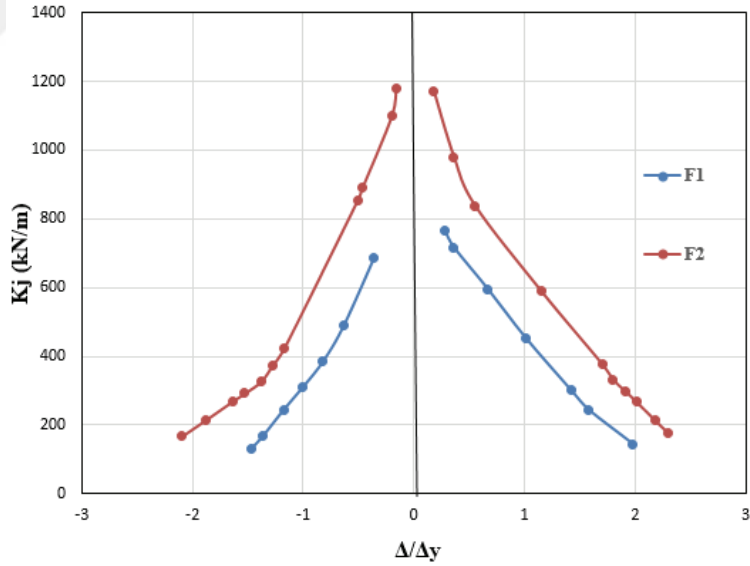
Şekil 6.4 Rijitlik katsayısı ( $K_j$ ) belirlenmesi

Şekil 6.5 (a) ve (b), deney elemanlarının rijitlik kaybını ( $K_j$ ) ve görelî yer değiştirme ( $\Delta/\Delta_y$ ) ilişkilerini göstermektedir. Betonun çatlaması ve ezilmesi ile tekrarlı yük altında donatı ve çelikte akma meydana gelmesi nedeniyle deney elemanlarında rijitlik kaybı olduğunu göstermektedir. Benzer tasarıma sahip deney elemanlarının  $K_j - \Delta/\Delta_y$  bağıntısı birbirleriyle hemen hemen aynıdır. Sadece kolon elemanda profil bulunan (F2) deney elemanının rijitliği betonarme birleşim

elemanına (F1) göre daha büyük olmuştur (Şekil 6.5 b). Çelik profilin kolon ve kiriş eleman içine güçlü eksen yönüne göre yerleştirildiği F4 deney elemanı en rijit eleman olmuştur (Şekil 6.5 a). Deplasman artışıyla birlikte F4 deney elemanı itme bölgesinde  $\Delta/\Delta_y$ 'nin 1.4 olduğu anda diğer elemanlara göre daha ani bir rijitlik azalması meydana gelmiştir.



(a)



(b)

Şekil 6.5 (a) (b) Rijitlik – yer değiştirme grafiği

## 6.5 Süneklik

Yerdeğiştirme sünekliği, bir yapının veya elemanın dayanımında önemli güç kaybı meydana gelmeden yapabildiği en büyük şekil değiştirmenin, başlangıç akma şekil değiştirmesine oranı olarak bilinir. Süneklik, bir yapının sismik performansını değerlendirmede en önemli parametrelerden biridir. Yer değiştirme süneklik katsayısı kopma noktasındaki deplasmanın  $\Delta_u$ , akma noktasındaki deplasmana  $\Delta_y$ 'ye bölünmesiyle hesaplanabilir. Bütün numunelerin süneklik katsayısı Tablo 6.2'de gösterilmektedir.

Bir numunenin yerdeğiştirme süneklik katsayısı  $\mu = \Delta_u / \Delta_y$  olarak tanımlanabilir. Burada  $\Delta_y$  akma anındaki yerdeğiştirme ve  $\Delta_u$  maksimum yükün ( $P_{max}$ ) %85'ine düştüğünde meydana gelen yer değiştirmedir. Tablo 6.1, akma deplasmanının ( $\Delta_y$ ) ve kopma anındaki deplasmanın ( $\Delta_u$ ) ölçülen sonuçlarını göstermektedir. Pozitif moment ve negatif moment altındaki tüm numunelerin süneklik katsayısı ( $\mu$ ) değerleri Tablo 6.2'de gösterilmiş olup, bunlar ortalama değerlerdir.

Tablo 6.2'den betonarme eleman (F1) 1.97 ortalama katsayısıyla en az süneklik değerine sahipken, betonarme kiriş – kompozit kolondan oluşan birleşim elemanı (F2) 2.33 ortalama değeriyle en yüksek süneklik değerine sahiptir. Kiriş içlerine sıkılaştırma bölgesi boyunca kısmi olarak çelik profil eklenen F3, F4, F5 deney elemanları F1'e göre daha sünek bir davranış sergilemişlerdir. Bu üç deney elemanı (F3, F4, F5) birbirlerine yakın süneklik davranışı sergilemişlerdir ve ortalama süneklik değerleri 2.14 ile 2.21 arasında olmuştur. Kiriş içlerine kısmi çelik profil eklenmesiyle süneklik katsayısı yaklaşık %7 oranında azalmıştır.

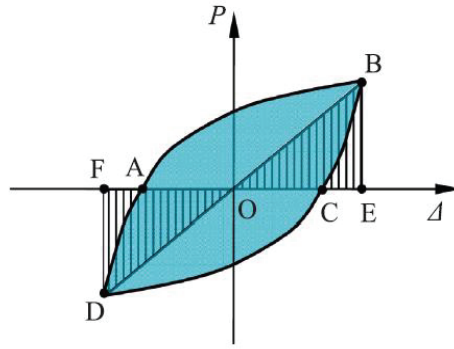
Tablo 6.2 Süneklik katsayısı ve enerji tüketim değerleri

Eleman	$\mu(+)$	$\mu(-)$	$\mu_{ort}$	$E_d$	$h_e$	$E_{toplam}$
F1	2.37	1.56	1.97	0.7	0.08	20.03
F2	2.58	2.08	2.33	0.83	0.13	39.83
F3	2.53	1.77	2.15	1.08	0.17	62.09
F4	2.49	1.93	2.21	1.08	0.17	43.37
F5	2.3	1.97	2.14	0.82	0.13	49.66

## 6.6 Enerji tüketimi

Bir yükleme döngüsünde kaybedilen enerji, yük –deplasman eğrisinin altında kalan alandan hesaplanır. Kolon ucunun sıfır yer değiştirmesiyle başlayıp biten yer değiştirme eğrisine karşı yanal yük içinde kuşatılmış alan olarak tanımlanır. Genel olarak, daha büyük bir alanı çevreleyen örnek daha fazla enerji tüketir.

Kaydedilen yük – deplasman ilişkisi şekil 6.6’da gösterildiği gibi basitleştirilebilir.



Şekil 6.6 İdealize P – Δ histeritik eğrisi (Liao et al., 2014)

Bu sadeleştirmeden hareketle enerji sönümleme katsayısı ( $E_d$ ) denklem 3’e göre hesaplanabilir (JGJ 101-96).

$$E_d = \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}}$$

Burada  $S_{ABC}$  ve  $S_{CDA}$  sırasıyla ABC ve CDA eğrileri altındaki alanlardır.  $S_{OBE}$  ve  $S_{ODF}$  sırasıyla OBE ve ODF içindeki üçgen bölgelerdir (Han LH ve Li W, 2010).

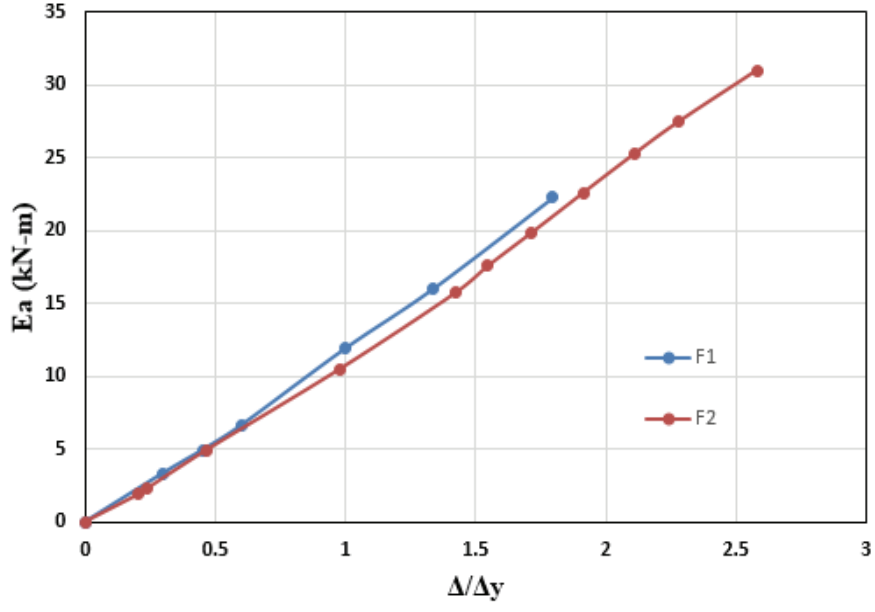
Her çevrimdeki enerji kaybı, o çevrimin histeritik döngüsü tarafından sınırlandırılan alan olarak yük (P) yer değiştirme (Δ) eğrisinden hesaplanabilir. Enerji sönümleme ( $E_a$ ) ile görel yerdeğiştirme ( $\Delta_a/\Delta_y$ ) ilişkileri Şekil 6.7’de gösterilmiş olup,  $E_a$  her döngüden elde edilen enerjiyi biriktirerek elde edilir ve  $\Delta_a$  kiriş uç deplasmanıdır. Eşdeğer sönümleme katsayısı ( $h_e$ ),  $h_e = E_d/2\pi$  formülüyle hesaplanır. En yüksek yükün ulaşıldığı döngü için belirlenen  $E_d$  ve  $h_e$

değerleri, Tablo 6.2' de listelenmiştir. Her testte ölçülen toplam enerji ( $E_{total}$ ) dağılımı Tablo 6.2'de gösterilmektedir. Göreli yerdeğiştirmenin ( $\Delta_a/\Delta_y$ ) artmasıyla  $E_a$  artmaktadır.

Betonarme çerçeve elemanın (F1) sönümlenme katsayısı ( $h_e$ ) 0.08 iken betonarme kiriş – kompozit kolondan (F2) oluşan çerçeve elemanın sönümlenme katsayısı ( $h_e$ ) 0.13 olmuştur. Kiriş içlerine kısmi olarak çelik profil eklenen deney elemanlarının (F3, F4, F5) sönümlenme katsayısı 0.13 ile 0.17 arasında olmuştur ve ortalama sönümlenme katsayısı  $h_e = 0.16$  bulunmuştur. Kompozit birleşimden oluşan elemanların sönümlemede daha iyi bir davranış sergilediğini göstermektedir.

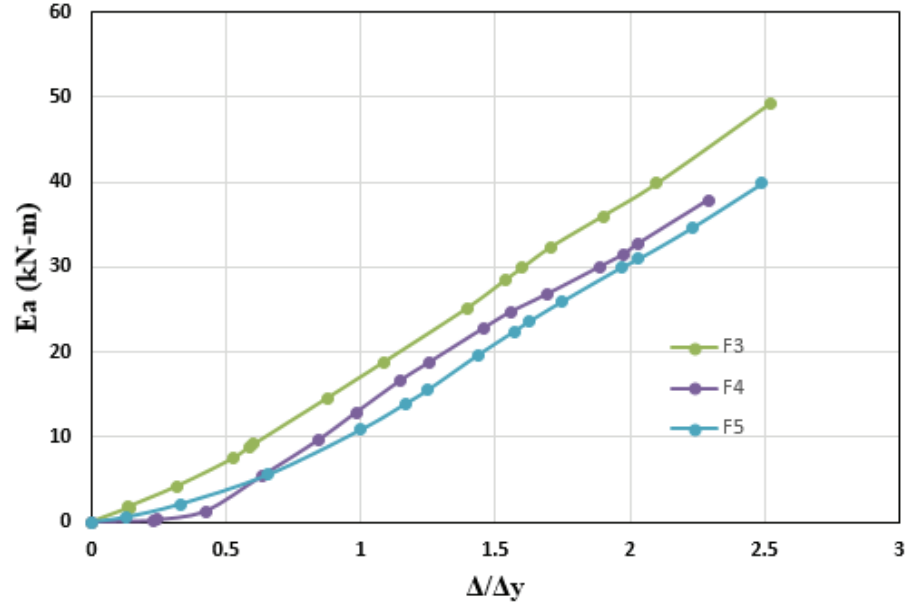
Tüketilen akümülatif enerjinin ( $E_a$ ) göreli kiriş-uç deplasmanına ( $\Delta_a / \Delta_y$ ) karşı ilişkileri Şekil 6.7' de gösterilmiştir. Her bir döngüden enerjinin biriktirilmesiyle  $E_a$  elde edilmiştir. Grafikten görüldüğü üzere  $\Delta_a/\Delta_y$  'nin artmasıyla  $E_a$  artmıştır. Aynı  $\Delta_a/\Delta_y$ 'de, F1 birleşim elemanın birikimli enerjisi ( $E_a$ ), F2 birleşim elemanından biraz daha büyüktür (Şekil 6.7 a). Bunun nedeni başlangıç rijitliğinin daha az olması nedeniyle daha fazla deplasman yaparak enerji sönümlemesidir. F1 ve F2 birleşim elemanlarında akma meydana geldikten sonra, betonarme birleşim elemanı F1'in birleşim bölgesinde büyük hasar meydana gelmesiyle göçme olmuştur. F2 deney elemanında içine çelik gömülü kompozit kolonun varlığı nedeniyle birleşim bölgesinde önemli bir hasar meydana gelmemiş, hasar kiriş uçlarında oluşmuştur. F2 deney elemanının kiriş uçlarında plastik mafsall oluşmasıyla daha fazla enerji sönümlemiştir.

Kiriş içlerine sıklaştırma bölgesi boyunca çelik profil eklenen ve içine çelik gömülü kompozit kolondan oluşan elemanlar (F3, F4, F5) diğer deney elemanlarına (F1, F2) nazaran daha fazla enerji sönümlemişlerdir (Şekil 6.7 c). Birleşim elemanlarına çelik profil eklenmesiyle her döngüde akümülatif enerji  $E_a$  artmış ve dolayısıyla toplam enerji ( $E_{toplam}$ ) artmıştır. F3, F4 ve F5 birleşim elemanlarının yük – deplasman eğrileri birbirine çok benzer oluşmuştur. Dolayısıyla enerji tüketme değerleri de birbirlerine yakın çıkmıştır (Şekil 6.7 b).

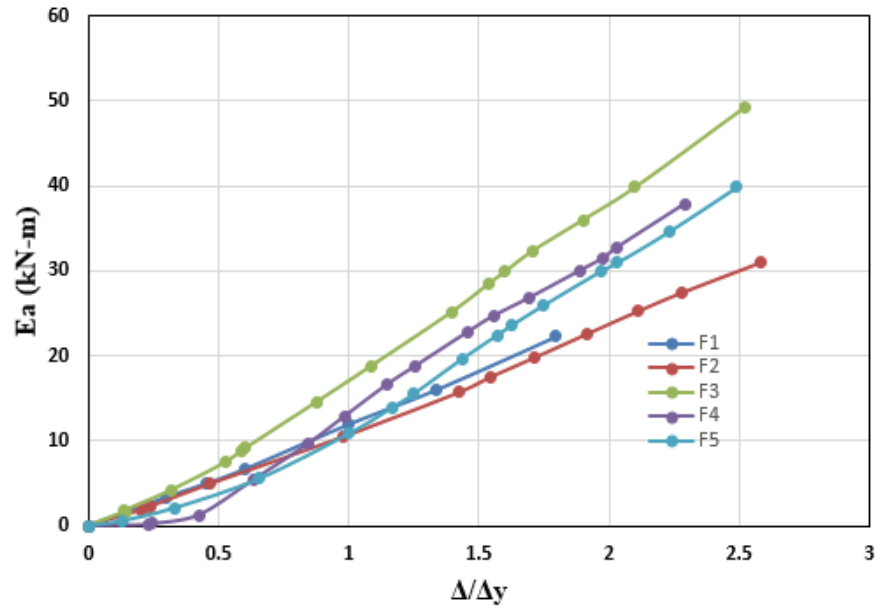


(a)

Şekil 6.7 (a) Toplam enerji ( $E_{\text{toplam}}$ ) – yerdeğiştirme ( $\Delta/\Delta_y$ ) ilişkisi



(b)

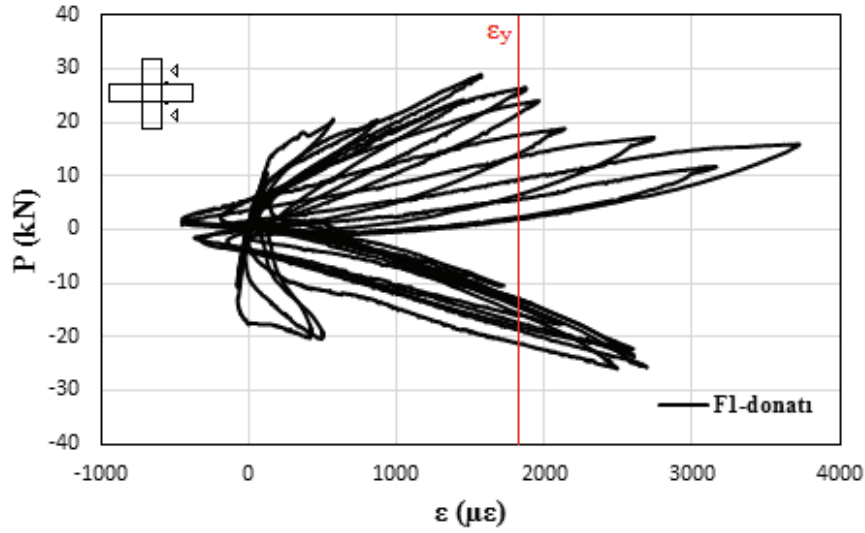


(c)

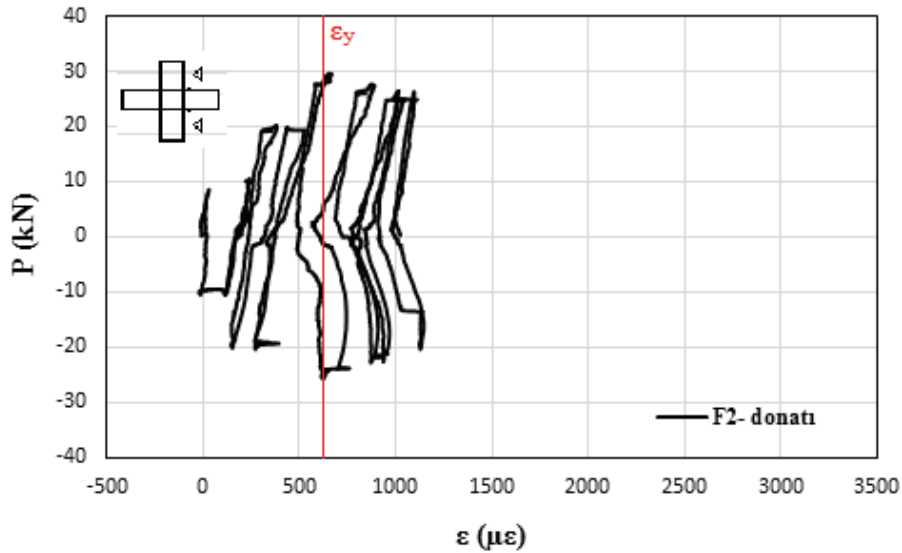
Şekil 6.7 (a) (b) (c) Toplam enerji ( $E_{\text{toplam}}$ ) – yerdeğiştirme ( $\Delta/\Delta_y$ ) ilişkisi (Devam)

### 6.7 Yük – birim Şekil uzaması

Betonarme birleşim elemanı (F1) ve betonarme kiriş kompozit kolondan oluşan birleşim (F2) elemanlarının llen yk (P)'ye karşı elik gerilme (uzama) ( $\epsilon$ ) tepkileri, Şekil 6.8' de gösterilmekte olup, buradaki strainler, sırasıyla pozitif değerlere karşılık gelen gerilme çekme, negatif değerlere karşılık gelen gerilme basınc olarak tanımlanmaktadır.



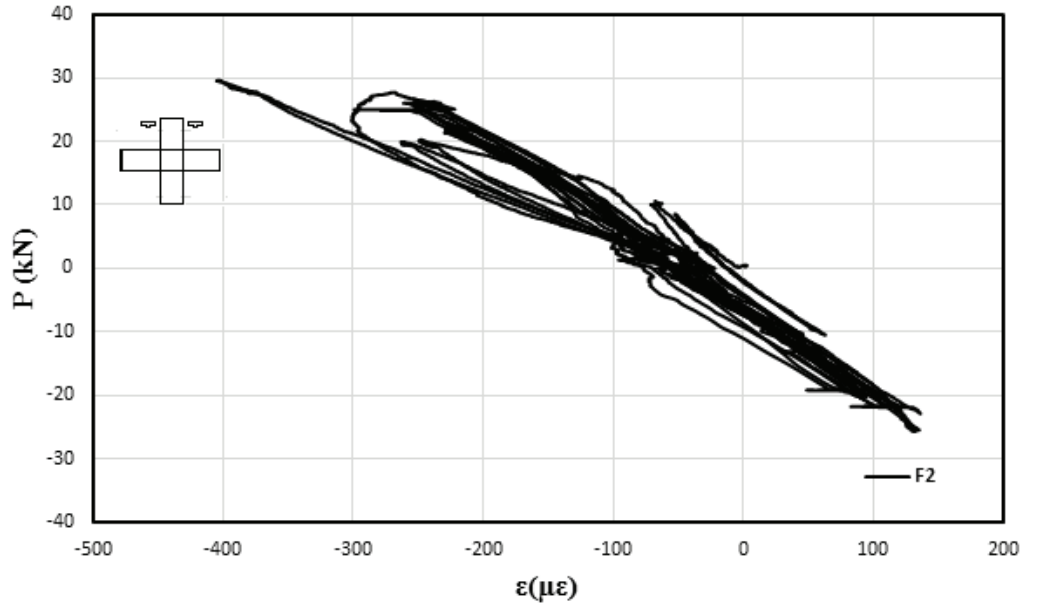
(a)



(b)

Şekil 6.8 (a) (b) Yk (P) birim uzama ( $\epsilon$ ) betonarme birleşim elemanı (F1) ve betonarme kiriş kompozit kolon bileşim elemanı (F2)





(c)

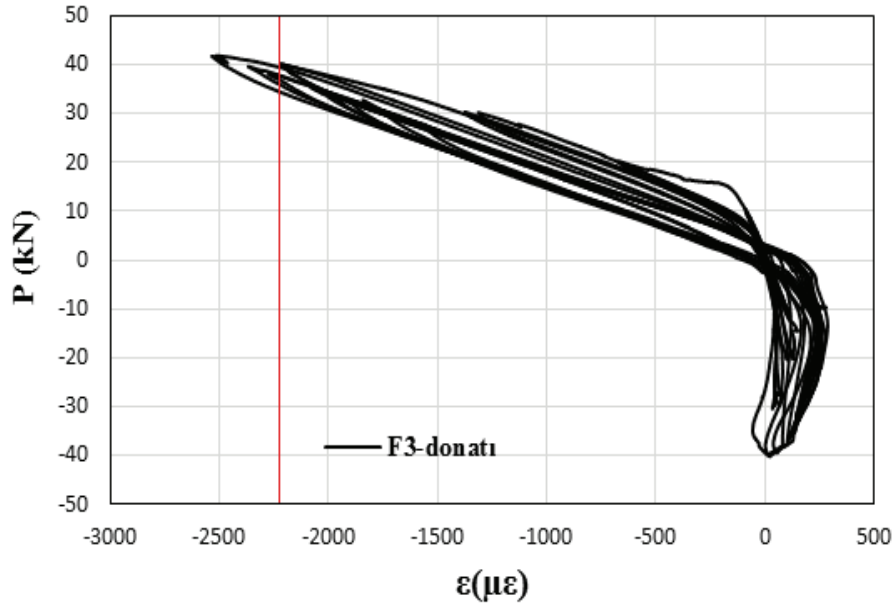
Şekil 6.8 (a) (b) (c) Yüke (P) birim uzama ( $\epsilon$ ) betonarme birleşim elemanı (F1) ve betonarme kiriş kompozit kolon bileşim elemanı (F2) (Devam)

Şekil 6.8 (a)'da betonarme birleşim elemanı kiriş boyuna donatısında yüke karşılık birim uzama ( $\epsilon$ ) grafiğini göstermektedir. Donatılar hem çekme hem de basınç uzamalarını taşımaktadır ve yükün artmasıyla birlikte donatılardaki uzama artmıştır. Yük maksimumuna ulaştıktan sonra uzama hızla gelişmeye başlamış ve deney sonunda akma uzamasına ulaşmıştır. Çekme bölgesinde uzama 3800  $\mu\epsilon$  olmuştur.

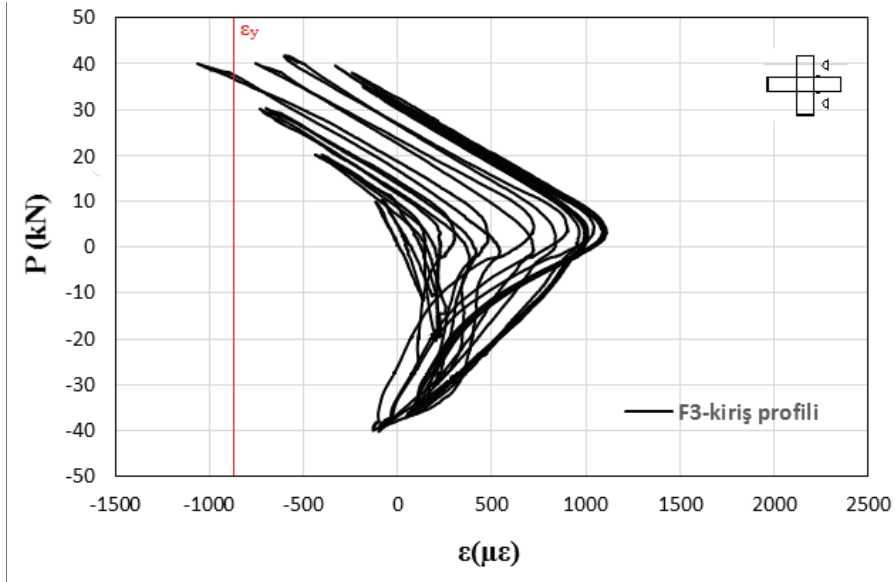
Şekil 6.8 (b)'de F2 deney elemanı kiriş boyuna donatılarının yüke (P) karşılık birim uzamasını ( $\epsilon$ ) göstermektedir. Tekrarlı yük artışıyla birlikte donatılarda uzama F1 deney elemanına göre daha az olmuştur. F2 deney elemanında betonarme kolona göre taşıma gücü daha yüksek ve daha rijit kompozit kolon varlığı nedeniyle betonarme kirişte daha az ötelenme meydana gelmiştir.

Şekil 6.8 (c)'de F2 deney elemanı kompozit kolonunun içindeki çelik profilin birim uzamasını ( $\epsilon$ ) göstermektedir. Çelik profilin uzaması, yükün artmasıyla birlikte yavaş yavaş artmıştır. Deney sonuna kadar çelik akma

uzamasına ulaşamamış ve bu da birleşimin kesme kapasitesinin tam olarak kullanılmadığını göstermektedir. Bu nedenle, dış betonda nispeten büyük çatlaklar gözlemlense de, iç birleşimin mükemmel kesme mukavemeti sayesinde, birleşim yüksek bir kesme kapasitesine ulaşabilir. Bunun yanısıra bu tür birleşimlerin onarım kolaylığı, olası bir deprem hasarından sonra sadece kabuk betonun restore edilmesi veya değiştirilmesi yeterlidir.

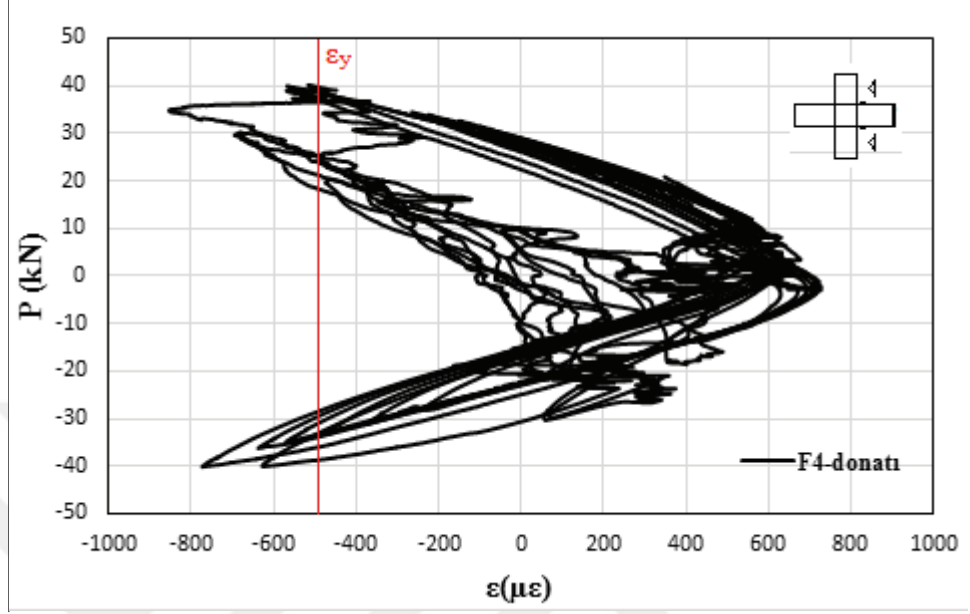


(a)

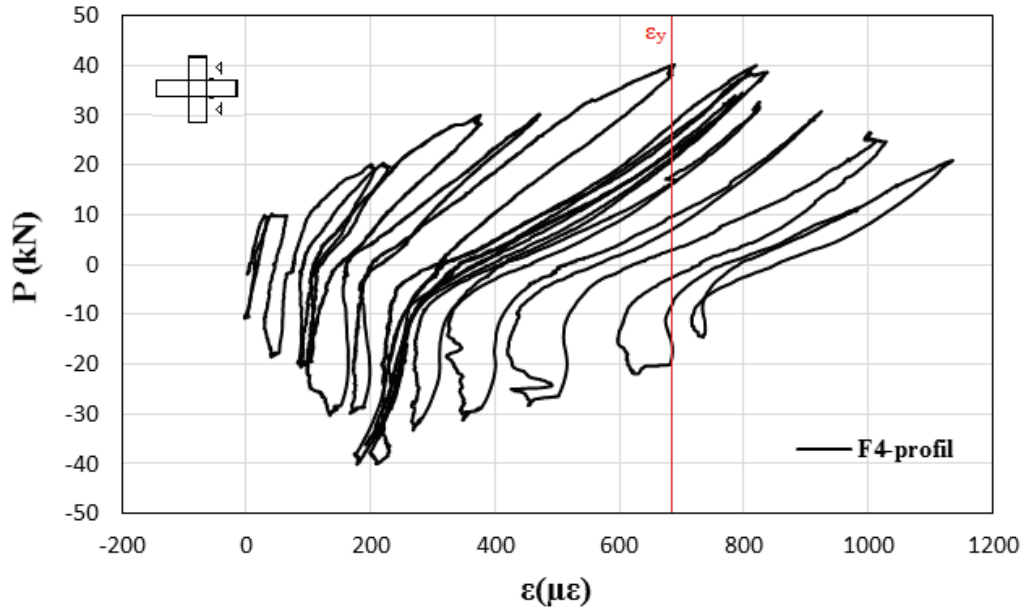


(b)

Şekil 6.9 (a) (b) (c) (d) (e) Yük (P) birim uzama (ε) grafikleri F3, F4, F5 (Devam)

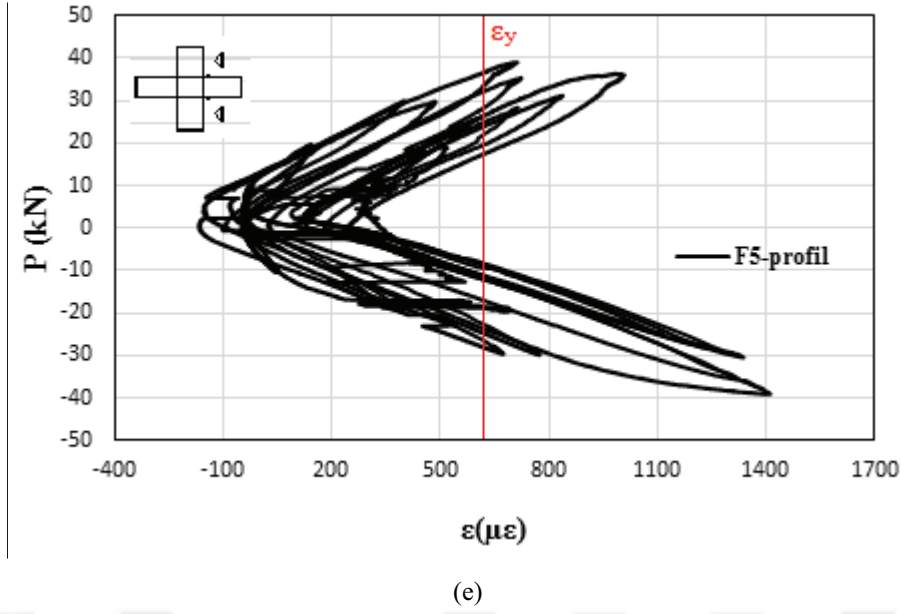


(c)



(d)

Şekil 6.9 (a) (b) (c) (d) (e) Yük (P) birim uzama (ε) grafikleri F3, F4, F5 (Devam)



Şekil 6.9 (a) (b) (c) (d) (e) Yük (P) birim uzama ( $\epsilon$ ) grafikleri F3, F4, F5

Şekil 6.9 (a) ve (b)'de betonarme kiriş – kompozit kolondan oluşan birleşim elemanında (F3) sırasıyla kiriş donatıları ve çelik profil için yük (P) birim uzama ( $\epsilon$ ) grafiğini temsil etmektedir. Yük artışıyla birlikte kiriş donatılarında uzama artıp, aynı bölgede bulunan çelik profile uzama nispeten daha az olmuştur. Şekil 6.9 (b)'den görüldüğü üzere çelik profil hem çekme hemde basınç gerilmelerini taşımaktadır ve her iki tarafta da akma gerilmesi sınırındadır. Ölçülen uzamalar, birleşimlerin içindeki kuvvetleri hala sürdürme ve aktarma kapasitesine sahip olduğunu göstermiştir.

Şekil 6.9 (c) (d), F4 deney elemanında sırasıyla kiriş içindeki donatı ve çelik profili, Şekil 6.9 (e) ise F5 deney elemanında kiriş içinde bulunan çelik profili temsil etmektedir. Kiriş içlerinde kısmi olarak bulunan çelik profil nedeniyle plastik mafsallık kiriş uçlarından uzaklaşarak 40 cm uzunluğundaki çelik profil bitişinde oluşmuştur. Bu mesafede betonda meydana gelen çatlak yük artışıyla birlikte iyice artmış ve betonun taşıma gücünü kaybetmesiyle donatı çubuklarında hızlı bir uzama meydana gelmiştir. Tekrarlı yükler betondan, donatı ve çelik profile geçip uzamada hızlı bir artışa neden olmuştur. Bunun nedeni betonun taşıdığı kuvvetin yeniden dağıtılıp çelik elemanlara aktarılması, bu da gerilme ve uzamalarda artışa neden olmuştur.

## 7. NUMERİK ANALİZ

### 7.1 Genel

Bilgisayar teknolojisinin gelişimi ile sonlu elemanlar analiz yazılımları da gelişmektedir. Sonlu elemanlar analiz yazılımları problem çözümlerinde yüksek hız, yüksek doğruluk ve düşük maliyetli analiz imkânı sağlamasının yanı sıra, betonarme yapıların doğrusal olmayan analizinde ve analiz sonucunda kullanıcıya görsel sonuçlar da sunmaktadır. Sonlu eleman analizlerinde doğru modelleme yapılması, analizlerde hesaplama verimliliği ve sonuçların doğruluğu açısından özellikle önemlidir.

Betonarme, karmaşık yapısı nedeniyle sonlu elemanlar paket programlarında modellenmesi zor bir malzemedir. Sonlu elemanlar modelinde betonun basınç ve çekmede, elastik ve plastik şekil değiştirme davranışını gösterebilme yeteneğine sahip olmalıdır. Tam basınç davranışı, betonun hem elastik hem de elastik olmayan davranışını içermelidir. Gerilme altında uygun davranışı simüle etmek için malzemedeki uzama, kopma ve yerel bağ etkilerini tanımlamak gerekmektedir. Bu nedenle, sonlu elemanlar (SEM) modelinin geliştirilmesi, mevcut paket programlarıyla yapılan analizlerden daha gerçekçi sonuçlar elde etmek için basınç ve çekme gibi malzeme testlerine ihtiyaç duyulur. Bu kapsamda beton ve çelik malzemelerinin gerilme – birim şekil değiştirme ve hasar parametrelerinin belirlenmesi amacıyla malzeme deneyleri gerçekleştirilmiştir (Bölüm 3). Elde edilen veriler sonlu elemanlar analizinde kullanılarak, analizlerin gerçek davranışı tanımlaması hedeflenmiştir. ABAQUS/CAE 6.14, sonlu elemanlar analiz yazılımlarından biri olarak, araştırma çalışmalarında ve mühendislik işlerinde yaygın olarak kullanılan bir yazılım programıdır. Mevcut diğer yazılımlara göre birçok avantajı vardır. Bunlardan en önemlisi, malzeme modellerinin kolaylıkla tanımlanması, eleman kontak problemlerinin kolaylıkla tespit edilmesi, lineer olmayan analizlerin kısa zaman alması, gelişmiş kırılma ve göçme algoritmalarının olmasıdır. Belirtilen bu özellikler, betonarme elemanların modellenmesinde oldukça kolaylıklar sağlamaktadır. Bu tez çalışmasında da nümerik analizler ABAQUS/CAE 6.14 programı kullanılarak yapılmıştır.

Çalışmada, kompozit kolonun sonlu eleman modelinin hazırlanmasında çelik profilin beton tarafından tam olarak sarılmasına özellikle dikkat edilmiştir. Kolon-kiriş birleşim bölgesi modellenmesi ABAQUS/CAE 6.14 kullanıcı

kılavuzuna uygun olarak beton ve IPE100 çelik profil için üç boyutlu katı eleman (B31), çelik profil için çubuk eleman (T3D2) kullanılarak yapılmıştır. Betonarme kolon-kiriş birleşimi donatısı sonlu elemanlar modeli Şekil 7.5'te verilmiştir. Her iki tip düğüm noktası birleşimi beton sonlu elemanlar modeli Şekil 7.6, kompozit kolon-betonarme kiriş düğüm noktası donatı sonlu elemanlar modeli Şekil 7.10'da gösterilmiştir.

Kompozit kolon-betonarme kiriş birleşim eleman modeli kolon alt ucu ve kiriş uçlarından düşey yer değiştirmeler engellenecek şekilde sabit mesnetli olarak bağlanmıştır. Tekrarlı yük kolon üst ucundan yatay olarak etkilmiştir.

Betonarme ve beton-çelik kompozit elemanların yük etkisi altında plastik mafsallaşmaların olduğu bölgelerde gerilme dağılımları ve plastik deformasyonların önemi büyüktür ve dolayısı ile modellerdeki eleman sayısı yeterli miktarlarda olmalıdır. Çalışmada, betonarme kolon- kiriş modelinde beton için 1632 (C3D8R) eleman, donatı için 5852 (T3D2) eleman kullanılmıştır. Kompozit kolon-betonarme kiriş modelinde beton 1632 (C3D8R) eleman, donatı için 6799 eleman kullanılmıştır. IPE100 yapısal çelik profili için 20 (B31) eleman kullanılmıştır.

## **7.2 Plastik beton hasar modeli (CDP)**

ABAQUS yazılımı (SIMULIA, 2014), betonarme elemanlar için üç çatlak modelinden birini kullanarak olabilecek hasarın simüle edilmesini sağlar: Bunlar; smeared crack concrete modeli (beton dağılılı çatlak modeli), (2) brittle crack concrete modeli (gevrek çatlak beton modeli) ve concrete damaged plasticity modelidir (plastik beton hasar modeli). Bu çalışmada, belirtilen modellerden, plastik beton hasar modeli seçilmiştir. Çünkü bu model, hem çekme hem de basınçta hasar karakteristikleri dâhil olmak üzere betonun tam elastik olmayan davranışını temsil etme potansiyeline sahiptir. Plastik beton hasar modeli, betondaki iki ana hasar mekanizmasının çekme kırılması ve basınç ezilmesi olduğunu varsayar. Bu modelde, tek eksenli gerilme ve basınç davranışı hasarlı plastisite ile karakterize edilmiştir. Plastik beton hasar modeli, hem statik hem de dinamik yükleme dâhil olmak üzere herhangi bir yükleme kombinasyonu altında betonarme yapıların analizi için faydalı olmaktadır ("Abaqus Analysis User Manual – Abaqus Version 6.14" [Abaqus Manual], 2014).

### 7.3 Beton

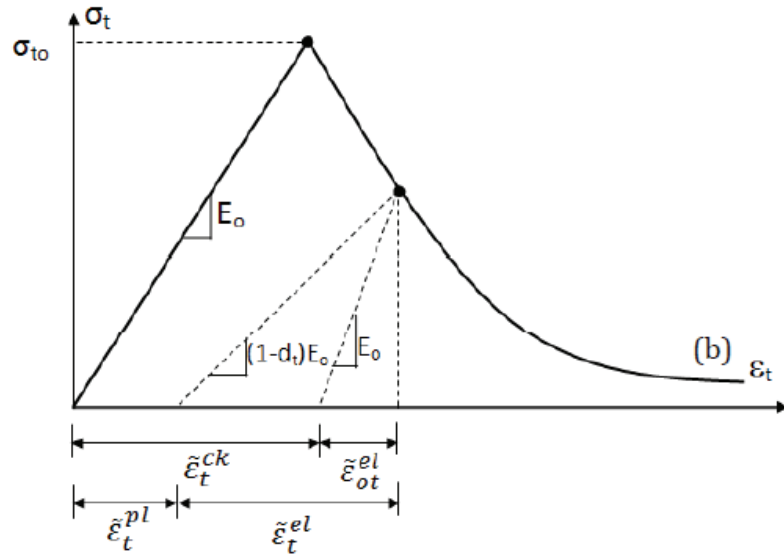
Betonda sıklıkla uygulanan dayanım hipotezlerinden birisi Drucker-Prager hipotezidir. Abaqus içerisindeki CDP modeli ise Drucker-Prager hipotezinin geliştirilmiş halini kullanır. CDP modeli ile beton kırılması esnasındaki çatlaklar gözlemlenmektedir. Bu modelde, basınç bölgesindeki ezilmeyi ve çekme bölgesindeki kırılmayı modelleyebilmek için hasar parametresi olarak sayısal değişkenler kullanılmıştır. Bu değişkenler alt başlıklar halinde aşağıda açıklanmıştır (Ergun, 2014).

#### 7.3.1 Çekme gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi

Betonarme elemanın ABAQUS'te tam gerilme davranışını simüle etmek için Şekil 7.1'e benzer gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi kullanılır. Bu modeli geliştirmek için kullanıcı, ilgili beton sınıfı için elastisite modülü ( $E_0$ ), gerilme ( $\sigma_t$ ), çatlama uzaması ( $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ ) değerlerini ve hasar parametre değerlerini ( $d_t$ ) girmelidir. Çatlama uzaması ( $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ ), aşağıdaki denklem 7.1 kullanılarak toplam şekil değiştirmeden hesaplanır :

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el} \quad (7.1)$$

$\varepsilon_{ot}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0}$  hasarsız malzemeye karşılık gelen Elastik uzama,  $\varepsilon_t$  = toplam çekme uzaması.



Şekil 7.1 ABAQUS'te betonun çekme altında gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi (Abaqus Manual, 2014)

ABAQUS (SIMULIA, 2014), aşağıda denklem 7.2 'de hesaplanan plastik gerilme değerlerini ( $\varepsilon_t^{\sim pl}$ ) kullanarak hasar eğrisinin doğruluğunu kontrol eder. Negatif ve / veya azalan plastik gerilme değerleri, analiz sırasında hata mesajı vermesine neden olur (Abaqus Manual, 2014).

$$\varepsilon_t^{\sim pl} = \varepsilon_t^{\sim ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (7.2)$$

### 7.3.2 Basınç gerilme - birim şekil değiştirme ilişkisi

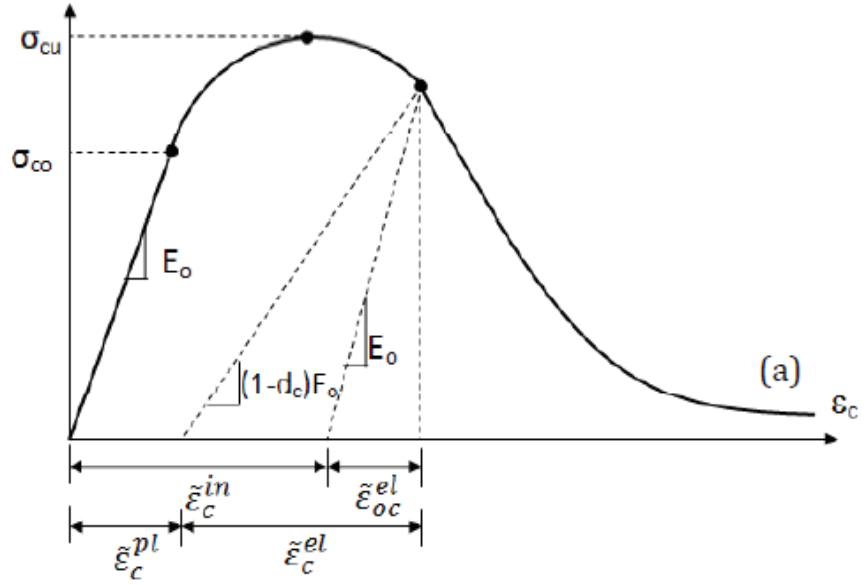
Betonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisini tanımlamak için, gerilmeler ( $\sigma_c$ ), elastik olmayan şekil değiştirmeler ( $\varepsilon_c^{\sim in}$ ) ve hasar parametreleri ( $d_c$ ) girilmelidir. Bu nedenle, toplam şekil değiştirme değerleri denklem 7.3 kullanılarak elastik olmayan şekil değiştirmelere dönüştürülmelidir:

$$\varepsilon_c^{\sim in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el} \quad (7.3)$$

Burada,  $\varepsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}$ ,  $\varepsilon_{oc}^{el}$  = Hasarsız malzemeye karşılık gelen elastik şekil değiştirme ve  $\varepsilon_c$  = toplam çekme şekil değiştirmesidir. Ayrıca, plastik değiştirme değerlerini ( $\varepsilon_c^{\sim pl}$ ) sağlamak için düzeltici önlemler alınmalıdır (Şekil 7.2). Denklem 7.4 ile hesaplanan değerler, artan gerilmeler ile ne negatif ne de azalan değerler olmalıdır. (Abaqus Manual, 2014)

$$\varepsilon_c^{\sim pl} = \varepsilon_c^{\sim in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (7.4)$$

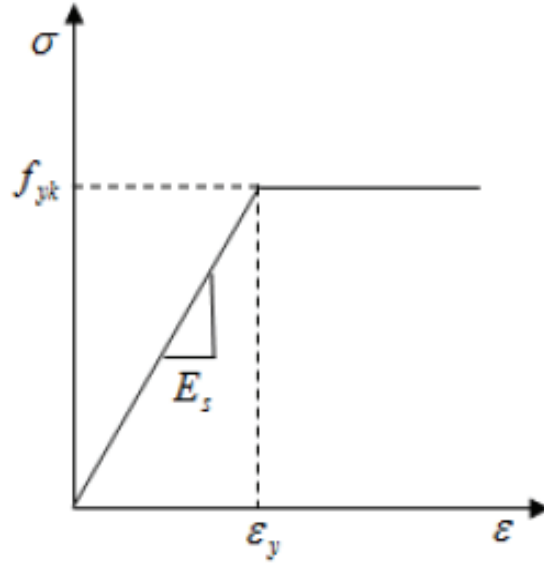




Şekil 7.2 ABAQUS'te betonun basınç altında gerilme – birim şekil değiştirme ilişkisi (Abaqus Manual, 2014)

#### 7.4 Donatı çeliği

Donatı çubukları için elasto – plastik malzeme kabulü yapılmıştır. Laboratuvarda yapılan çekme testleri sonucu elde edilen gerilme – birim şekil değiştirme değerleri ABAQUS/CAE 6.14 programına elastik ve plastik özellikleri tanımlanmıştır. Çekme testleri sonucu elde edilen akma dayanımı, kopma dayanımı ve elastisite modülleri programa yüklenmiştir. Şekil 7.3'te örnek donatı çeliği çekme gerilme – şekil değiştirme ilişkisi gösterilmiştir.

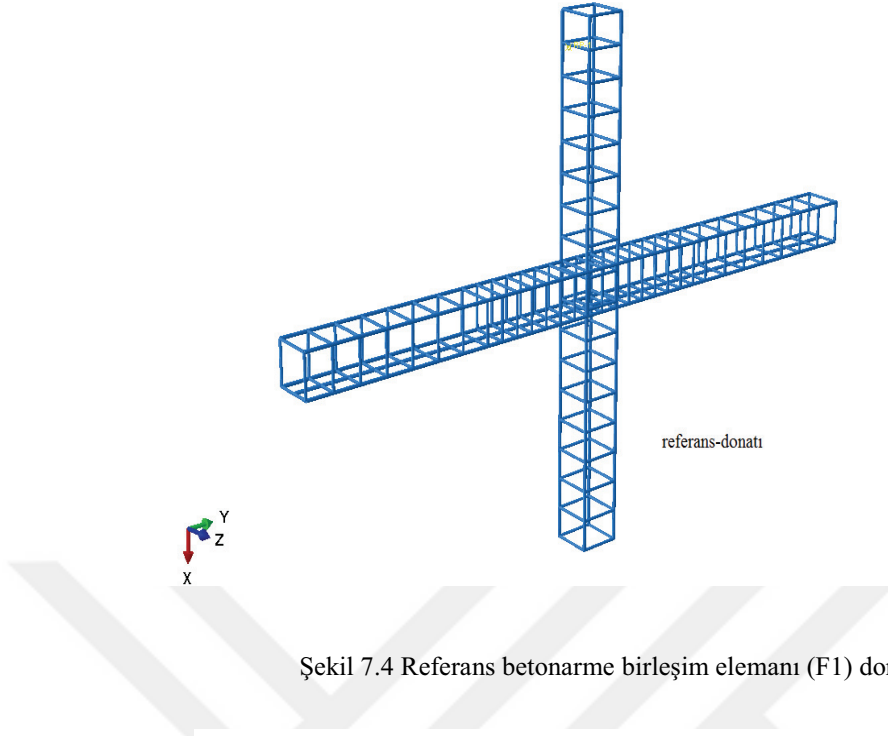


Şekil 7.3 Çelik çekme gerilme – birim şekil değiştirme grafiği

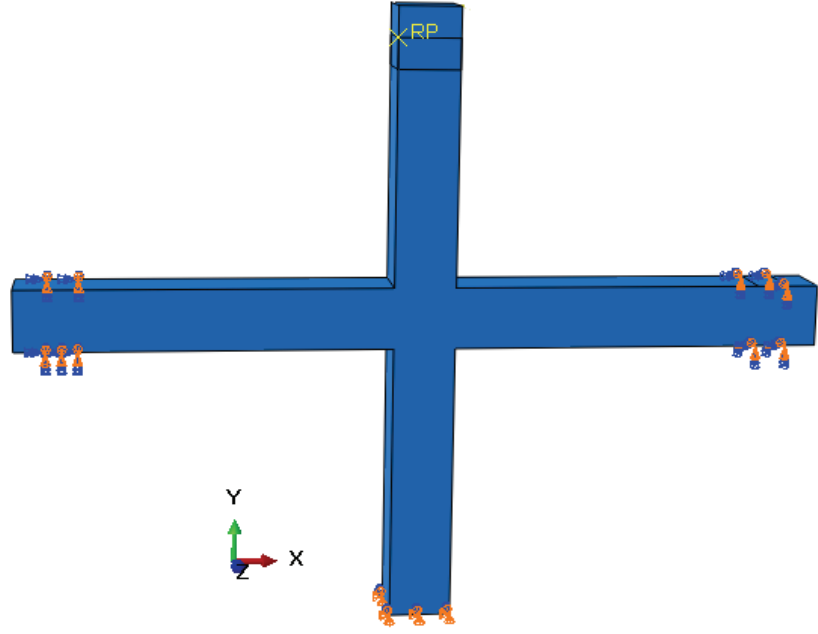
## 7.5 Deney elemanlarının sonlu eleman (SEM) modelleri ve analiz sonuçları

### 7.5.1 Referans betonarme kiriş – kolon birleşimi (F1)

F1 deney elemanı betonarme kiriş ve kolon elemanlardan oluşturulmuştur. Donatı düzeni diğer deney elemanlarıyla aynı şekilde tasarlanmıştır. Boyuna donatılar için Ø12, etriyeler için Ø10 donatı çubukları seçilmiştir. F1 deney elemanına ait ABAQUS donatı planı Şekil 7.4’ te gösterilmektedir. Bütün deney elemanları için ABAQUS beton modeli ve boyutları aynıdır (Şekil 7.5).

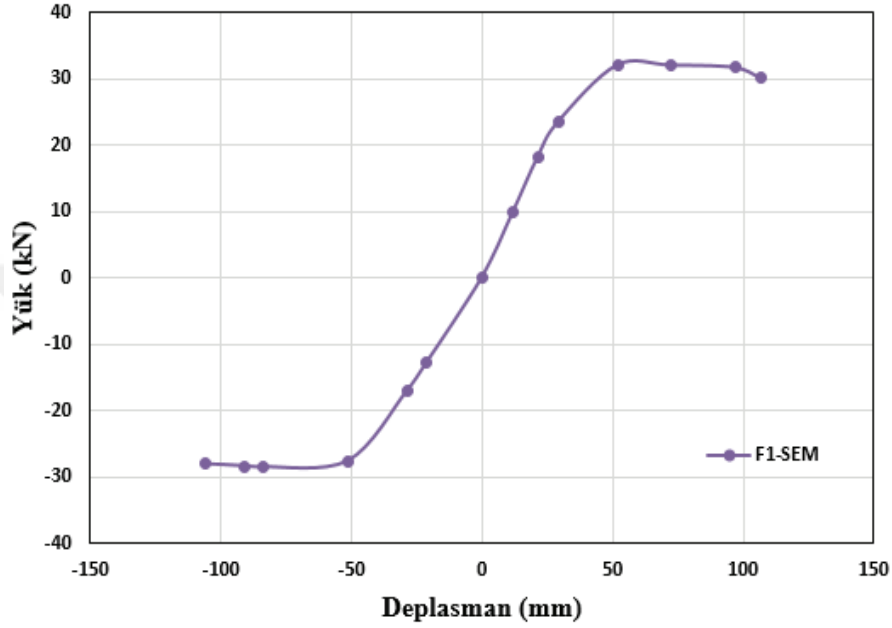


Şekil 7.4 Referans betonarme birleşim elemanı (F1) donatı planı



Şekil 7.5 Bütün birleşim elemanları için beton modeli

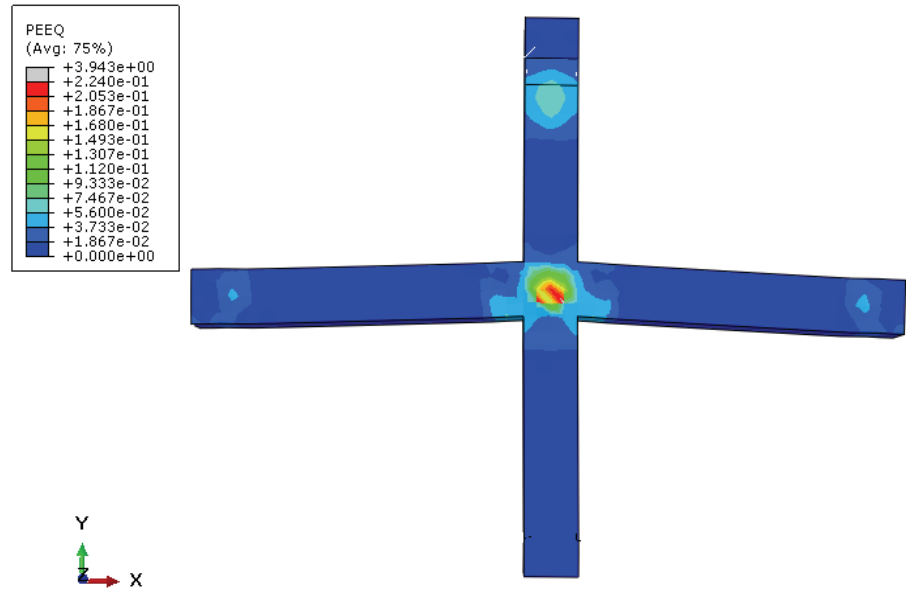
Sonlu elemanlar analizi (SEM) sonucunda RF betonarme kiriş – kolon birleşimi 32.16 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 51.86 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. 30.25 kN yük ve 106.79 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir. Şekil 7. 6’ da yük – deplasman grafiği gösterilmiştir.



Şekil 7.6 F1 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus)

Abaquste PEEQ eşdeğer plastik birim uzamaya denk gelir. Yani birikmiş plastik uzamanın skaler ölçümünü temsil eder. Bununla birlikte, tersine yüklemelerde, plastik gerilme oranı sıfır değilse (işarete bakılmaksızın) PEEQ artmaya devam edecektir. PEEQ genellikle tek eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisindeki plastik gerilme değerine karşılık geldiğinden dolayı kullanılır.

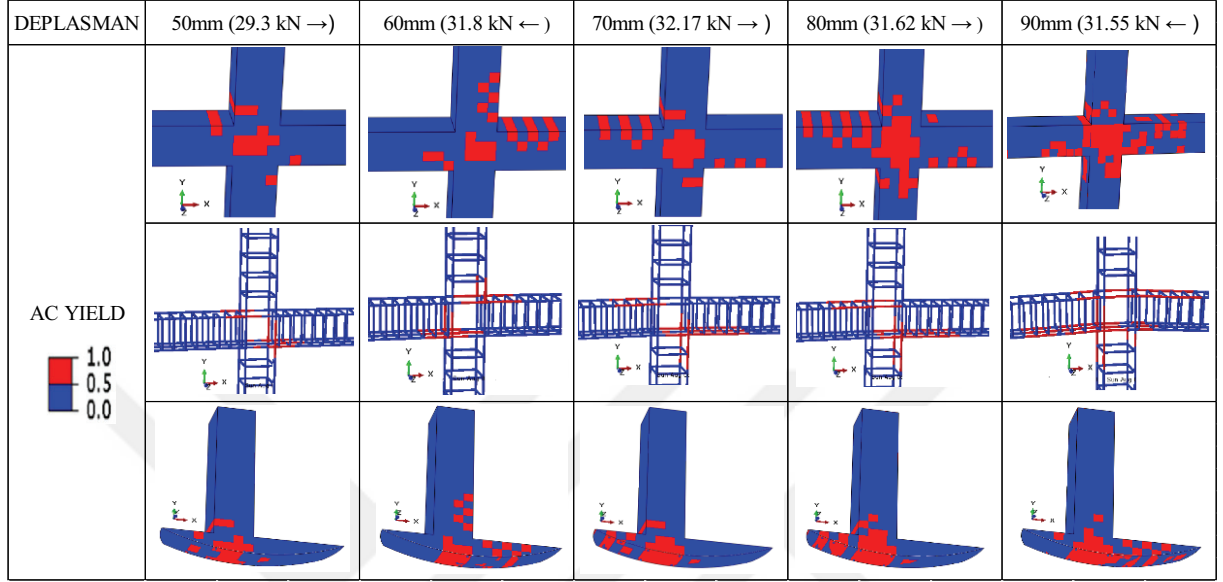
Yükün en çok etkidiği, zorlanmaların meydana geldiği bölgelerde plastik uzamalar artmaktadır. Şekil 7.7’ de görüldüğü gibi, yükün uygulandığı ve her iki kiriş ucundaki mesnet bölgelerinde bir miktar plastik uzamalar meydana gelmiştir. Yük ve deplasman seviyesinin artması dolayısıyla artan momentler etkisiyle kolona bitişik kiriş uçları ile birleşim bölgesinde plastik uzamaların arttığını değişen renk skalsından anlamaktayız. Zayıf kolon güçlü kirişten oluşan birleşim elemanında beklendiği gibi plastik uzamalar birleşim bölgesinde yoğunlaşmıştır ve deney sonucunda olduğu gibi göçme bu bölgede meydana gelmiştir.



Şekil 7.7 Analiz sonucu F1 elemanında meydana gelen hasar (Abaqus)

AC YIELD, Abaqus' te malzemelerin plastik uzamasının değişip değişmediğini belirten bir skaler büyüklük değişkenini ifade etmektedir. 0 değeri, plastik uzamanın değişmediğini ve malzemenin akmadığını gösterirken, 1 değeri plastik uzamanın değiştiğini ve malzemenin aktığını göstermektedir. Malzemelerin plastik uzamasının değişip değişmediğini anlamak için yük ve deplasman ilişkisi gözönüne alınarak plastik uzama haritası çıkarılmıştır. Şekil 7.8' de F1 deney elemanında plastik uzamaların 1 olduğu kırmızı alanlar, birleşim bölgesi ve kiriş uçlarında yoğunlaşmıştır. Beton elemanında plastik uzamaların meydana geldiği bölgelerde donatı elemanlarında da bu plastik uzamalara karşılık gerilmeler oluşmuştur. Yük seviyesinin artmasıyla birlikte deplasman artmış, beton ve donatı elemanlarında meydana gelen plastik uzama bölgeleri giderek daha geniş alana yayılmıştır. Kırmızı alanlar malzemelerde akma bölgelerini temsil etmektedir ve göçmenin hangi bölgede meydana geleceğini göstermektedir. 29.3 kN yük altında F1 deney elemanı 50 mm deplasman yapmış ve plastik uzamalar birleşim bölgesi ve bir miktar kiriş uçlarında oluşmuştur. Yükün artmasıyla birlikte 31.8 kN çekme yönünde yük uygulanmasıyla 60 mm deplasman meydana gelmiş ve sağ kiriş üst yüzünde ve kolon yüzünde plastik uzamalar meydana gelmiştir. 90 mm deplasman meydana gelmesiyle birleşim bölgesinde plastik uzamalar iyice artmış ve betonda akma oluşan bölgeler büyük bir alana yayılmıştır. Bu da göçmenin meydana geldiği bölgeyi göstermektedir.

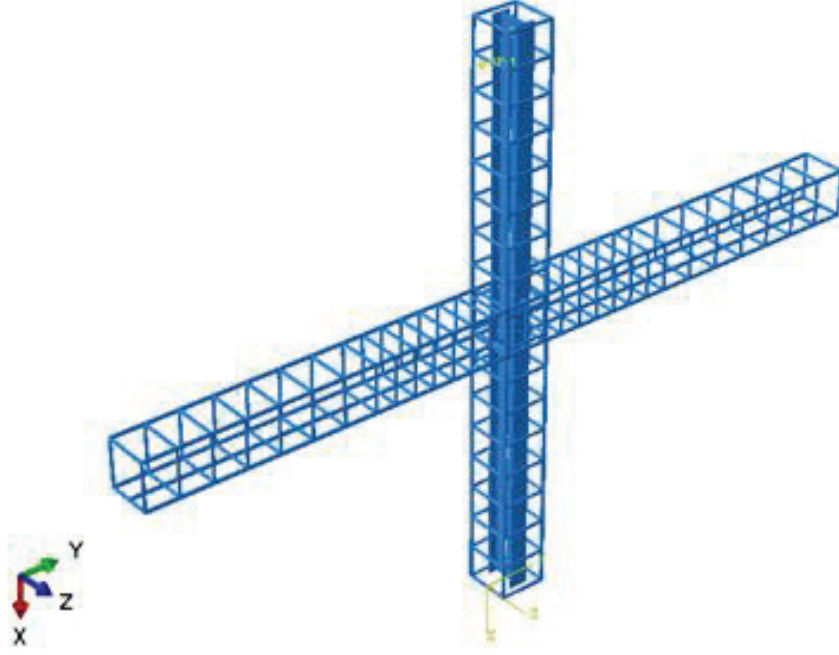
Deney sonuçlarını, PEEQ ve AC YIELD analiz sonuçlarıyla karşılaştırdığımız zaman sonuçların birbirleriyle tutarlı olduğunu göstermiştir.



Şekil 7.8 Farklı yüklere karşılık gelen deplasmanlarda F1 deney elemanında meydana gelen akma

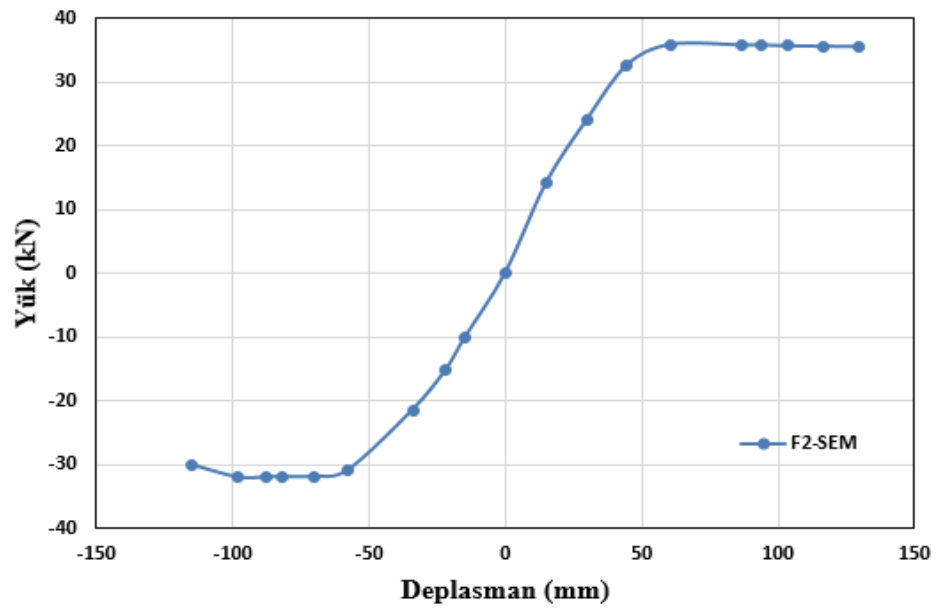
### 7.5.2 Referans betonarme kiriş–kompozit kolon birleşim elemanı (F2)

F2 deney elemanı betonarme kiriş ve betona çelik gömülü kompozit kolon elemanlarından oluşmaktadır. Kiriş elemanı, çekme bölgesinde 3Ø12 ve basınç bölgesinde ise 2Ø12 boyuna donatılara sahiptir. Kolon elemanı çekme ve basınç bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı ve betona gömülü IPE100 çelik profil ile teşkil edilmiştir. Etriyeler ise Ø10 olarak seçilmiştir. F2 deney elemanına ait donatı planı Şekil 7.9’ da gösterilmektedir.



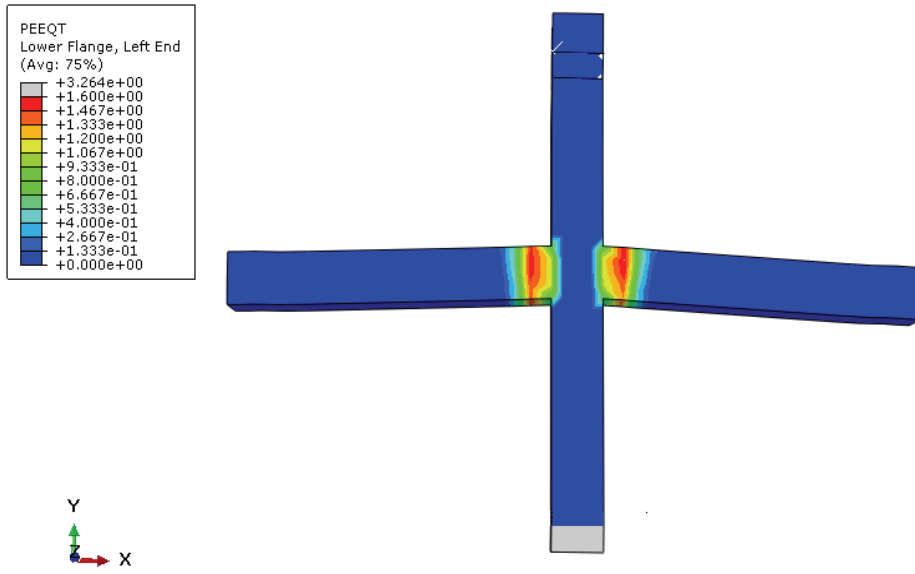
Şekil 7.9 F2 deney elemanı donatı planı

Sonlu elemanlar analizi (SEM) sonucunda F2 betonarme kiriş – kompozit kolon birleşimi, 35.88 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 60.74 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. 35.53 kN yük ve 129.35 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir. Şekil 7. 10’ da yük – deplasman grafiği gösterilmiştir.



Şekil 7.10 F2 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus)

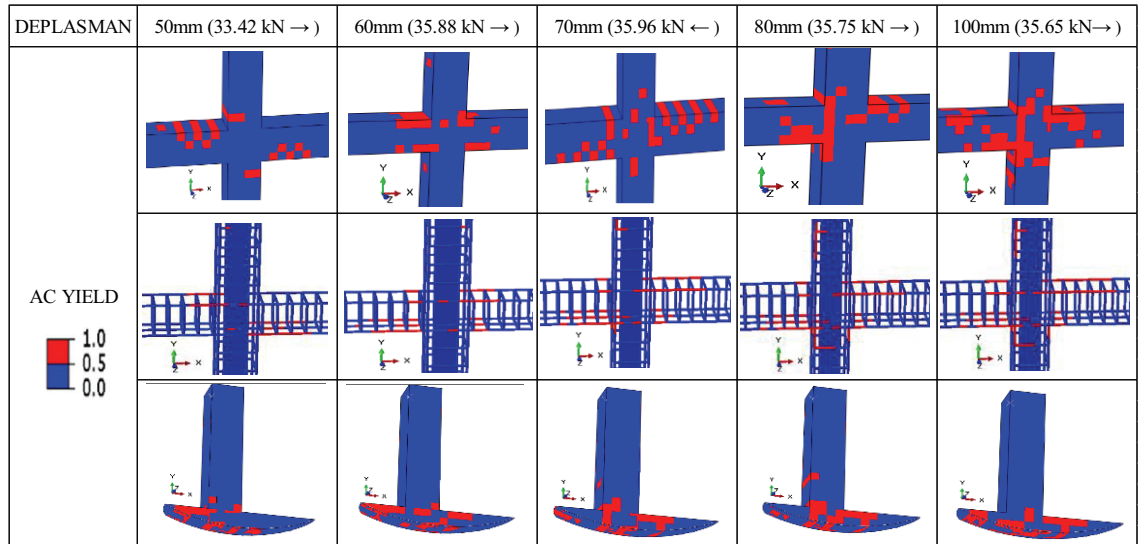
Güçlü kolon – zayıf kiriş prensibine dayalı olarak tasarlanan kompozit kolon – betonarme kiriş birleşim elemanında beklendiği gibi plastik mafsallaşma kolon bitişiğindeki kiriş uçlarında meydana gelmiştir (Şekil 7.11). Bu bölgede artan deformasyonlar etkisiyle daha fazla plastik uzamaların meydana geldiği değişen renk skalasından anlaşılmaktadır. Betonda meydana gelen plastik uzamalar artan yüklerin etkisiyle kiriş uçlarından birleşim bölgesine doğru yayılım göstermeye çalışmıştır. Kiriş uçlarına bitişik kolon yüzlerinde de bir miktar plastik uzamalar meydana gelmiş ancak kolona gömülü çelik profil bu uzamaları sınırlandırarak birleşim bölgesi mukavemetini korumuştur. Böylece birleşim bölgesi kesme mukavemeti artırılıp plastik mafsallaşmalar etriye sıklaştırma bölgesi boyunca kiriş uçlarında tutularak iyi bir süneklik davranışı sergilemesi sağlanmıştır.



Şekil 7.11 F2 deney elemanında analiz sonucu meydana gelen hasar (Abaqus)



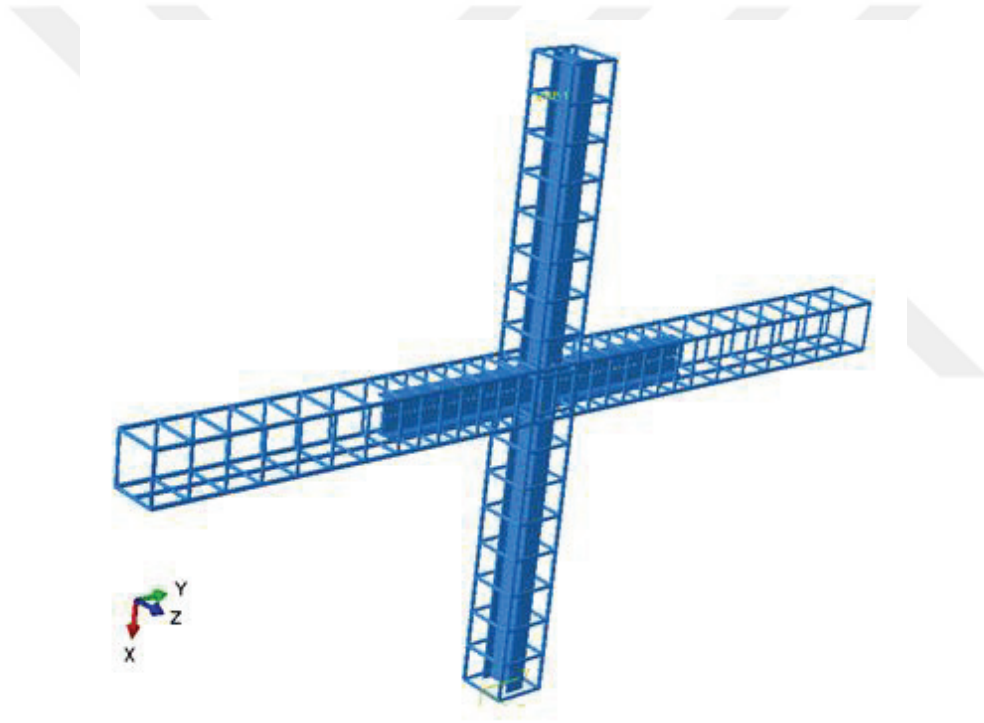
AC YIELD, Abaqus' te malzemelerin plastik uzamasının değişip değişmediğini belirten bir skaler büyüklük değişkenini ifade etmektedir. 0 değeri, plastik uzamanın değişmediğini ve malzemenin akmadığını gösterirken, 1 değeri plastik uzamanın değiştiğini ve malzemenin aktığını göstermektedir. Malzemelerin plastik uzamasının değişip değişmediğini yük ve deplasman ilişkisi gözönüne alınarak plastik uzama haritası çıkarılmıştır. Şekil 7.12 'de F2 deney elemanında plastik uzamaların 1 olduğu kırmızı alanlar kiriş uçlarında yoğunlaşmıştır. Beton elemanında plastik uzamaların meydana geldiği bölgelerde donatı elemanlarında da bu plastik uzamalara karşılık gerilmeler oluşmuştur. Yük seviyesinin artmasıyla birlikte deplasman artmış beton ve donatı elemanlarında meydana gelen plastik uzama bölgeleri giderek daha geniş alana yayılmıştır. F2 birleşim elemanı +29.57 kN itme yükü altında 50 mm deplasman yapmış ve sol kiriş üst yüzünde ve sağ kiriş alt yüzünde bir miktar plastik uzamalar meydana gelmiştir. Yük seviyesi artırılıp +24.72 kN itme yükü ve 60 mm deplasman altında kolon bitişiğindeki plastik uzamalar sıklaşıp biraz daha artmıştır. Yük arttıkça kırmızı alanlar daha fazla yayılım göstermiş ve kiriş uçlarından birleşim bölgesine doğru bir yönelim göstermiştir. Deplasman 100 mm' ye çıktığında kiriş uçlarında akma bölgeleri büyük bir alana yayılmıştır. Birleşim bölgesinin ise betona gömülü çelik profil nedeniyle kısmen mukavemetini korumuştur. Deney sonuçları, PEEQ ve AC YIELD analiz sonuçlarını karşılaştırdığımız zaman sonuçların birbirleriyle tutarlı olduğu görülmektedir.



Şekil 7.12 Farklı yüklere karşılık gelen deplasmanlarda F2 deney elemanında meydana gelen akma

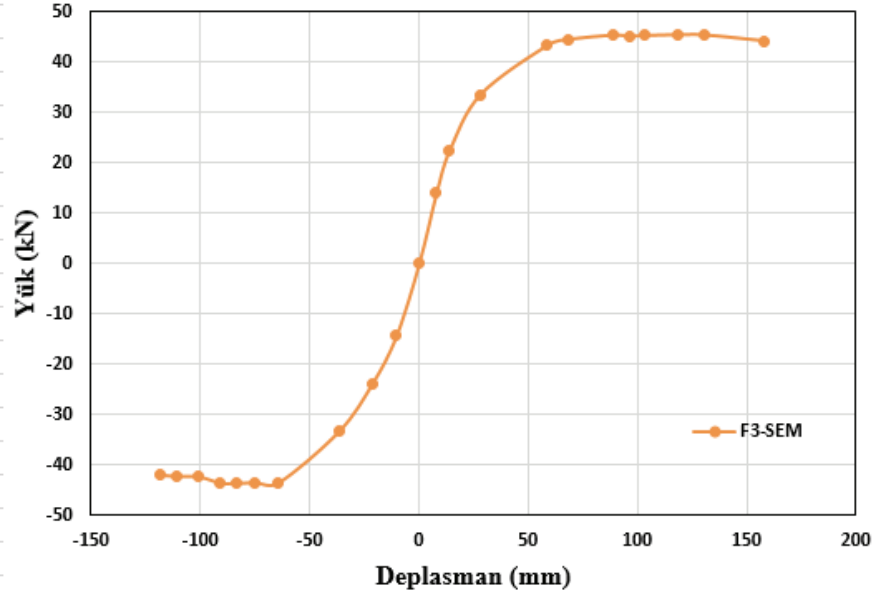
### 7.5.3 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F3)

F3 birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı, IPE100 S275 çelik profil ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup, basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Betonarme kiriş elemanında, etriye sıklaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda IPE100 çelik profili birleşim bölgesinde kompozit kolondan gelen çelik profile her iki yönden kaynatılmıştır. F3 birleşim elemanında IPE100 çelik profili kolon içine zayıf eksen, kiriş içlerine kaynatılan kısmi çelik profiller ise güçlü eksen yönünde olacak şekilde yerleştirilmiştir. F3 deney elemanına ait ABAQUS donatı planı şekil 7.13'te gösterilmektedir.



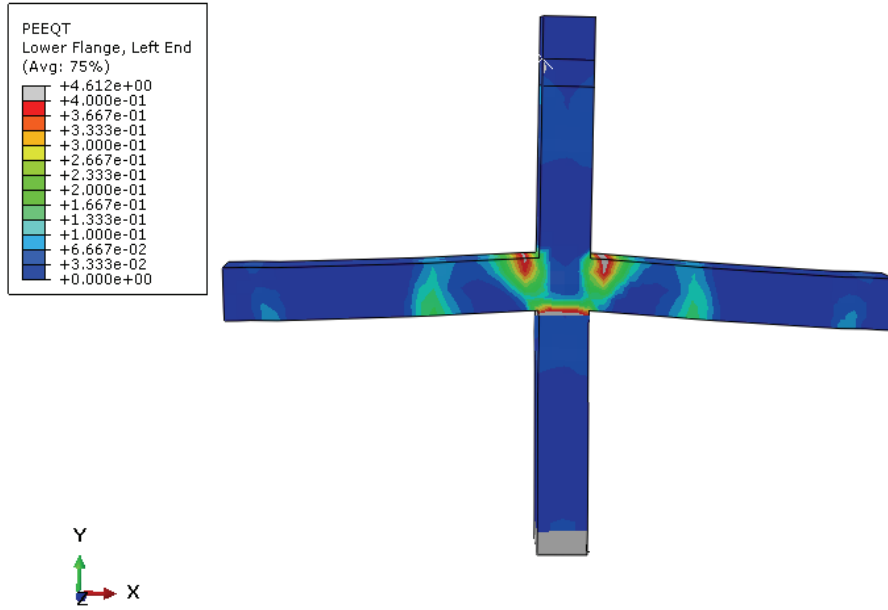
Şekil 7.13 F3 deney elemanı donatı planı

Sonlu elemanlar analizi (SEM) sonucunda F3 betonarme kiriş – kompozit kolon birleşimi 43.34 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 58.75 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. 44.22 kN yük ve 157.97 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir. Şekil 7.14' te yük – deplasman grafiği gösterilmiştir.



Şekil 7.14 F3 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus)

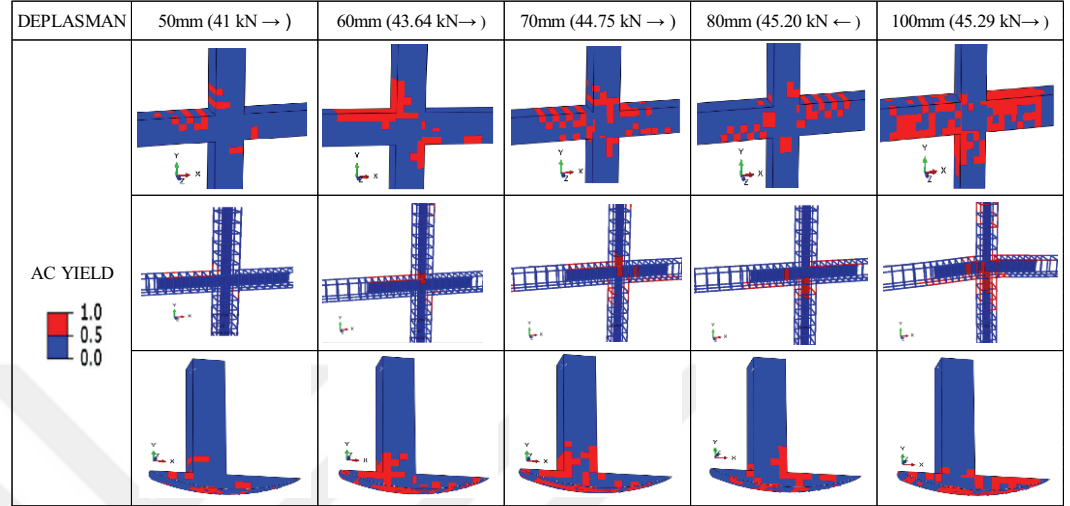
F3 birleşim elemanı betona gömülü kompozit kolon – betonarme kirişten oluşturulmuştur. Betonarme kirişler; içlerine kısmi olarak yani etriye sıklaştırma bölgesi boyunca (40 cm) çelik profil eklenmesiyle teşkil edilmiştir. Şekil 7.15 ‘te renk skalası yardımıyla beton elemanında meydana gelen plastik uzamalar gösterilmektedir. Artan çevrimsel yüklerin etkisiyle plastik uzamaların kolon – kiriş kesişim bölgelerinde ve betonarme kiriş içindeki kısmi çelik profil bitişinde meydana geldiği görülmektedir. Kolon elemanında ise plastik uzamaların en alt seviyede olmasının nedeni deney boyunca 200 kN aksenal yük etkilmesi ile kolon elemanında oluşan basınç etkisi ile plastik uzamalar sınırlandırılmıştır. Kiriş elemanlarında artan çevrimsel yük etkisiyle birleşim elemanının yaptığı deplasman artmış dolayısıyla beton elemanında plastik uzamalar meydana gelmiştir. Çelik profil gömülü kısımlarda artan kuvvetlere karşı daha rijit bir davranış sergileyerek betonun dağılmasını geciktirmiş ve kırılmalar çelik profil bitişinde yoğunlaşmıştır.



Şekil 7.15 F3 deney elemanında analiz sonrası hasar durumu

F3 birleşim elemanında farklı yük ve bu yüke karşılık gelen deplasmanlarda beton ve çelik elemanlarda meydana gelen plastik uzamalar şekil 7.16'da gösterilmiştir. AC YIELD, Abaqus' te malzemelerin plastik uzamasının değişip değişmediğini belirten bir skaler büyüklük değişkenini ifade etmektedir. 0 değeri, plastik uzamanın değişmediğini ve malzemenin akmadığını gösterirken, 1 değeri plastik uzamanın değiştiğini ve malzemenin aktığını göstermektedir. Malzemelerin plastik uzamasının değişip değişmediğini yük ve deplasman ilişkisi gözönüne alınarak plastik uzama haritası çıkarılmıştır (Şekil 7.16). F3 birleşim elemanı 41 kN itme yükü altında 50 mm deplasman yapmıştır. Plastik uzamalar sol kiriş üst yüzünde ve kolon ön yüzünde belirmiştir. Yükün 43.64 kN'a çıkmasıyla 60 mm deplasman meydana gelmiş ve deplasman artışıyla kiriş yüzlerinde meydana gelen plastik uzamalar artarak yayılmıştır. Kolon profilinde ilk plastik uzamaların belirginleşmesi bu yük (43.64 kN) seviyesinde meydana gelmiştir. 44.75 kN yükte 70 mm deplasman yaparken sol ve sağ kirişlerde plastik uzamalar yaygınlaşırken kolon üst yüzündede akma belirtileri meydana gelmiştir. Birleşim bölgesi üstünde kolon profilinde meydana gelen plastik uzama biraz daha artarken sağ kiriş profilinde de plastik uzamalar belirginleşmiştir. 45.29 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 100 mm deplasmanda beton elemanında akma bölgeleri iyice belirginleşip yaygınlaşmıştır (Şekil 7.16). Kiriş ve kolon profilleri ile donatılarda akma bölgeleri aynı şekilde artarken bu kuvvetler birleşim bölgesine ulaşmadan sönümlendiği için birleşim bölgesi mukavemetini büyük ölçüde koruduğu gözlenmiştir.

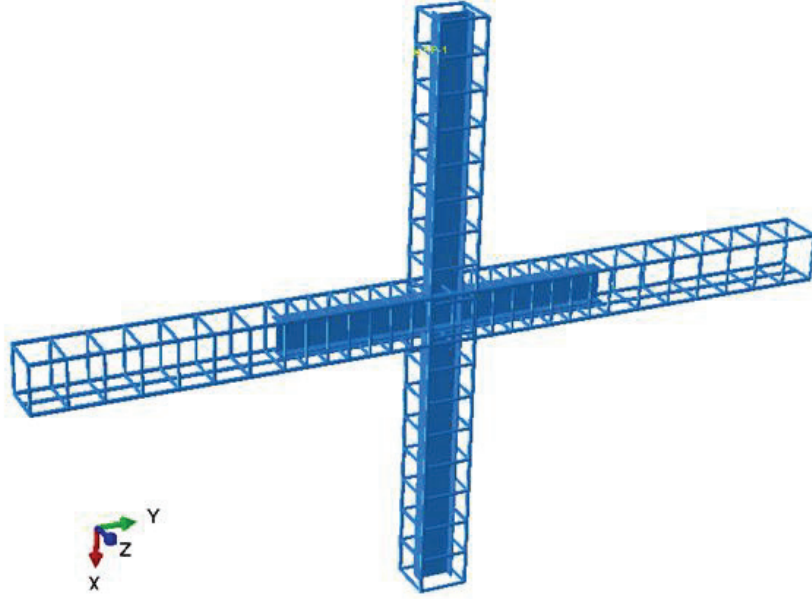
Deney sonuçlarıyla, PEEQ ve AC YIELD analiz sonuçlarını karşılaştırdığımız zaman, sonuçların birbirleriyle tutarlı olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 7.16 Farklı yüklere karşılık gelen deplasmanlarda F3 deney elemanında meydana gelen akma

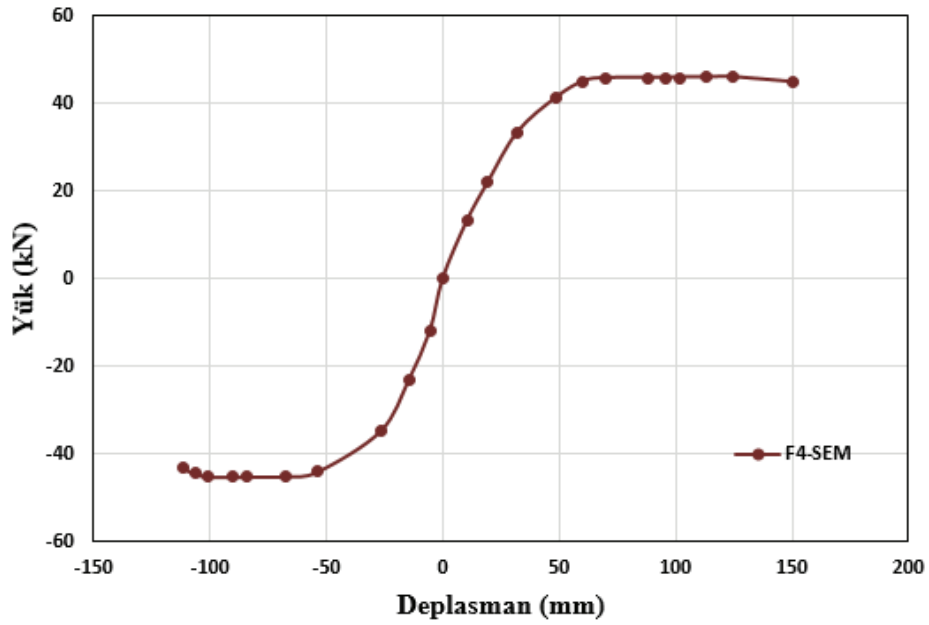
#### 7.5.4 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F4)

F4 birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup, alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı, IPE100 S275 çelik profil ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Betonarme kiriş elemanında, etriye sıklaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda IPE100 çelik profili, birleşim bölgesinde kompozit kolondan gelen çelik profile her iki yönden kaynatılmıştır. F4 birleşim elemanında, IPE100 çelik profili ve kiriş içlerine kaynatılan kısmi çelik profiller güçlü eksen yönünde olacak şekilde yerleştirilmiştir. F4 deney elemanına ait ABAQUS donatı planı şekil 7.17’de gösterilmektedir.



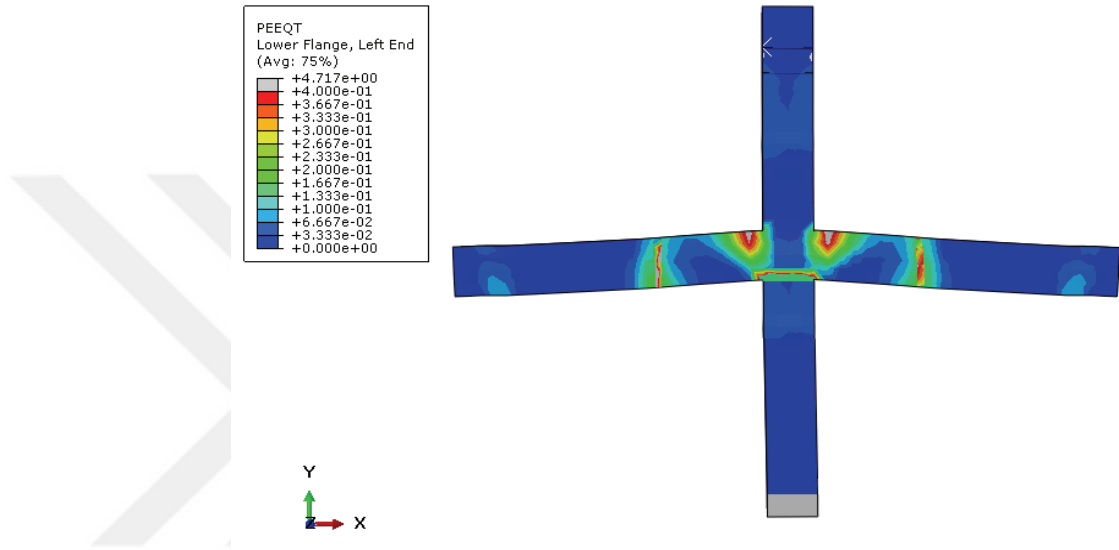
Şekil 7.17 F4 deney elemanı donatı planı

Sonlu elemanlar analizi (SEM) sonucunda F4 betonarme kiriş – kompozit kolon birleşimi 44.97 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 60.32 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. 44.79 kN yük ve 150.61 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir. Şekil 7.18’de yük – deplasman grafiği gösterilmiştir.



Şekil 7.18 F4 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus)

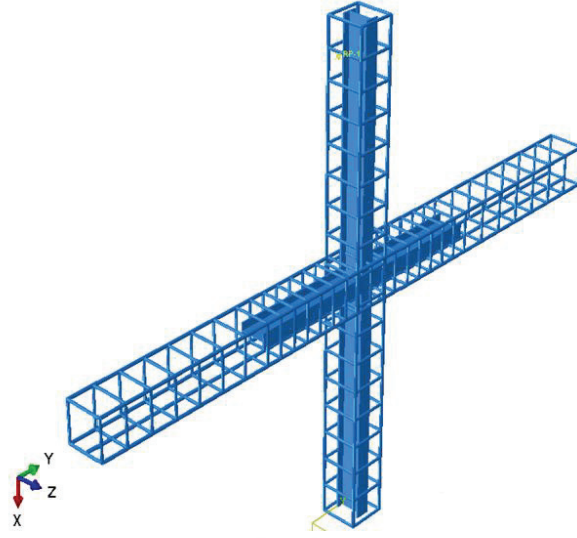
Şekil 7.19 ise, gerilmelerin yoğunlaştığı bölgelerde belirgin hasarların meydana geldiğini göstermektedir. F4 deney elemanında kolon ve kiriş içlerinde gömülü çelik profilin beton elemana basınç uygulaması nedeniyle gerilmelerin kiriş - kolon kesişim noktalarında, kirişlerde ise profil bitişiinde meydana gelmiştir. F4 deney elemanında meydana gelen çatlaklardan göçme hasarının kiriş uçları ve profil bitişiinde meydana geldiği görülmektedir.



Şekil 7.19 F4 deney elemanında analiz sonrası hasar durumu

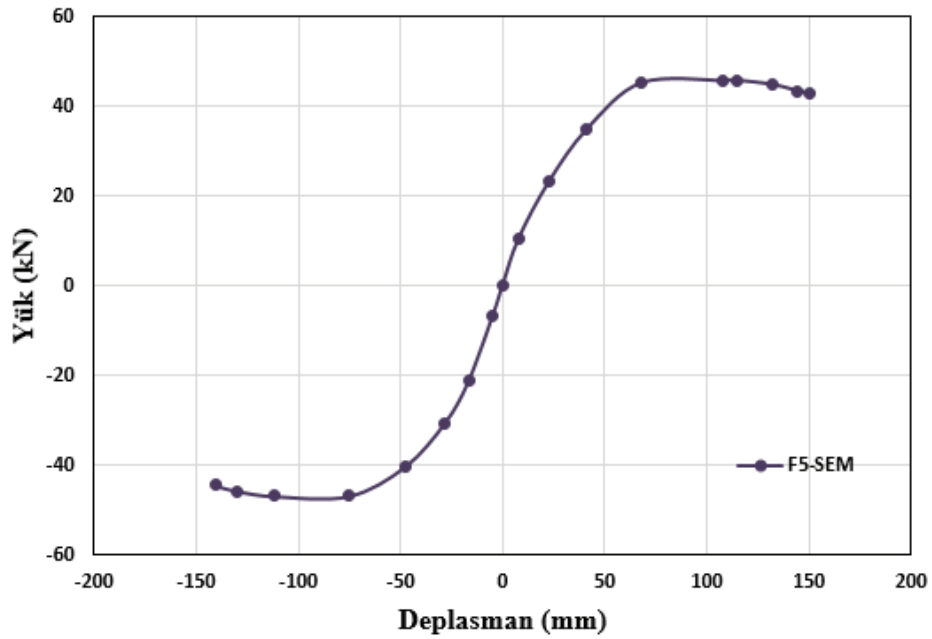
### 7.5.5 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F5)

F5 birleşim elemanında kolon kesiti 200 x 200 mm olup, alt ve üst bölgesinde 2Ø12 boyuna donatı, IPE100 S275 çelik profil ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Kiriş elemanı kesiti 200 x 200 mm olup, basınç bölgesinde 2Ø12, çekme bölgesinde 3Ø12 boyuna donatı ve Ø10 etriye donatısı kullanılmıştır. Betonarme kiriş elemanında, etriye sıklaştırma bölgesi boyunca 50 cm uzunluğunda IPE100 çelik profili birleşim bölgesinde kompozit kolondan gelen çelik profile her iki yönden kaynatılmıştır. F5 birleşim elemanında, IPE100 çelik profili ve kiriş içlerine kaynatılan kısmi çelik profiller zayıf eksen yönünde olacak şekilde yerleştirilmiştir. F5 deney elemanına ait ABAQUS donatı planı Şekil 7.20’de gösterilmektedir.



Şekil 7.20 F5 deney elemanı donatı planı

Sonlu elemanlar analizi (SEM) sonucunda F5 betonarme kiriş – kompozit kolon birleşimi 45.21 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 68.12 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. 43.02 kN yük ve 150 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir. Şekil 7. 21’de yük – deplasman grafiği gösterilmiştir.



Şekil 7.21 F5 birleşim elemanının yük – deplasman grafiği (Abaqus)



Şekil 7.22’de ise, F5 deney elemanının betonunda meydana gelen basınç gerilmelerini göstermektedir. Sabit aksenal yük altında kompozit kolonda basınç gerilmeleri oluşmuştur. Hasarın, kiriş uçlarında ve kiriş içinde bulunan çelik profil boyunca yoğunlaştığı görülmektedir.



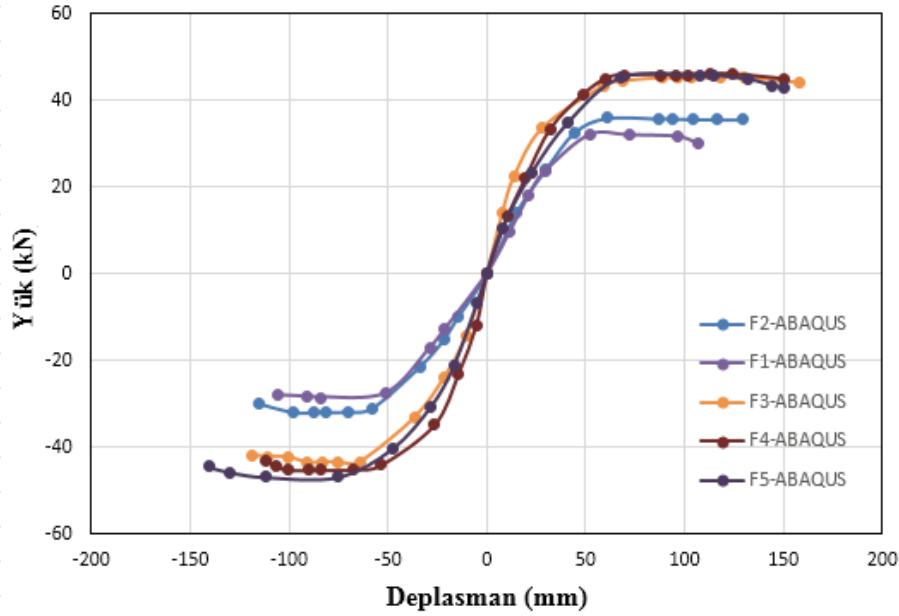
Şekil 7.22 F5 deney elemanı gerilme dağılımı

## 8. DENEY VE SEM ANALİZ SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Bu bölümde deneysel çalışma sonuçları ile sonlu elemanlar analizinden elde edilen sonuçlar şekil, grafik ve tablolar yardımıyla karşılaştırılmıştır. Deneysel ve analiz sonuçlarının yük-deplasman eğrileri yakınsak çıkmıştır. Abaqus/CAE’de malzeme hasar parametreleri girdilerinin artırılması ile deneysel ve analiz sonuçlarının yakınsaklığı artırılabilir.

### 8.1 Sonlu elemanlar analizi sonuçları ve karşılaştırılması

Sonlu elemanlar yöntemi (SEM) analizi sonucunda elde edilen yük – deplasman grafikleri Şekil 8.1’de gösterilmiştir.



Şekil 8.1 SEM analizi yük – deplasman grafikleri

Kompozit kolon ve betonarme kirişlere kısmi olarak profil eklenmesiyle elde edilen birleşim elemanlarının (F3, F4, F5), betonarme birleşim elemanına (F1) göre taşıma kapasitesi %38,37 artarken, F2 birleşim elemanına göre ise %24 artmıştır.

Betonarme birleşim elemanında (F1) süneklik 2.05, F2 deney elemanında 2.12, benzer birleşim detayına sahip F3, F4, F5 elemanlarında süneklik ortalama 2.46 olup referans betonarme elemana göre daha sünek bir davranış sergilemiştir. F2, F3, F4, F5 birleşim elemanlarında bulunan çelik profil sünekliğe pozitif bir katkı sağlamıştır.

Tablo 8.1 Birleşim elemanlarına ait yük, deplasman, süneklik ve rijitlik değerleri

Eleman	Akma yükü				Kopma yükü				Süneklik	Rijitlik
	Py(kN)		Δy(mm)		Pu(kN)		Δu(mm)		(Δu/Δy)	(P/Δy)
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(+)
F1	32.16	-27.61	51.86	-51.1	30.25	-28.07	106.79	-105.97	2.05	0.62
F2	35.88	-30.9	60.74	-57.8	35.33	-30	129.35	-115.05	2.12	0.59
F3	43.34	-43.49	58.75	-64.23	44.22	-42	157.97	-118.27	2.68	0.73
F4	44.97	-44.01	60.32	-53.43	44.79	-43.25	150.61	-111.59	2.49	0.74
F5	45.21	-46.88	68.12	-75.11	43.02	-44.15	150	-140.64	2.20	0.66

Analizler sonucunda, kirişte etriye sıkılaştırma bölgesi boyunca çelik profil eklenmesi taşıma gücü kapasitesini % 24 ile %38,37 arttırırken, akma deplasmanlarında önemli bir değişim gözlenmemiştir. Kopma deplasmanında ise profilli birleşimlerde önemli bir artış meydana gelmiştir. Böylece, çelik profil kullanılan elemanlar daha sünek davranış sergilemişlerdir.

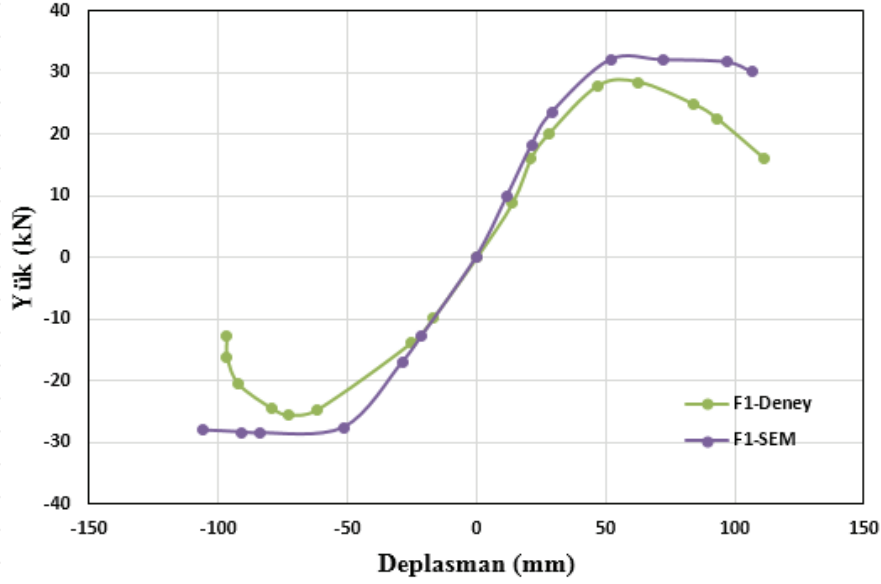
## 8.2 Deneysel çalışma ve SEM analizi sonuçlarının karşılaştırılması

Bu bölümde her bir deney elemanın deneysel çalışma sonuçları ve SEM sonuçları birbirleriyle karşılaştırılmıştır.

### 8.2.1 Betonarme giriş – kolon birleşim elemanı (F1)

F1 birleşim elemanı, deneysel çalışma sonucunda 27.83 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 46.84 mm deplasmanda akmaya başlarken, sonlu elemanlar analizinde (SEM) 32.16 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 51.86 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. Deneysel çalışma sonucunda 15.96 kN yük ve 111.41 mm deplasmanda göçme olurken, SEM analizinde ise 30.25 kN yük ve 106.79 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir.

F1 birleşim elemanı için, deneysel ve SEM analiz sonuçlarının yük – deplasman grafiği Şekil 8.1’de gösterilmiştir. Sonuçlar akma bölgesine kadar benzerlik gösterirken, akma bölgesinden sonra SEM analizinde plastik analiz sonucu az bir farklılık oluşmuştur.



Şekil 8.2 F1 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği

F1 numunesinde akma yükü ve bu yüke karşılık gelen akma deplasmanında SEM analiz sonuçları daha yüksek çıkmıştır. Aynı şekilde göçme yükünde SEM analizi daha yüksek çıkarken göçme deplasmanında deneysel sonuç daha fazla çıkmıştır. İki sonucu birbirine oranladığımızda oldukça yakın değerler çıkmıştır. Tablo 8.2’ de sonuçlar verilmiştir. Sonuçlar birbirine çok yakın çıkarken göçme modları da benzer olmuştur (Şekil 8.3).

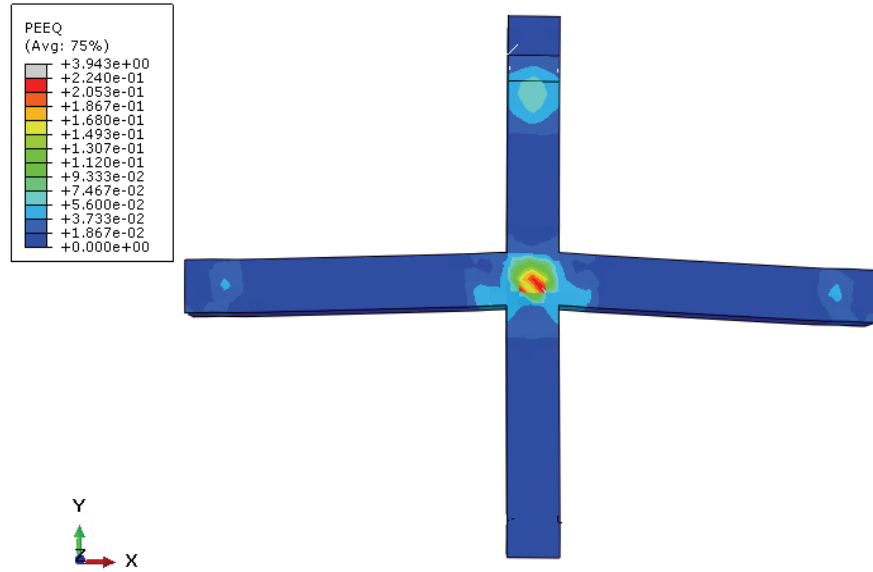
Tablo 8.2 F1 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması

F1	Akma yükü				Kopma yükü				Süneklik ( $\Delta u/\Delta y$ )	Rijitlik ( $P/\Delta y$ )
	$P_y$ (kN)		$\Delta y$ (mm)		$P_u$ (kN)		$\Delta u$ (mm)			
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(+)
Deney	27.83	-24.66	46.84	-61.83	15.96	-12.7	111.41	-96.78	2.37	0.59
SEM	32.16	-27.61	51.86	-51.1	30.25	-28.07	106.79	-105.97	2.05	0.62
Deney/SEM	0.865	0.893	0.903	1.209	0.527	0.452	1.043	0.913	1.15	0.95

F1 birleşim elemanının deney sonucunda birleşim bölgesinde büyük bir hasar meydana gelirken SEM analizinde de benzer şekilde hasar oluşmuştur. Şekil 8.3 'te deney elemanı hasar durumları ve çatlak bölgeleri gösterilmiştir. Betonda meydana gelen göçme bölgesinde gerilme renk skalasının iyice renk değiştirdiği görülmektedir.



(a)



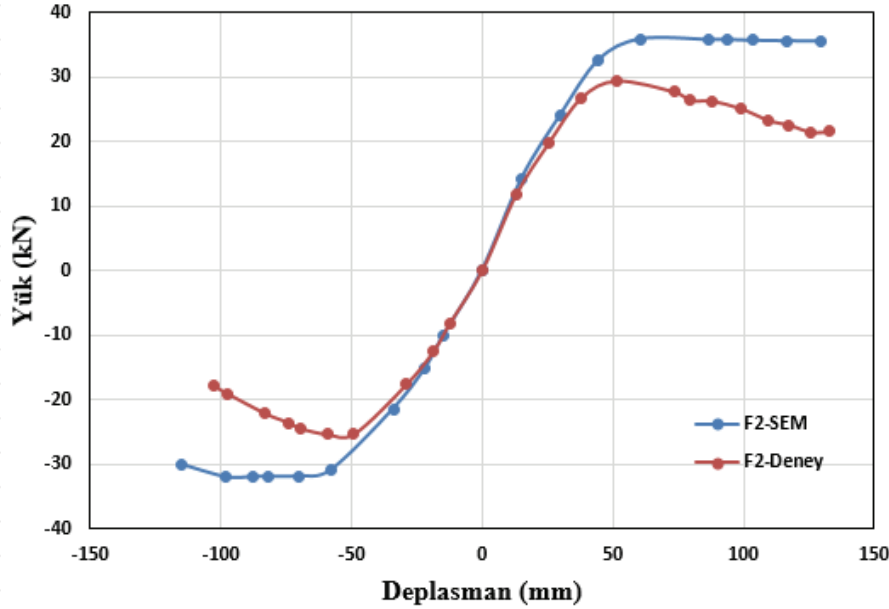
(b)

Şekil 8.3 (a) (b) F1 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri

### 8.2.2 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F2)

F2 birleşim elemanı deneysel çalışma sonucunda 29.41 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 51.48 mm deplasmanda akmaya başlarken, sonlu elemanlar analizinde (SEM) 35.88 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 60.74 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. Deneysel çalışma sonucunda 21.57 kN yük ve 133.05 mm deplasmanda göçme olurken, SEM analizinde 35.33 kN yük ve 129.35 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir (Tablo 8.3).

F2 birleşim elemanı için deneysel ve SEM analiz sonuçlarının yük – deplasman grafiği Şekil 8.4’te gösterilmiştir. Sonuçlar akma bölgesine kadar benzerlik gösterirken, akma bölgesinden sonra plastik analiz sonucunda çok az bir farklılık meydana gelmiştir.



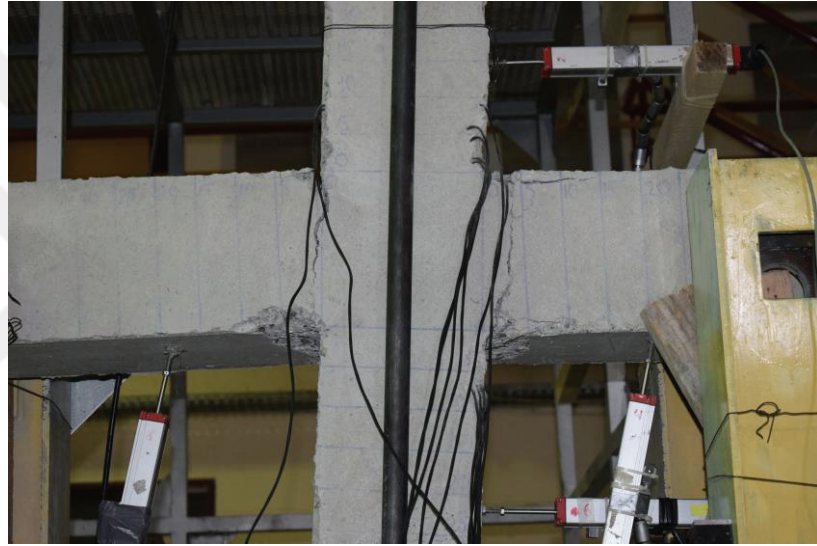
Şekil 8.4 F2 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği

F2 numunesinde, akma yükü ve bu yüke karşılık gelen akma deplasmanında SEM analiz sonuçları daha yüksek çıkmıştır. Aynı şekilde göçme yükünde SEM analizi daha yüksek çıkarken göçme deplasmanında deneysel sonuç daha fazla çıkmıştır. İki sonucu birbirine oranladığımızda oldukça yakın değerler çıkmıştır. Tablo 8.3’ te sonuçlar verilmiştir.

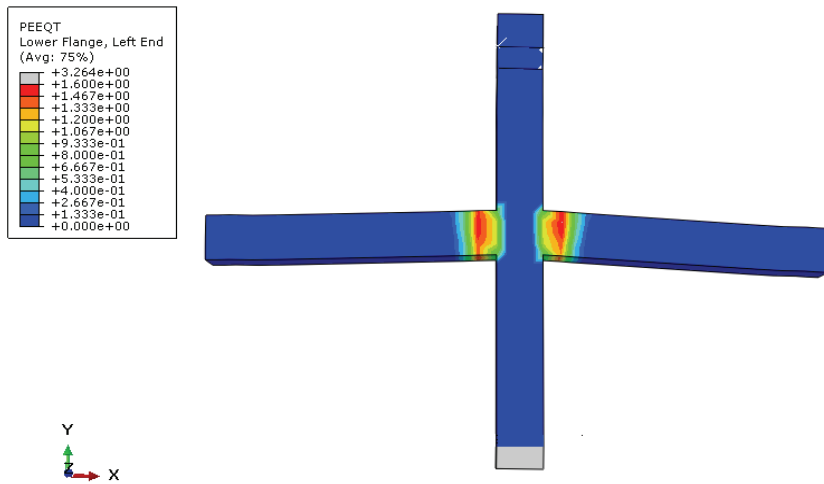
Tablo 8.3 F2 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması

F2	Akma yükü				Kopma yükü				Süneklik ( $\Delta u/\Delta y$ )	Rijitlik ( $P/\Delta y$ )
	Py(kN)		$\Delta y$ (mm)		Pu(kN)		$\Delta u$ (mm)			
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(+)
Deney	29.41	-25.36	51.48	-48.99	21.57	-16.95	133.05	-102.37	2.58	0.57
SEM	35.88	-30.9	60.74	-57.8	35.33	-30	129.35	-115.05	2.12	0.59
Deney/SEM	0.819	0.82	0.847	0.847	0.610	0.565	1.028	0.889	1.21	0.96

F2 birleşiminde hasar kiriş uçlarında meydana gelmiştir. Aynı şekilde SEM analiz sonucunda hasarlar kiriş uçlarında yoğunlaşmıştır. Şekil 8.5'te birleşim elemanında meydana gelen hasar durumları gösterilmiştir.



(a)



(b)

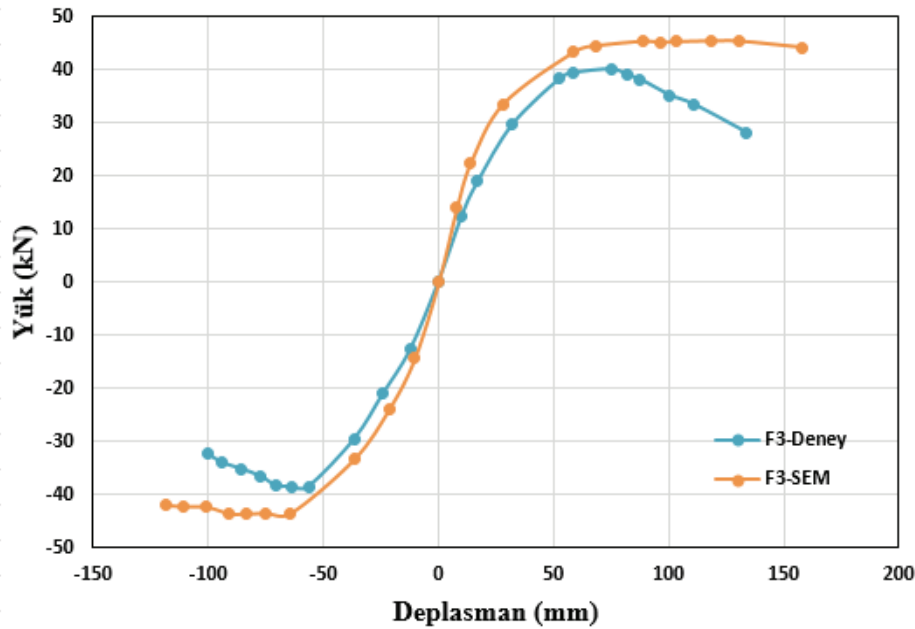
Şekil 8.5 (a) (b) F2 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri

F2 birleşim elemanı için yapılan deneysel çalışma ve SEM analiz sonuçlarına bakıldığında, elde edilen sonuçlar birbirine oldukça yakın ve tutarlı çıkmıştır.

### 8.2.3 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F3)

F3 birleşim elemanı deneysel çalışma sonucunda 38.36 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 52.79 mm deplasmanda akmaya başlarken, sonlu elemanlar analizinde (SEM) 43.34 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 58.75 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. Deneysel çalışma sonucunda 31.17 kN yük ve 133.88 mm deplasmanda göçme olurken, SEM analizinde 44.22 kN yük ve 157.97 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir (Tablo 8.4).

F3 birleşim elemanı için, deneysel ve SEM analiz sonuçlarının yük – deplasman grafiği Şekil 8.6’da gösterilmiştir. Sonuçlar akma bölgesine kadar benzerlik gösterirken, akma bölgesinden sonra plastik analiz sonucu çok az bir farklılık meydana gelmiştir.



Şekil 8.6 F3 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği



F3 numunesinde, akma yükü ve bu yüke karşılık gelen akma deplasmanında SEM analiz sonuçları daha yüksek çıkmıştır. Aynı şekilde göçme yükü ve göçme deplasmanında SEM analizi daha yüksek çıkmıştır. İki sonucu birbirine oranladığımızda oldukça yakın değerler çıkmıştır. Tablo 8.4' te sonuçlar verilmiştir.

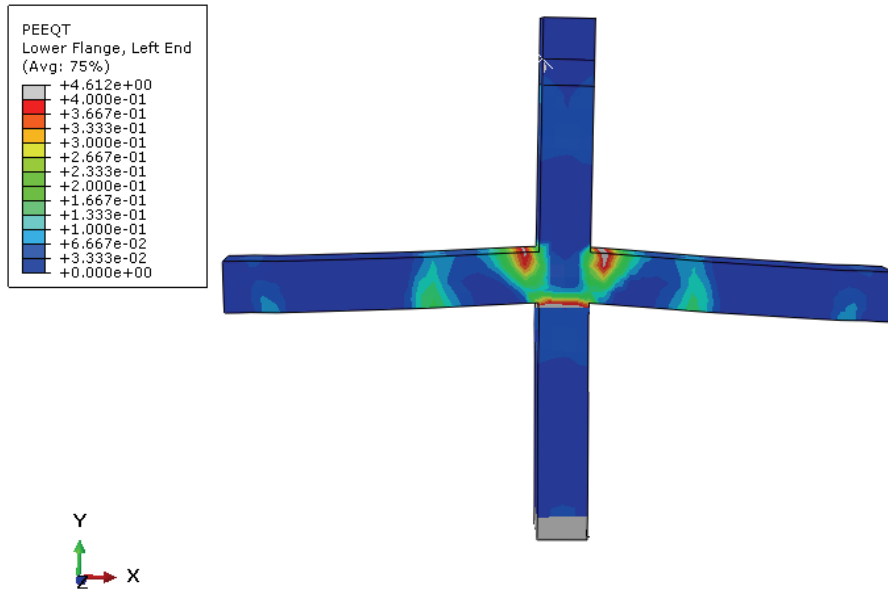
Tablo 8.4 F3 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması

F3	Akma yükü				Kopma yükü				Süneklik	Rijitlik
	Py(kN)		$\Delta y$ (mm)		Pu(kN)		$\Delta u$ (mm)		$(\Delta u/\Delta y)$	$(P/\Delta y)$
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(+)
Deney	38.36	-38.49	52.79	-56.36	31.17	-32.18	133.88	-100.23	2.53	0.72
SEM	43.34	-43.49	58.75	-64.23	44.22	-42	157.97	-118.27	2.68	0.73
Deney/SEM	0.880	0.885	0.898	0.877	0.704	0.766	0.847	0.847	0.94	0.98

F3 birleşiminde hasar kiriş uçlarında, göçme ise kiriş içlerine etriye sıklaştırma bölgesi boyunca eklenen çelik profil bitişlerinde meydana gelmiştir. Aynı şekilde SEM analiz sonucunda hasarlar kiriş uçlarında ve kiriş içlerindeki çelik profil bitişlerinde meydana gelmiştir. Şekil 8.7'de birleşim elemanında meydana gelen hasar durumları gösterilmiştir.



(a)



(b)

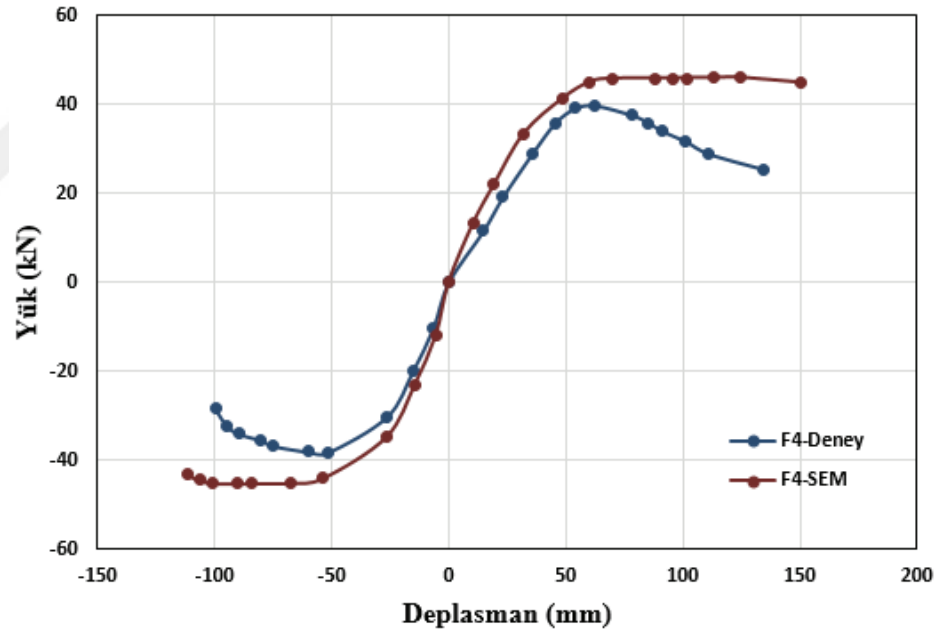
Şekil 8.7 (a) (b) F3 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri

F3 birleşim elemanı için yapılan deneysel çalışma ve SEM analiz sonuçlarına bakıldığında, elde edilen sonuçlar ve birleşim elemanlarında gerilmelerin yoğunlaştığı bölgelere bakıldığında sonuçlar birbirine oldukça yakın ve tutarlı çıkmıştır.

### 8.2.4 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F4)

F4 birleşim elemanı deneysel çalışma sonucunda 39.1 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 53.86 mm deplasmanda akmaya başlarken, sonlu elemanlar analizinde (SEM) 44.97 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 60.32 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. Deneysel çalışma sonucunda 25.4 kN yük ve 134.48 mm deplasmanda göçme olurken, SEM analizinde 44.79 kN yük ve 150.61 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir (Tablo 8.5).

F4 birleşim elemanı için, deneysel ve SEM analiz sonuçlarının yük – deplasman grafiği Şekil 8.8’de gösterilmiştir. Sonuçlar akma bölgesine kadar benzerlik gösterirken, akma bölgesinden sonra plastik analiz sonucu çok az bir farklılık meydana gelmiştir.



Şekil 8.8 F3 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği

F4 numunesinde akma yükü ve bu yüke karşılık gelen akma deplasmanında SEM analiz sonuçları daha yüksek çıkmıştır. Aynı şekilde göçme yükü ve göçme deplasmanında SEM analizi daha yüksek çıkmıştır. İki sonucu birbirine oranladığımızda oldukça yakın değerler çıkmıştır. Tablo 8.5’ te sonuçlar verilmiştir.

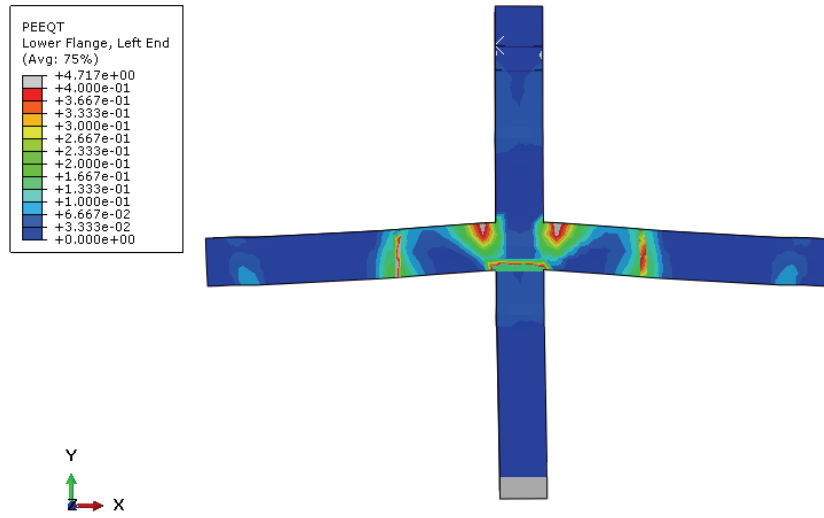
Tablo 8.5 F4 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması

F4	Akma yükü				Kopma yükü				Süneklik ( $\Delta u/\Delta y$ )	Rijitlik ( $P/\Delta y$ )
	Py(kN)		$\Delta y$ (mm)		Pu(kN)		$\Delta u$ (mm)			
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(+)
Deney	39.1	-38.27	53.86	-51.48	25.4	-28.26	134.48	-99.64	2.49	0.72
SEM	44.97	-44.01	60.32	-53.43	44.79	-43.25	150.61	-111.59	2.49	0.74
Deney/SEM	0.869	0.869	0.892	0.963	0.567	0.653	0.892	0.892	0.99	0.97

F4 birleşim elemanında hasar kiriş uçlarında, göçme kiriş içlerine etriye sıklaştırma bölgesi boyunca eklenen çelik profil bitişlerinde meydana gelmiştir. Aynı şekilde SEM analizi sonucunda hasarlar kiriş uçlarında ve kiriş içlerindeki çelik profil bitişlerinde meydana gelmiştir. Şekil 8.9' da birleşim elemanında meydana gelen hasar durumları gösterilmiştir.



(a)



(b)

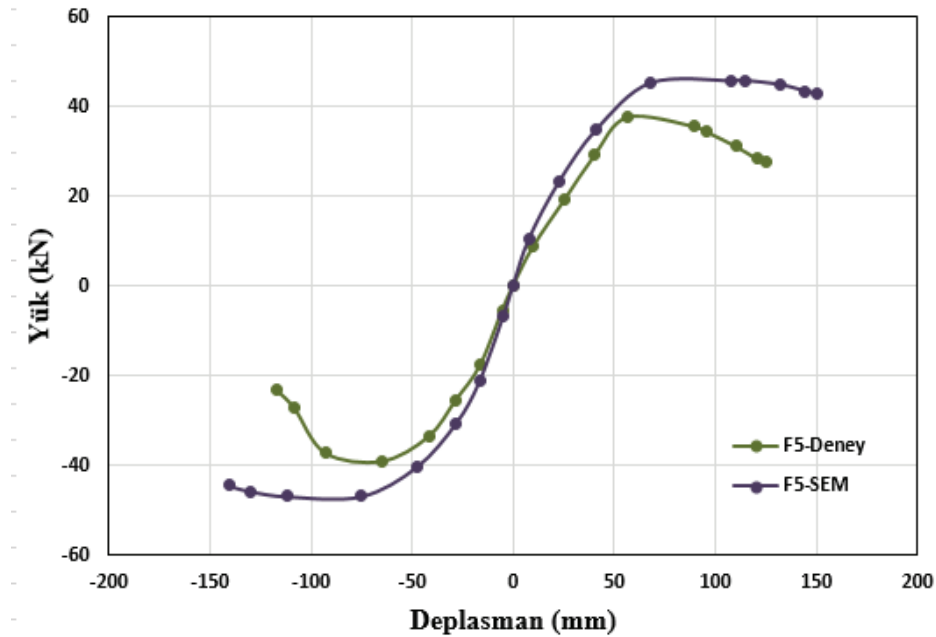
Şekil 8.9 (a) (b) F4 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri

F4 birleşim elemanı için yapılan deneysel çalışma ve SEM analiz sonuçlarına bakıldığında, elde edilen sonuçlar ve birleşim elemanlarında gerilmelerin yoğunlaştığı bölgelere bakıldığında sonuçlar birbirine oldukça yakın ve tutarlı çıkmıştır.

### 8.3.5 Betonarme kiriş – kompozit kolon birleşim elemanı (F5)

F5 birleşim elemanı deneysel çalışma sonucunda 37.68 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 54.12 mm deplasmanda akmaya başlarken, sonlu elemanlar analizinde (SEM) 45.21 kN yük ve bu yüke karşılık gelen 68.12 mm deplasmanda akmaya başlamıştır. Deneysel çalışma sonucunda 27.6 kN yük ve 125 mm deplasmanda göçme olurken, SEM analizinde 43.02 kN yük ve 150 mm deplasmanda göçme meydana gelmiştir (Tablo 8.6).

F5 birleşim elemanı için deneysel ve SEM analiz sonuçlarının yük – deplasman grafiği Şekil 8.10’da gösterilmiştir. Sonuçlar akma bölgesine kadar benzerlik gösterirken, akma bölgesinden sonra plastik analiz sonucu çok az bir farklılık meydana gelmiştir.



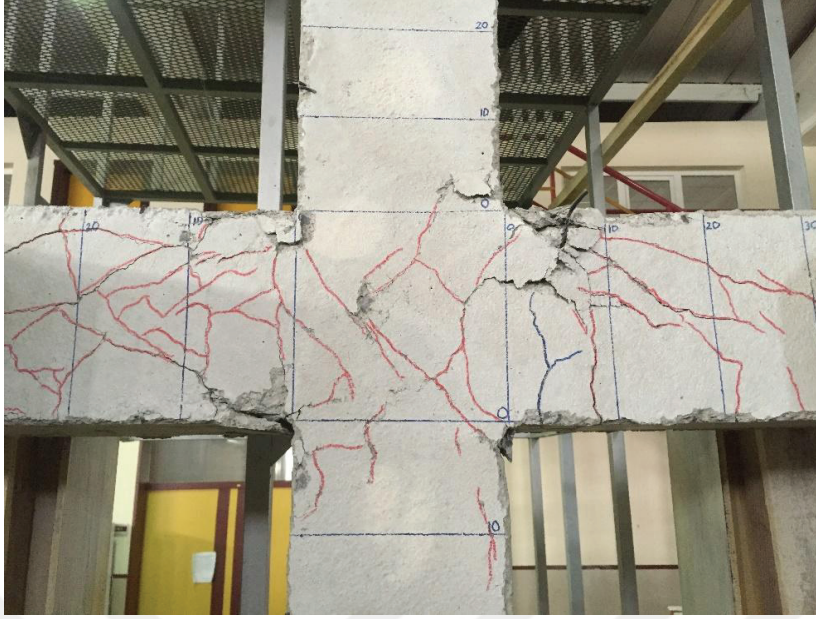
Şekil 8.10 F5 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi yük – deplasman grafiği

F4 numunesinde akma yükü ve bu yüke karşılık gelen akma deplasmanında SEM analiz sonuçları daha yüksek çıkmıştır. Aynı şekilde göçme yükü ve göçme deplasmanında SEM analizi daha yüksek çıkmıştır. İki sonucu birbirine oranladığımızda oldukça yakın değerler çıkmıştır. Çizelge 8.6' da sonuçlar verilmiştir.

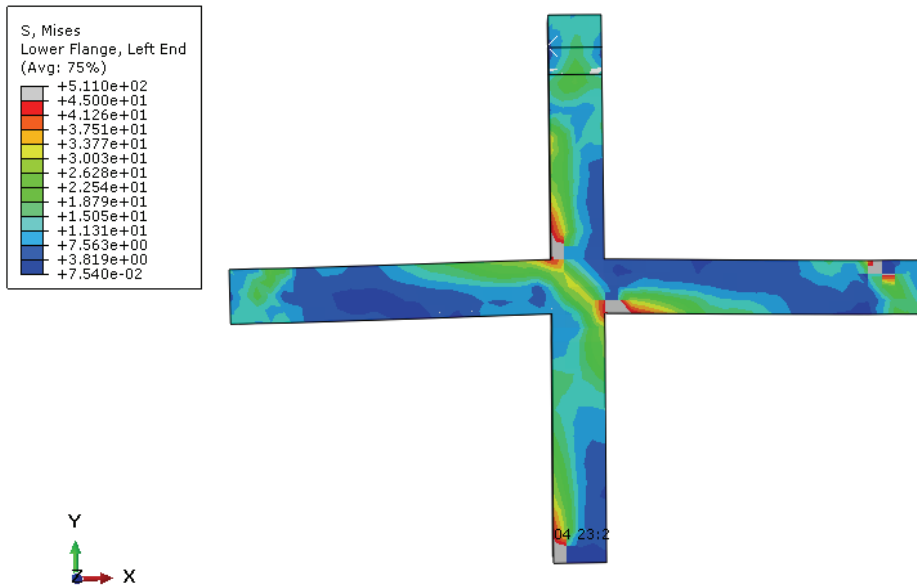
Tablo 8.6 F5 birleşim elemanının deneysel ve SEM analiz sonuçlarının karşılaştırılması

F5	Akma yükü				Kopma yükü				Süneklik ( $\Delta u/\Delta y$ )	Rijitlik ( $P/\Delta y$ )
	Py(kN)		$\Delta y$ (mm)		Pu(kN)		$\Delta u$ (mm)			
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(+)
Deney	37.68	-39.07	54.12	-52.23	27.6	-23.1	125	117	2.30	0.69
SEM	45.21	-46.88	68.12	-75.11	43.02	-44.15	150	140.64	2.20	0.66
Deney/SEM	0.833	0.833	0.794	0.695	0.641	0.523	0.833	-0.831	1.04	1.04

F5 birleşim elemanında hasar giriş uçlarında yoğunlaşmıştır. Aynı şekilde SEM analiz sonucunda gerilmeler giriş uçlarında meydana gelmiştir. Şekil 8.11'de birleşim elemanında meydana gelen hasar durumları gösterilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 8.11 (a) (b) F5 birleşim elemanı deneysel ve SEM analizi hasar görüntüleri

F5 birleşim elemanı için yapılan deneysel çalışma ve SEM analiz sonuçlarına bakıldığında, elde edilen sonuçlar ve birleşim elemanlarında gerilmelerin yoğunlaştığı bölgelere bakıldığında sonuçlar birbirine oldukça yakın ve tutarlı çıkmıştır.

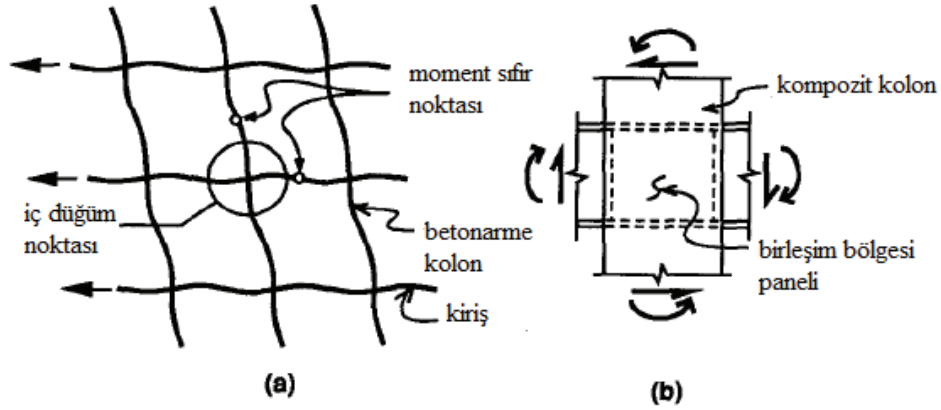


## 9. ANALİTİK ÇALIŞMA

### 9.1 Giriş

Betonarme veya çelik kiriş ile kompozit kolondan oluşan iç çerçeve yapısının bağlantı kuvvetinin hesaplanması ve donatıların detaylandırılması için analitik bir çalışma yapılmıştır. Bu önerilerde, yapısal çeliğin ve betonarme bileşenlerin etkileşimini göz önünde bulundurarak, bu bağlantıların oranları ve detayları ele alınmıştır. Öneriler, öncelikle iç çerçeve yapısını temsil eden + biçiminde numunelerin testlerine ve mevcut kod ve standartlardan ilgili bilgilere dayanmaktadır. Betonarme kiriş ve kısmi çelik profil gömülü betonarme kirişler betona gömülü çelik kolona sürekli olarak bağlanmaktadır (Şekil 9.1). Bu tür birleşimler yüksek katlı binalarda giderek daha fazla kullanılmaktadır.

Bu öneriler, büyük ölçüde çerçevenin yanal deformasyonu ile ilişkili kuvvetlere maruz bırakılmış, Şekil 9.1' de gösterildiği gibi, iç düzlemsel kiriş-kolon birleşimlerinin testlerine dayanmaktadır (Sheikh ve arkadaşları, 1987, 1989; Deierlein ve arkadaşları, 1988, 1989). Çelik ve betonarme birleşimler için mevcut kurallar ve kompozit bağlantılar üzerine yapılan diğer araştırmalardan yararlanılmıştır.



Şekil 9.1 Moment aktaran kompozit çerçeve (a) Yanal yükler altında çerçeve yapısı (b) İç çerçeve düğüm noktası (ASCE, 1994)

## 9.2 Sınır koşulları

Yönetmelik kodları, aşağıdaki kısıtlamaları karşılayan kiriş-kolon birleşimlerinde kesme kuvveti ve momentlerin aktarımı için geçerlidir:

- Ortak en-boy oranı:  $0.75 \leq h / d \leq 2.0$  burada  $h$  = kirişe paralel olarak ölçülen beton kolon derinliği ve  $d$  = kolona paralel olarak ölçülen kiriş derinliği.
- Malzeme özellikleri: normal basınçta beton  $f'_c \leq 40 \text{MPa} (6 \text{ksi})$ ; donatı çubukları  $F_y \leq 410 \text{MPa} (60 \text{ksi})$  ile çelik profil  $F_y \leq 345 \text{MPa} (50 \text{ksi})$ .
- Ortak tasarım kuvvetleri: Ölü, hareketli ve rüzgâr kuvvetleri altındaki tüm yükleme durumları için geçerlidir. Deprem yüklemesi, Yeni Binalarda Sismik Düzenlemelerin Geliştirilmesi için NEHRP Önerilen Hükümler uyarınca tanımlanmış olan A, B veya C sismik performans kategorilerine eşdeğer düşük ila orta sismik bölgeler ile sınırlıdır (Bina Sismik Güvenlik Konseyi 1991).

Tasarım yönetmeliklerini kullanarak, bağlantı mukavemeti çelikte akma veya betonda çatlama gibi birkaç hasar modu dikkate alınarak belirlenir. Bu modların çoğu, betonarme veya yapısal çelik konstrüksiyon için kullanılan hükümlere dayanmaktadır. Bu nedenle, bazı hasar modu kontrolleri, genel olarak mevcut tavsiyelerin kapsamı dışındaki bağlantı konfigürasyonlarına uygulanabilir. Birleşim bölgesinde yapısal çelik profile ek olarak etriye ve boyuna donatı çubukları bulunmaktadır.

## 9.3 Tasarım davranışları ve yöntem

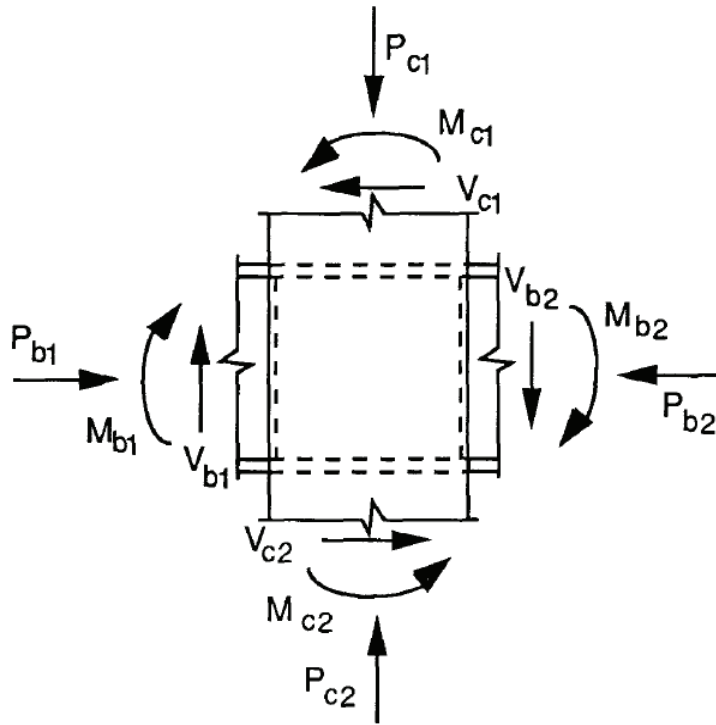
Yapısal Çelik Binalar için Amerikan Çelik Konstrüksiyon Yük ve Dayanım Faktörü Tasarım Şartnamesi'nin (1993) yük ve direnç faktörü tasarım metodu kullanılarak bağlantı mukavemeti kontrol edilmelidir. Faktörlü yükler, ASCE 7-93, Binalar ve Diğer Yapılar için Minimum Tasarım Yükleri (1993) veya diğer tasarım kodları önerileri kullanılarak belirlenmelidir. Nominal bağlantı mukavemeti ve dayanım faktörleri burada açıklanan prosedür kullanılarak belirlenebilir.

#### 9.4 Birleşim bölgesi kuvvetleri

Düğüm noktası, eğilme, kesme ve eksenel yükler de dâhil olmak üzere bitişik elemanlar tarafından birleşim bölgesine aktarılan kuvvetlerin etkileşimi için tasarlanmalıdır. Bu kuvvetler, dıştan uygulanan yüklerden kaynaklanabildiği gibi, ayrıca büzülme, sıcaklık ve yerleşimden de kaynaklanabilir.

Tipik bir birleşim üzerindeki kuvvetler, Şekil 9.2' de gösterilmiştir. Bağlantı tasarımı için, bu kuvvetler faktörlü yük kombinasyonlarını yansıtmalı ve denge içinde olmalıdır.

Tasarım için, birleşim kuvvetinin hesaplanmasında Şekil 9.2' deki kuvvetler dikkate alınır. Bu kuvvetler aşağıdaki moment denge denklemi ile ilişkilendirilebilir.



Şekil 9.2 Birleşim noktasına etki eden kuvvetler (ASCE, 1994)

$$\Sigma M_c = \Sigma M_b + V_b h - V_c d \quad (9.1)$$

$$\Sigma M_b = (M_{b1} + M_{b2}) \quad (9.2)$$

$$V_b = (V_{b1} + V_{b2}) / 2 \quad (9.3)$$

$$V_c = (V_{c1} + V_{c2}) / 2 \quad (9.4)$$

$$\Sigma M_c = (M_{c1} + M_{c2}) \quad (9.5)$$

Ve

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} \quad (9.6)$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} \quad (9.7)$$

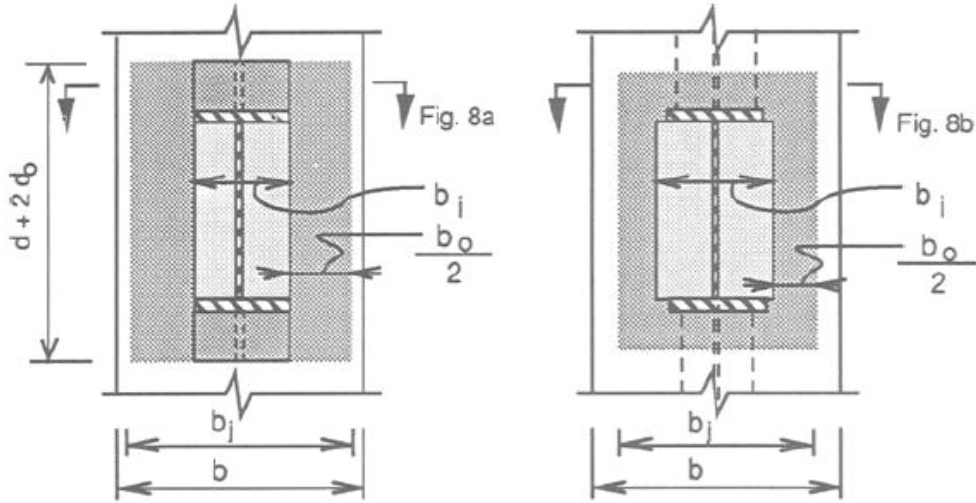
Tasarım kuvvetleri, betonarme kolondaki aksenal kuvvetlerin etkilerini içermez ve kirişlerdeki aksenal kuvvetler genellikle küçük olduğundan bunlar da hesaplamalarda hariç tutulmuştur. (ACI-ASCE Committee 352 1985; Park and Paulay 1975)

#### 9.4.1 Etkili birleşim bölgesi genişliği

Kolonun ( $b_j$ ) içindeki birleşim bölgesi etkili genişliği (Şekil 9.3) iç ve dış panel genişliklerinin ( $b_i$  ve  $b_o$ ) toplamına eşittir.

$$b_j = b_i + b_o \quad (9.8)$$

İç genişlik  $b_i$ , FBP genişliğinin ( $b_p$ ), veya kiriş flanş genişliğinin ( $b_f$ ) büyüklüğüne eşit olarak alınmalıdır.



Şekil 9.3 Etkili birleşim bölgesi genişliği: (a) Uzatılmış FBP; (b) Geniş FBP ve kolon (ASCE, 1994)

Genişletilmiş FBP'ler veya çelik kolonlar kullanıldığında, dış panel genişliği, aşağıdaki formüllere göre genel kesit geometrisi kullanılarak hesaplanır:

$$b_o = C (b_m - b_i) < 2 d_o \quad (9.9)$$

$$b_m = (b_f + b)/2 < b_f + h < 1.75 b_f \quad (9.10)$$

$$C = (x/h) (y/b_f) \quad (9.11)$$

Eğer çelik kolon ve uzatılmış FBP yoksa  $b_o = d_o = 0$  alınır.  $b$ = beton kolon genişliği,  $h$  = beton kolon derinliği,  $y$ = çelik kolon veya FBP genişliği, uzatılmış FBP var ise  $x = h$ , eğer sadece çelik kolon var ise  $x=h/2 + d_o/2$  şeklinde ifade edilir.

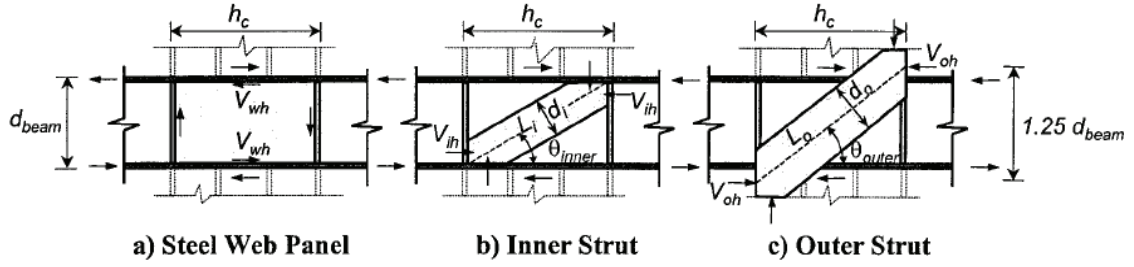
### 9.5 Kompozit birleşimlerin yük modellemesi ve birim şekil uzama

Kiriş-kolon bağlantıları, esas olarak kesme kuvvetlerine maruz kalan yapısal elemanlardır. Bununla birlikte, betonarmenin ortotropik özellikleri nedeniyle, farklı büyüklükte temel çekme ve basınç şekil değiştirmeleri, Şekil 9.4'te gösterildiği gibi yatay ve dikey şekil değiştirmelerle birlikte bir kiriş kolon birleşiminde meydana gelir. Betona gömülü çelik kompozit birleşimlerin kesme dayanımına üç mekanizma katkıda bulunmaktadır: (1) çelik panel mekanizması; (2) bir iç beton kuvvet mekanizması ve (3) bir dış beton kuvvet mekanizması (Şekil 9.4). Burada sunulan ortak modelde, her üç mekanizmada da, kesmede eşit olarak deforme olduğu varsayılmaktadır. Her bir mekanizmanın birleşiminin toplam kopma mukavemetine olan katkısını belirlemek için öncelikle bağlantıdaki düzlem gerilme durumu tanımlanmalıdır. Kiriş kolon birleşimine etkiyen şekil değiştirmeler aşağıdaki gibi elde edilebilir: sırasıyla  $\varepsilon_c$  ve  $\varepsilon_t$  = basınç ve çekme altında şekil değiştirmeler; sırasıyla  $\varepsilon_x$  ve  $\varepsilon_y$  = yatay ve dikey şekil değiştirmeler;  $\gamma_{xy}$  = kesme distorsiyonu; ve  $\theta_p$  = basınç açısı.

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \cos(2\theta_p) + \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin(2\theta_p) \quad (9.12)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \cos[2(\theta_p + 90)] + \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin[2(\theta_p + 90)] \quad (9.13)$$

$$\gamma_{xy} = \tan(2\theta_p)(\varepsilon_x - \varepsilon_y) \quad (9.14)$$

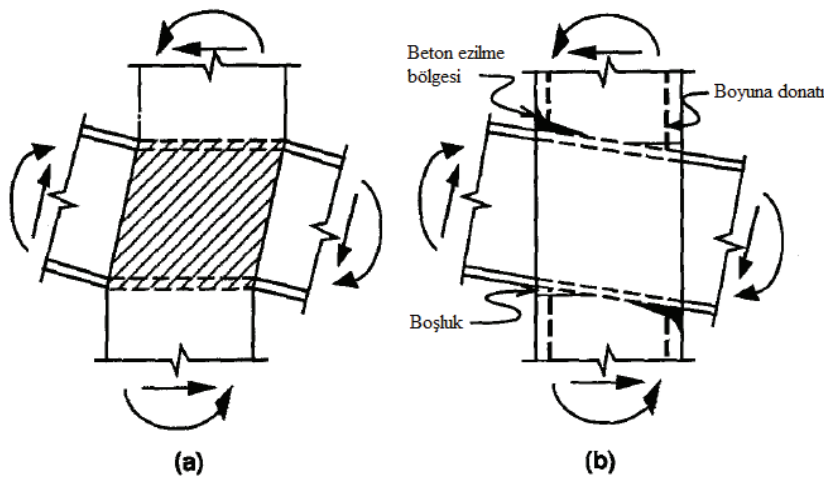


Şekil 9.4 Kompozit Birleşimlerde Kuvvet Mekanizmaları (a) Çelik panel (b) İç beton basınç bölgesi (c) Dış beton basınç bölgesi (ASCE, 1994)

## 9.6 Birleşim bölgesi hasar modları

Bağlantı mukavemeti iki temel hasar modu için kontrol edilmelidir: panel kesme hasarı ve düşey taşıma hasarı. Bölüm 9.7 ve 9.8' de verilen kuvvet denklemleri, bu hasar modlarına dayanmaktadır ve Bölüm 9.8.4'teki birleşim bölgesi detaylandırma kurallarının yerine getirilmesine bağlıdır.

Birleşim bölgesi davranışı, Şekil 9.5' te gösterilen iki hasar şekli ile karakterize edilebilir. Şekil 9.5 a' da panel kesme hasarı, tipik olarak yapısal çelik veya betonarme birleşimlerle ilişkili olana benzer; Ancak, kompozit birleşimlerde, hem yapısal çelik hem de betonarme panel elemanlar hesaba katılır. Şekil 9.5 (b) 'de gösterilen düşey taşıma gücü hasarı, yüksek basınç gerilmeleri olan yerlerde meydana gelir ve beton kolondaki kompozit kirişin sert gövde dönüşüyle ilişkilidir. Birleşim bölgesinden geçen boyuna donatılar düşey taşıma kesme hasarına karşı bir güçlendirme görevi üstlenir.



Şekil 9.5 Birleşim bölgesi hasar modları (a) panel hasarı (b) düşey taşıma hasarı (ASCE,1994)

### 9.7 Düşey taşıma kuvveti

Düşey kesme hasarı (Şekil 9.6) aşağıdaki denklem sağlandığında birleşim bölgesi kuvveti yeterli kabul edilir.

$$\Sigma M_c + 0.3h\Delta V_b \leq \phi[0.7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vrn} + C_{vrn})] \quad (9.15)$$

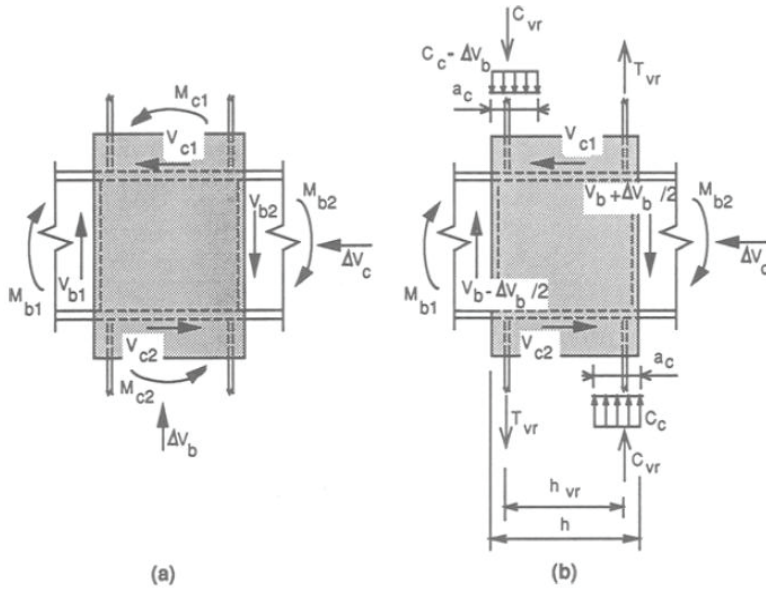
$\Sigma M_c$  ve  $\Delta V_b$  bölüm 9.4' te ifade edilmiştir.

$$C_{cn} = 0.6f'_c b_j h \quad (9.16)$$

$T_{vrn}$  ve  $C_{vrn}$  direkt olarak çelik kirişe bağlanan düşey birleşim bölgesi donatısının çekme ve basınç altında nominal kuvvetleri ve  $h_{vr}$  donatılar arasındaki mesafeyi temsil etmektedir.  $T_{vrn}$  ve  $C_{vrn}$ 'nin dayanımları, donatı ve çelik profil arasındaki bağlantı, donatının güçlendirilmesi veya betona ankrajlanması ve donatının malzeme mukavemetinin hesaplanmasında aşağıdaki faktörler göz önünde bulundurulmalıdır. Ayrıca, denklem 9.17 'de düşey boyuna donatının katkısı aşağıdaki gibi sınırlandırılmıştır:

$$T_{vrn} + C_{vrn} \leq 0.3f'_c b_j h \quad (9.17)$$

Birleşim bölgesindeki düşey taşıyıcı kuvvetler, kiriş ve kolon arasında aktarılan moment ve kesme kuvvetlerinin kombine etkilerinden kaynaklanır. Moment ve kesme kuvvetinin birleşim bölgesine etkisi Şekil 9.6 (a)' da gösterilmektedir. Şekil 9.6 (b)'de kolon momentleri  $M_{c1}$  ve  $M_{c2}$  düşey boyuna donatı kuvvetleri  $T_{vr}$  ve  $C_{vr}$  ve düşey taşıma kuvvetleri  $C_c$  ile değiştirilir. Kiriş kesme kuvvetleri Şekil 9.6 (a) ve 9.6 (b), denklem (9.2) - (9.7) ile ilgilidir. Denklem (9.15) Şekil 9.6 (b) 'de birleşim üzerinde etkili olan kuvvetlerin moment dengesinden ve  $C_c$ ,  $T_{vr}$  ve  $C_{vr}$  kuvvetlerinin ilgili nominal kuvvet değerleriyle değiştirilmesiyle elde edilir. Kirişin üstündeki ve altındaki taşıyıcı bölgelerin uzunluklarının eşit olduğu varsayılır ve denklem (9.15) 'te,  $a_c = 0.3h$  maksimum değerlerine eşit olarak ayarlanırlar. Bu sınır, test verilerine dayanır ve maksimum beton şekil değiştirmesinde bir sınırlama yerine kullanılır. Nominal beton dayanım kuvveti,  $C_{cn}$ , uzunluğu  $a_c = 0.3h$  ve genişliği  $b_j$  olan bir alan üzerinde  $2f'_c$  lik bir yük gerilimi kullanılarak hesaplanmıştır (Sheikh et al. 1987, 1989; Deierlein et al.,1988) and direct bearing tests (Minami 1985).



Şekil 9.6 Ortak tasarım kuvvetleri ve iç kuvvetlerin dengesi a) tipik birleşim bölgesi b) Uygulanan birleşim bölgesi kuvvetleri c) Düşey Yaşırı kuvvetler (ASCE, 1994)

## 9.8 Birleşim bölgesi kesme kuvveti

Genel olarak, sismik kuvvetlerin neden olduğu yanal yükler, kompozit bağlantı tasarımına şekil verir. Sismik yükleme altında yapı, birkaç döngüsel inelastik tepkinin ardından enerjiyi dağıtır. Çelik yapıda, elastik olmayan tepki, kiriş elemanları ile sınırlı olan plastik mafsallar aracılığıyla meydana gelebilir. Bu nedenle, sismik tasarımda, kompozit bağlantı ve betonarme kolon tasarım kuvveti, bağlantıya bitişik çelik kirişin plastik mafsalında meydana gelen kuvvetlerden daha az olmamalıdır.

Birleşim bölgesi yatay kesme dayanımı Şekil 9.7' de gösterilmektedir. 1) çelik panel,  $V_{sn}$ ; 2) iç beton basınç kuvveti,  $V_{csn}$ ; 3) dış beton basınç alanı,  $V_{cfn}$ ; nominal kesme dayanımı toplamıdır.

$V_{sn}$ ,  $V_{csn}$  ve  $V_{cfn}$  değerleri, sırasıyla Bölüm 9.8.1, 9.8.2 ve 9.8.3'te verilen prosedürler izlenerek hesaplanmalıdır. Aşağıdaki denklem şartı sağlanırsa yatay kayma mukavemeti yeterli kabul edilir.

$$\sum M_c - V_b j h \leq \phi [V_{sn} d_f + 0.75 V_{csn} d_w + V_{cfn} (d + d_0)] \quad (9.18)$$



Burada,  $V_b$ , Bölüm 9.4' te tanımlandığı gibi,  $d_f$  = kiriş flanşları arasındaki merkezden merkeze uzaklığı,  $d_w$  = çelik profil derinliği,  $d_0 = 0.25d$  olarak kabul edilmektedir.  $j_h$  aşağıdaki denklem tarafından hesaplanır:

$$j_h = \frac{\Sigma M_c}{\Phi(T_{vrn} + C_{vrn} + C_c) - \Delta V_b / 2} \quad (9.19)$$

Burada,

$$C_c = 2f'_c b_j a_c \quad (9.20)$$

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K} \leq 0.3h \quad (9.21)$$

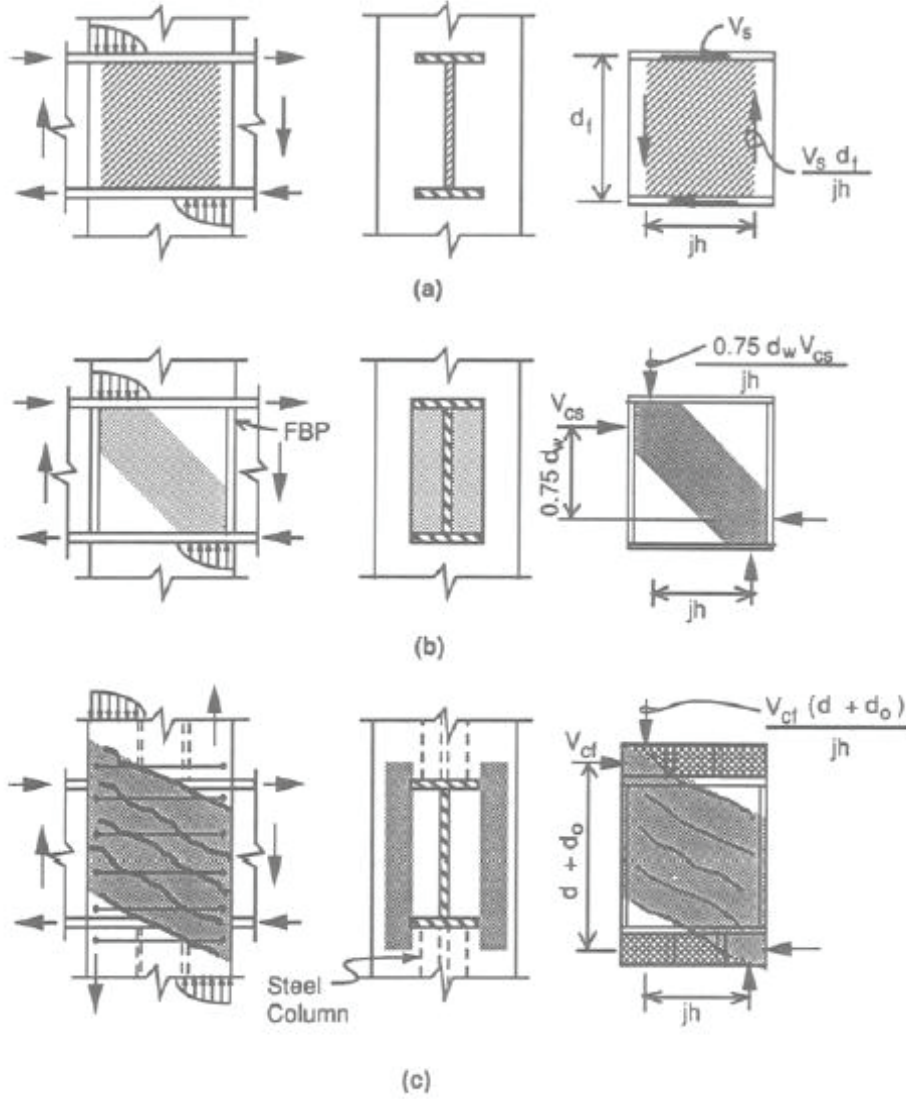
$$K = \frac{1}{\phi 2 f'_c b_j} [\Sigma M_c + \Delta V_b h / 2 - \phi (T_{vrn} + C_{vrn}) h_{vr}] \quad (9.22)$$

Üç adet birleşim bölgesi kesme kuvveti mekanizması Şekil 9.7' de gösterilmektedir. Şekil 9.7 (a)' da gösterildiği gibi çelik levha, benzer şekilde kompozit ve yapısal çelik bağlantılarda etkilidir. Kolondaki gerilme dağılımı ve berkitme desteklerinin konumuna bağlı olarak kiriş yüksekliği  $d_f$  boyunca kesme kuvveti taşıdığı düşünülebilir.

Şekil 10.b' de görülen beton basınç alanı kiriş derinliği içindeki FBP'lere dayanarak harekete geçirilir. Beton basınç alanı Şekil 9.7 (c) yatay bir kuvvet ve etriye mekanizmasıyla harekete geçirilir. Şekil 9.7 (c) 'de gösterilen durum için basınç alanı, kirişin üstünde ve altında çelik kolonun varlığı ile harekete geçirilir.

Denklem (9.18) uygulanmış yükler nedeniyle birleşim bölgesi boyunca meydana gelen kayma kuvvetinin toplam birleşim bölgesi kesme dayanımına eşitlenmesiyle elde edilir. Denklem (9.18) 'in sağ tarafı olan birleşim bölgesi kesme dayanımı, Şekil 9.7'de gösterilen üç bileşenin dikey kayma mukavemetinin toplamıdır. Şekil 9.7 (c)' de gösterilen birleşim bölgesi boyunca uygulanan kesme kuvveti, kiriş kesme kuvvetleri toplamı ve kolon iç kuvvetleri ( $C_c$ ,  $C_{vr}$ ,  $T_{vr}$  ve  $\Delta V_b$ ), kolon momentleriyle ( $\Sigma M_c$ ) ilgili olan hesaplamalar denklem (16) ile formülize edilmiştir. Denklem (9.19) 'da  $j_h$ , iç kuvvet çifti arasındaki yatay mesafeye eşittir. Denklem (9.18)' in sol tarafı toplam kolon momentleri ( $\Sigma M_c$ ) ve kiriş kesme kuvvetini ( $V_b$ ) temsil etmektedir.

$j_h$  arttıkça birleşim bölgesi kesme dayanımı artar, bu nedenle  $j_h = 0.7h$  minimum değerini kullanarak kesme dayanımını hesaplamak mümkündür. Kesme dayanımının daha kesin hesabı için, düşey taşıma kuvveti ( $C_c$ ), ve beton taşıma bölgesi uzunluğu ( $a_c$ ) için denklem (9.20) ve (9.21) kullanılarak elde edilebilir. Ancak  $a_c$  ifadesini basitleştirmek için,  $V_b$ 'nin denklem (9.21) ve (9.22) ile türetilmesinde bir yaklaşıma yapılabilir.



Şekil 9.7 Birleşim bölgesi kesme mekanizması (a) Çelik panel (b) Beton basınç kuvveti (c) Beton basınç alanı (ASCE, 1994)

### 9.8.1 Çelik panel

Çelik panelin  $V_{sn}$  nominal taşıma kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$V_{sn} = 0.6F_{ysp}t_{sp}j_h \quad (9.23)$$

$F_{ysp}$  ve  $t_{sp}$  sırasıyla çelik panelin akma dayanımı ve kalınlığıdır.  $J_h$  denklem (9.19) ile hesaplanmaktadır.

### 9.8.2 Beton kuvveti

Beton basınç kuvveti nominal taşıma gücü,  $V_{csn}$  aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$V_{csn} = 1.7\sqrt{f'_c}b_p h \leq 0.5f'_c b_p d_w \quad (9.24)$$

Burada  $f'_c$  ve  $\sqrt{f'_c}$  MPa'da ve etkili FBP genişliği,  $b_p$ , aşağıdaki denklemlerle sınırlıdır

$$b_p \leq b_f + 5t_p \leq 1.5 b_f \quad (9.25)$$

$t_p$  = FBP kalınlığı

Diyagonal basınç kuvveti, Şekil 9.7 (b)' de monolitik betonarme birleşimlerde kesme kuvveti için kullanılan hesap yöntemine benzerdir (ACI - ASCE 1985) .  $V_{csn}$ , denklem (9.24) 'te iç panel alanı ( $b_p h$ ) ile  $1.7\sqrt{f'_c}$  ortalama karakteristik yatay kayma gerilmesine dayanarak hesaplanır.

### 9.8.3 Basınç alanı

Beton basınç alan mekanizmasının nominal gücü,  $V_{cfm}$  aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$V_{cfm} = V'_c + V'_s \leq 1.7\sqrt{f'_c}b_o h \quad (9.26)$$

$V'_c$  ve  $V'_s$ , Bölüm 9.8.4'te gösterildiği gibi hesaplanır.  $\sqrt{f'_c}$  ve  $f'_c$  birimleri MPa.

Beton basınç alanı mukavemetini hesaplamak için kullanılan denklemler, betonarme kirişlerde (ACI Komitesi 318, 1989) etkili genişlik ve derinlik  $h$  ile nominal kesme dayanımını hesaplamak için kullanılanlara benzerdir.

## 9.8.4 Detay bilgileri

### 9.8.4.1 Etriye

Maksimum basınç alan kuvveti,  $V_{cfm}$ , etriye ve beton tarafından elde edilen kuvvetlerin toplamıdır. Beton kuvveti aşağıdaki denklem vasıtasıyla hesaplanır;

$$V'_c = 0.4\sqrt{f'_c}b_o h \quad (9.27)$$

Kolonun çekme kuvveti altında olduğu durumlar hariç, bu durumda  $V'_c = 0$ .  $b_o$  dış panel genişliği,  $h$  yüksekliktir.

Etriye kesme kuvveti aşağıdaki denklem vasıtasıyla hesaplanır;

$$V'_s = A_{sh}F_{ysh} 0.9h / s_h \quad (9.28)$$

$A_{sh}$ : donatı alanı

$A_{sh} \geq 0.004b_s h$  şartını sağlamalıdır.

### 9.8.4.2 Alın taşıma plakası

Kiriş derinliği içindeki FBP'ler, betondaki yatay kesme kuvveti  $V_{cs} \leq V_{csn}$  olacak şekilde detaylandırılmalıdır. Bölünmüş FBP'ler kullanıldığında, plaka yüksekliği  $d_p$  0,45  $d_w$ 'den az olmamalıdır. FBP kalınlığı aşağıdaki şartları sağlamalıdır

$$t_p \geq \frac{\sqrt{3}}{b_f F_{up}} (V_{cs} - b_f t_w F_{yw}) \quad (9.29)$$

$$t_p \geq \frac{\sqrt{3}V_{cs}}{2b_f F_{up}} \quad (9.30)$$

$$t_p \geq 0.20 \sqrt{\frac{V_{cs} b_p}{F_{yp} d_w}} \quad (9.31)$$

burada  $F_{yp}$  = taşıma plakasının çekme mukavemeti.

Ayrıca, kalınlık  $t_p$  ;

$$t_p \geq \frac{b_p}{22} \quad (9.32)$$

Ya da

$$t_p \geq \frac{(b_p - b_f)}{5} \quad (9.33)$$

Denklem 9.30, 9.31 ve 9.32 ortak testlerden türetilmiş yarı deneysel formüllerdir (Sheikh et al. 1987). Denklem 9.30 ve 9.31 FBP'deki kayma gerilmelerini sınırlarken, (32) eğilme gerilmelerini sınırlar.

#### 9.8.4.3 Çelik profil flanşları

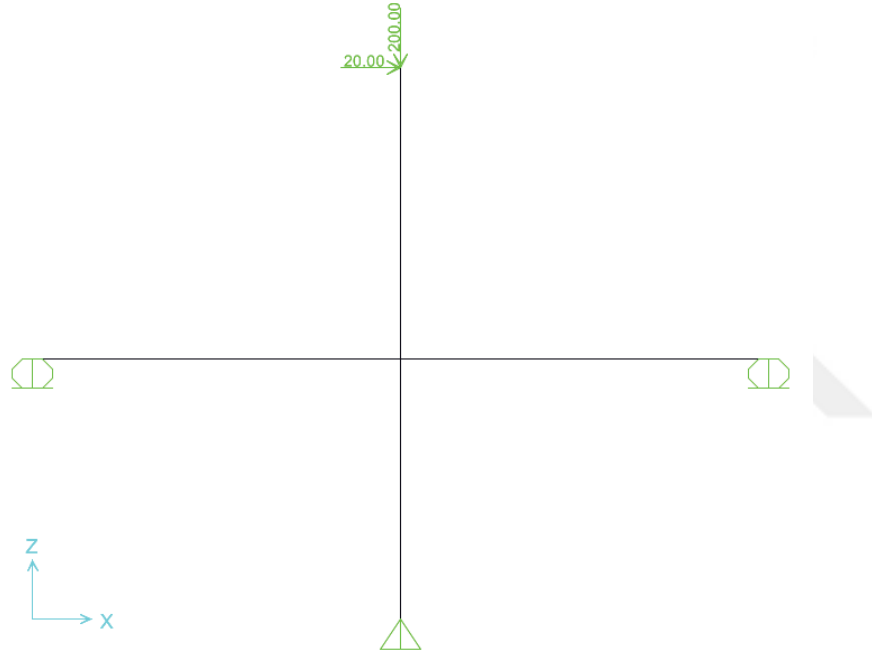
Birleşim bölgesinde aksenal yükten dolayı oluşacak dikey taşıma kuvveti çelik kiriş flanşlarının bükülmesine neden olur. Çelik profil kalınlığı aşağıdaki koşulu karşılırsa, kiriş flanşları enine eğilme direncine sahip olarak kabul edilebilir:

$$t_f \geq 0.30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} F_{ysp}}{h F_{yf}}} \quad (9.34)$$

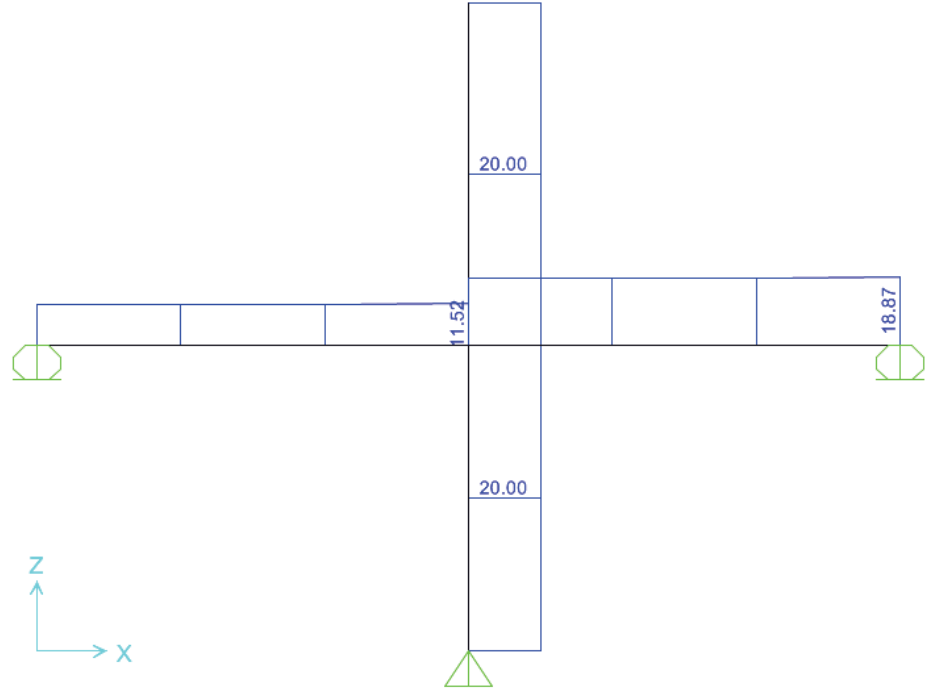
$T_{sp}$  ve  $F_{ysp}$  çelik panel kalınlık ve akma dayanımı,  $F_{yf}$  çelik flanş akma dayanımını temsil etmektedir. Denklem (9.34) birleşim bölgesi testlerinden elde edilen yarı deneysel bir formüldür (Sheikh et al. 1987). Kiriş flanşının kalınlığı yeterli değilse (9.34), flanş, çelik panelin dikey kayma mukavemetine eşit bir kuvveti taşımak için enine eğilme mukavemeti artırılmalıdır.

### 9.8.5 Sayısal örnek

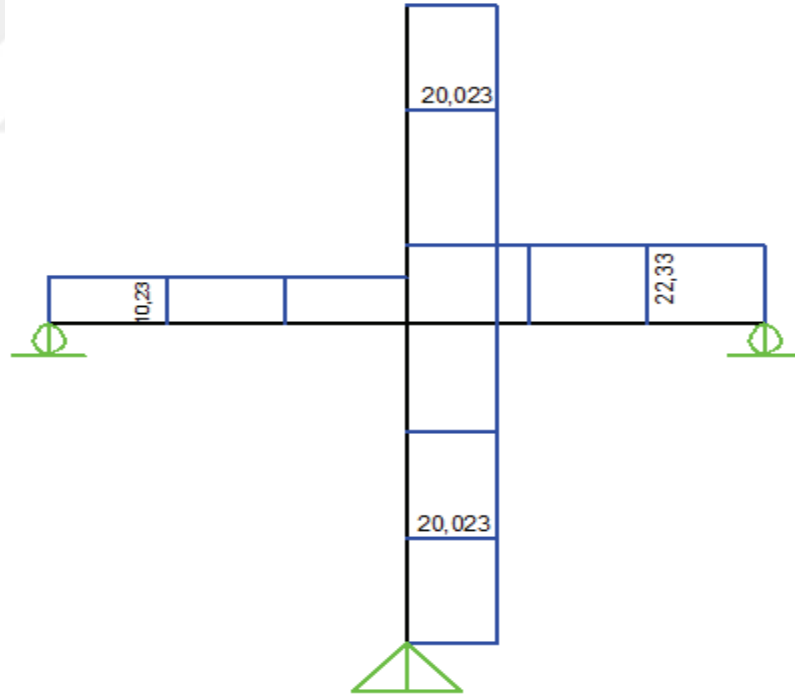
Bu bölümde kompozit kolon kiriş birleşim elemanından oluşan bir çerçeve elemanın bölüm 9’da belirtilen ACI – ASCE committee 352 (1985)’ te belirtilen yönetmelik şartlarına göre sayısal bir örnek çözülmüştür. Bu kapsamda, deney elemanları statik analizleri SAP 2000 programında yapıp elde edilen kesme ve moment değerleri sayısal örneğin çözümlenmesinde kullanılmıştır.



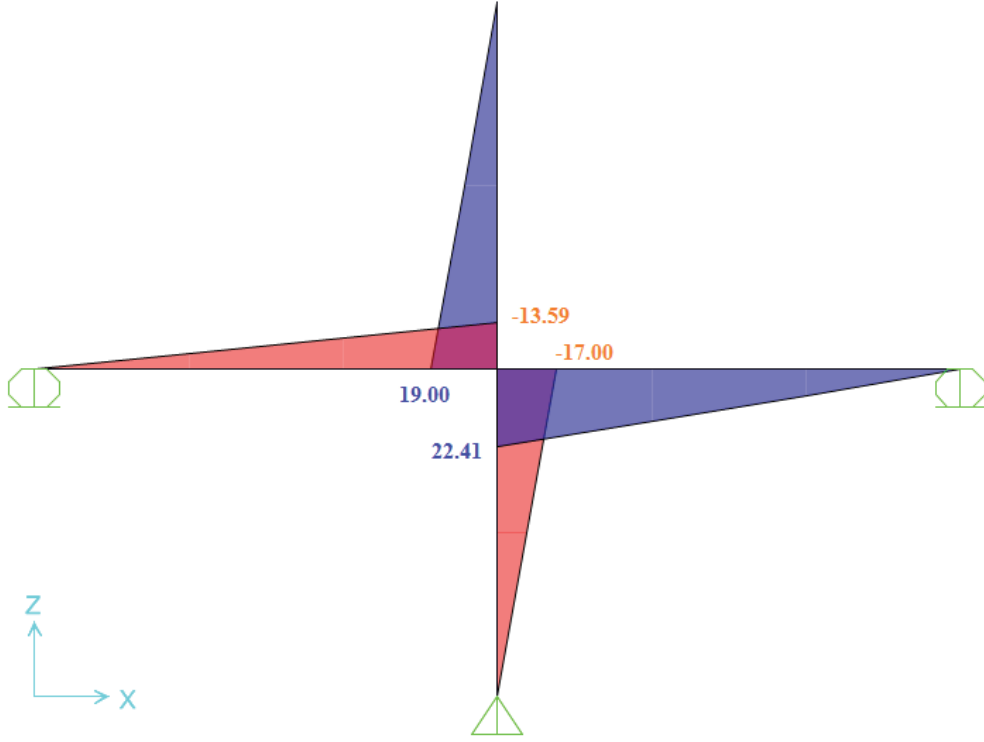
Şekil 9.8 Deney elemanları statik yükleme



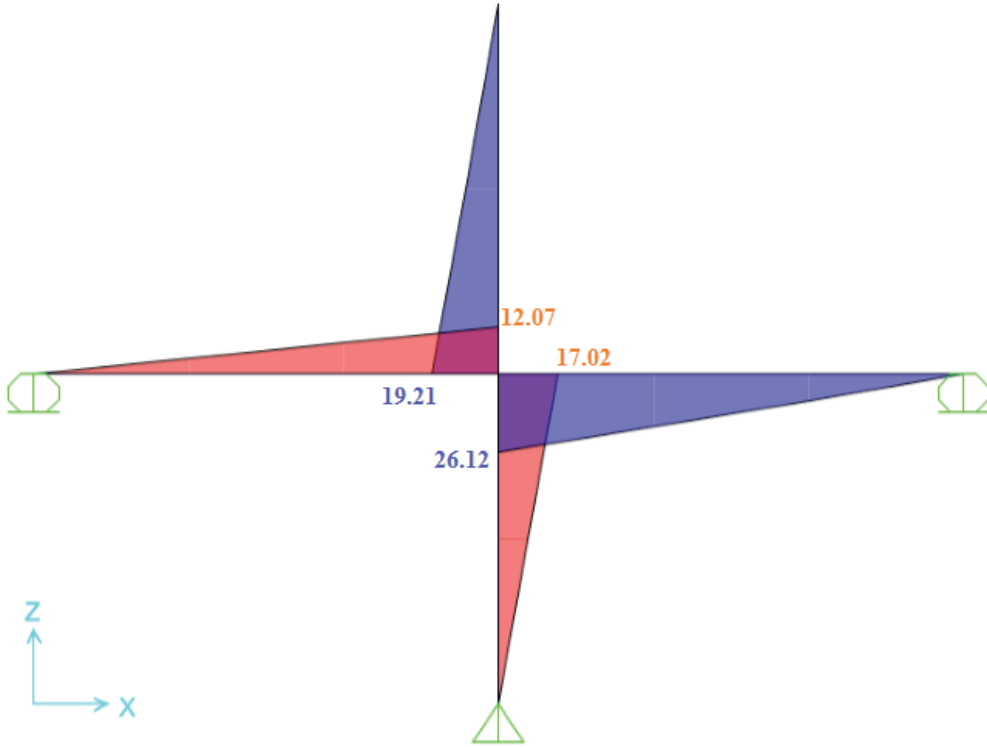
Şekil 9.9 Statik analiz sonucu kesme kuvveti diyagramı



Şekil 9.10 Deney sonucu kesme kuvveti diyagramı



Şekil 9.11 (a) Statik analiz sonucu moment diyagramı



Şekil 9.11(b) Deney sonucu moment diyagramı



Deney elemanı 200 kN sabit aksenal yük ve 20 kN itme yükü altında test edilmiştir.

$$V_b = (V_{b1} + V_{b2})/2 = (11.5 + 18.87)/2 = 15.2 \text{ kN} \quad (9.3)$$

$$V_c = (V_{c1} + V_{c2})/2 = (20 + 20)/2 = 20 \text{ kN} \quad (9.4)$$

$$\Sigma M_b = M_{b1} + M_{b2} = 13.59 + 22.41 = 36000 \text{ kN-mm} \quad (9.2)$$

$$\Sigma M_c = M_{c1} + M_{c2} = 19 + 17 = 36000 \text{ kN-mm} \quad (9.1)$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} = 18.87 - 11.5 = 7.37 \text{ kN} \quad (9.6)$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} = 20 - 20 = 0 \quad (9.7)$$

#### **Etkili birleşim bölgesi genişliği**

$$b_m = (b_f + b)/2 \leq b_f + h \leq 1.75 b_f \quad (9.10)$$

$$b_m = (55 + 200) / 2 \leq 55 + 200 \leq 1.75 \times 55 = 127.5 \leq 255 \leq 96.25$$

$b_m = 96.25 \text{ mm}$  seçilmiştir.

$$C = (x/h) (y/b_f) = (150/200) (55/55) = 0.75 \quad (9.11)$$

$$b_o = C (b_m - b_i) \leq 2 d_o \quad (9.9)$$

$$= 0.75 (96.25 - 55) \leq 2 \times 50$$

$$b_o = 30.94 \text{ mm}$$

$$b_j = b_i + b_o = 55 + 30.94 = 85.94 \text{ mm} \quad (9.8)$$

**Düsey taşıma kuvveti**

$$\Sigma M_c + 0.3h\Delta V_b \leq \phi [0.7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vm} + C_{vm})] \quad (9.15)$$

$$C_{cn} = 0.6f'_c b_j h = 0.6 \times 30 \times 85.94 \times 200 = 309 \text{ kN} \quad (9.16)$$

$$h_{vr} = 118 \text{ mm}$$

$$T_{vm} + C_{vm} \leq 0.3 f_c b_j h = 0.3 \times 30 \times 85.94 \times 200 = 154 \text{ kN} \quad (9.17)$$

$$36000 + 0.3 \times 200 \times 7.37 \leq 0.7 [0.7 \times 200 \times 309 + 118 \times 154]$$

$$36462 \text{ kN-mm} \leq 43000 \text{ kN-mm} \quad \checkmark$$

**Birleşim bölgesi kesme kuvveti**

$$\Sigma M_c - V_b j h \leq \phi [V_{sn} d_f + 0.75 V_{csn} d_w + V_{cfn} (d + d_0)] \quad (9.18)$$

$$36000 - 15.2 \times 142 \leq 0.7 [87.33 \times 189 + 0.75 \times 140.6 \times 30.94 + 140.6 \times (200 + 50)]$$

$$33841.6 \leq 38442.6 \quad \checkmark$$

$$K = \frac{1}{\phi 2 f'_c b_j} [\Sigma M_c + \Delta V_b h / 2 - \phi (T_{vm} + C_{vm}) h_{vr}] \quad (9.22)$$

$$= \frac{1}{0.7 \times 2 \times 0.03 \times 85.94} [36000 - 0.7 \times 154 \times 118] = 6449.57 \text{ mm}^2$$

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K} \leq 0.3h \quad (9.21)$$

$$40 \leq 0.3 \times 200 \quad \checkmark$$

$$C_c = 2 \times 0.03 \times 85.94 \times 40 = 206 \text{ kN} \quad (9.20)$$

$$j h = \frac{36000}{0.7 \times (154 + 206)} \geq 0.7 \times 200 = 142 \geq 140 \quad \checkmark \quad (9.19)$$

**Çelik panel taşıma kuvveti**

$$V_{sn} = 0.6 \times 0.25 \times 4.1 \times 142 = 87,33 \text{ kN} \quad (9.23)$$

**Beton basınç alanı**

$$V_{cfn} \leq 1.7 \sqrt{f'_c} b_p h = 1.7 \sqrt{30} \times 75.5 \times 200 = 140.6 \text{ kN} \quad (9.26)$$

$$b_p \leq 5 t_p \leq 1.5 b_f \quad (9.25)$$

$$b_p \leq 5 \times 4.1 \leq 1.5 \times 5.7 \rightarrow b_p = 75.5 \text{ mm}$$

**Beton basınç kuvveti bölgesi**

$$V_{csn} = 1.7 \sqrt{f'_c} \times b_p \times h \leq 0.5 \sqrt{f'_c} \times b_p \times d_w \quad (9.24)$$

$$= 1.7 \sqrt{30} \times 75.5 \times 200 \leq 0.5 \times 75.5 \times 30.94$$

$$= 140.6 \text{ kN}$$

**Kiriş çelik profil başlık kalınlığı kontrolü**

$$t_f \geq 0.3 \sqrt{\frac{b_f \cdot t_{sp} \cdot d \cdot F_{ysp}}{h \cdot F_{yf}}} = 0.3 \sqrt{\frac{55 \times 4.1 \times 200 \times 0.4}{200 \times 0.4}} = 4.50 \text{ mm} \quad (9.34)$$

IPE100 çelik profil başlık kalınlığı  $t_f = 5.7 \text{ mm}$

Gerçek  $t_f = 5,7 \text{ mm} > 4,50 \text{ mm} \quad \checkmark$

Deney ve statik analiz sonucu elde edilen kesme ve moment diyagramlarından elde edilen değerler birbirine yakın çıkmıştır (Şekil 9.9, 9.10, 9.11). +20 kN itme yükü 200 kN eksenel yük altında ACI - ASCE committee 352 yönetmelik şartlarına göre kiriş kolon birleşim bölgesi analitik hesabı sonucunda düşey taşıma kuvveti ve birleşim bölgesi kesme dayanımı yeterli olmuştur. Yönetmelik şartlarına göre kompozit kolon ve kirişte kullanılan çelik profil kalınlık kontrolü sağlanmıştır.

## 10. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

### 10.1 Sonuçlar

Çalışma kapsamında betonarme kiriş – kompozit kolondan oluşan iç çerçeve yapısını temsil eden numuneler deneysel ve nümerik olarak incelenmiş, deney elemanları dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji tüketimi bakımından karşılaştırma yapılarak değerlendirme yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar bu bölümde sunulmuştur.

Betonarme kiriş – kolondan oluşan deney elemanı (F1) ve betonarme kiriş – betona gömülü çelik kolondan oluşan deney elemanı (F2) referans elemanlar olarak seçilmiştir. Diğer üç deney elemanı (F3, F4, F5) betonarme kiriş içine etriye sıklaştırma bölgesi boyunca kısmi olarak eklenen çelik profil – betona gömülü çelik kolondan oluşturulmuştur. Bu üç deney elemanında profiller, kiriş ve kolon içine zayıf ve güçlü eksen yönlerine göre farklı kombinasyonlar yapılarak oluşturulmuştur.

F3, F4, F5 deney elemanlarının akma ve göçme anındaki yük ve buna karşılık gelen deplasmanları birbirine çok yakın çıkmıştır. Bu yüzden bu üç deney elemanının ortalaması alınarak referans elemanlarla karşılaştırmaları yapılmıştır.

- Referans eleman (F1) olarak seçilen betonarme birleşim elemanında hasar birleşim bölgesinde gelişmiştir. Kolon elemanlara çelik profil eklenmesi vasıtasıyla kolonların güçlendirilmesi ile hasarlar kiriş uçlarında meydana gelişmiştir.
- Referans eleman (F1), mevcut betonarme binaları temsil edecek şekilde "zayıf kolon" olarak tasarlanmış ve hasar beklendiği gibi birleşim bölgesi, beton panel içinde gelişmiştir. Bununla beraber, kolon elemanlara çelik profil eklenmesi ile, "kuvvetli kolon" tasarımı gerçekleştirilmiş ve hasar beklendiği gibi kiriş üzerine taşınmıştır.
- F3, F4, F5 deney elemanlarının taşıma gücü kapasitesinde, F1 deney elemanına göre %37.90, F2 deney elemanına göre %30.5 artış meydana gelmiştir.

- F1 deney elemanında itme ve çekme bölgelerinde ortalama %45.57 dayanım kaybı meydana gelirken, F2 deney elemanında ortalama %29.91, F3, F4, F5 deney elemanlarında ortalama %26.90 dayanım kaybı meydana gelmiştir. Böylece çelik profil oranı arttıkça deney elemanlarında meydana gelen dayanım kaybı yavaşlamıştır.
- F3, F4, F5 deney elemanlarının başlangıç rijitliği ortalaması, referans elemanlarına göre %23.72 daha büyük olmuştur.
- Birleşiminde çelik profil bulunan deney elemanları (F3, F4, F5) süneklikleri F1 elemanına göre %26.90 daha yüksek olmuştur. F2 deney elemanının sünekliği F1 elemanına göre %18.27 daha fazla olmuştur.
- Çelik profilin kiriş ve kolon içine güçlü eksen yönlerine göre yerleştirildiği F4 deney elemanı en rijit aynı zamanda en çok enerji tüketen eleman olmuştur. Enerji tüketme kapasiteleri  $F3 > F5 > F4 > F2 > F1$  şeklinde olmuştur.
- F1 deney elemanında hasar, kiriş uçları ve birleşim bölgesinde oluşmuştur. F2 deney elemanında plastik mafsallaşma kiriş uçlarında meydana gelirken F3, F4, F5 deney elemanlarında kiriş içine gömülü kısmi çelik profil nedeniyle plastik mafsallaşma kiriş uçlarından profil bitişine yani etriye sıkılaştırma bölgesi sonuna ötelenmiştir. Böylece kiriş boyunca donatısının aderans boyunun artması sağlanmıştır.
- Kontrol numunesinde, kesme hasarının görülmesinden sonra hızlı bir şekilde dağılan birleşim bölgesi, profil eklenen numunelerde yerleştirilen çelik profil elemanın desteği ile engellenmiş ve birleşimin bütünlüğü korunmuştur.
- Betona gömülü çelik profil kullanımı sayesinde, etkili kesme alanı artırılmasıyla birleşimin kesme kapasitesi artmıştır.
- Uygulanan yöntemin amacı olası birleşim hasarını geciktirmek, hasar modunu sünek kirişin eğilme göçmesine dönüştürmektir. Kompozit birleşim ile birleşim bölgesi hasarı sınırlanmış, plastik mafsal kolon yüzünden uzağa ötelenmiştir.

- SEM analizleri sonucunda, F3, F4, F5 birleşim elemanlarının ortalama akma kuvvetinde, F1 elemanına göre %38.37, F2 deney elemanına göre %24.02 artış meydana gelmiştir. Ortalama akma deplasmanlarında, F1 birleşim elemanına göre %20.32, F2 birleşim elemanına göre %2.73 artış meydana gelmiştir.
- Deneysel ve SEM analizleri sonucunda kompozit kolon kullanımıyla, kolon rijitliği betonarme kolona göre %20 artmıştır.
- Deprem kuvvetlerinden etkilenen kritik bölgelerdeki gerekli süneklik derecesine sahip betonarme yapıların sağlanması amacıyla, yenilikçi giriş – kolon kompozit yapıların önemini ortaya çıkarmak amacıyla yapılmıştır.
- Genel olarak, 1. katın birleşim yerlerini yani binanın stratejik noktalarını güçlendirmek ve bu şekilde gevrek kırılma türdeki hasarlardan dolayı yapının global bir çöküşten kurtarılmasına olanak tanımaktadır.
- Her iki çözümde de elde edilen sonuçlarla, incelenen betonarme kolonda yer alan uzun ve kısa çelik profil ile, betonarme elemanların performansını büyük deformasyonlarda mukavemet ve süneklik açısından büyük ölçüde iyileştirmek için etkili olduğu gözlemlenmiştir.
- Kısa çelik profil, birleşim ve dönme noktası arasındaki kolon uzunluğunda birtakım güçlükler meydana getirirse bile, ortak kritik bölgede yeterli miktarda direnç ve sünekliği garanti etmektedir.
- Betona çelik profil gömülü kompozit elemanların yangın dayanımı yüksektir.
- Betona çelik profil gömülü kompozit elemanlarda burkulma etkisi söz konusu değildir.

## 10.2 Gelecek çalışmalar için öneriler

- Tam ölçekli kompozit kolon – döşemeden oluşan bir iç çerçeve yapısı üzerinde daha kapsamlı çalışmaların yapılması ve önerilen yöntemin etkinliğinin incelenmesi gereklidir.
- Bu tez kapsamında çalışılan deney elemanlarına benzer tam ölçekli ve daha kapsamlı çalışmalar yapılarak yöntemin etkinliği ve gerekliliği incelenmelidir.
- Yenilikçi birleşim uygulamalarının, sonlu elemanlar (SEM) programları ve deneysel çalışmalar ile desteklemesiyle analitik modellerin geliştirilmesi üzerine yoğunlaşılabilir.

Ulaşılan sonuçlar bu tez kapsamındaki test sonuçları ile sınırlıdır ve genelleme yapılamaz.

## KAYNAKLAR DİZİNİ

- ACI Committee 318**, 1989, Building code requirements for reinforced concrete, Report No. ACI 318-89. American Concrete Institute, Detroit, Mich.
- ACI-ASCE Committee 352**, 1985, Recommendations for design of beam column joints in monolithic reinforced concrete structures, J. Am. Concr. Inst., 82(3), 266-283.
- Alva, G.M.S., Homce, A.L.**, 2013, Moment–rotation relationship of RC beam-column connections: Experimental tests and analytical model, Engineering Structures 56: 1427–1438.
- Amadio, C., Bedon, C., Fasan, M., Pecce, M.R.**, 2017, Refined numerical modelling for the structural assessment of steel-concrete composite beam-to-column joints under seismic loads, Engineering Structures 138: 394–409.
- An, Y-F., Han, L-H.**, 2014, Behaviour of concrete-encased CFST columns under combined compression and bending, Journal of Constructional Steel Research 101: 314 - 330.
- Bhartia, R., Chidambaram, R.S., Kwatrac, N.**, 2017, Influence of Fiber Reinforced Concrete on Plastic Behavior on Exterior Beam Column Joint under Cyclic Loading, Procedia Engineering 173: 1122 – 1129.
- Borghini, A., Gusella, F., Vignolli, A.**, 2016, Seismic vulnerability of existing R.C. buildings: A simplified numerical model to analyse the influence of the beam-column joints collapse, Engineering Structures 121: 19–29.
- Building Seismic Safety Council**, 1991, NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, Report No. FEMA 222, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Campian, C., Nagy, Z., Pop, M.**, 2015, Behavior of Fully Encased Steel-Concrete Composite Columns Subjected to Monotonic and Cyclic Loading, Procedia Engineering 117: 439 – 451.



**KAYNAKLAR DİZİNİ (Devam)**

- Chen, C-C., Chen, C-C., Hoang, T.T.**, 2016, Role of concrete confinement of wide-flange structural steel shape in steel reinforced concrete columns under cyclic loading, *Engineering Structures* 110: 79–87.
- Chen, S., Wu, P.**, 2017, Analytical model for predicting axial compressive behavior of steel reinforced concrete column, *Journal of Constructional Steel Research* 128: 649–660.
- Chou, C-C., Uang, C-M.**, 2002, Cyclic performance of a type of steel beam to steel-encased reinforced concrete column moment connection, *Journal of Constructional Steel Research* 58: 637–663.
- Deierlein, G. G., Sheikh, T. M., Yura, J. A., and Jirsa, J. O.**, 1989, Beam-column moment connections for composite frames: Part 2, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 115(11), 2877-2896.
- Deierlein, G. G., Yura, J. A., and Jirsa, J. O.**, 1988, Design of moment connections for composite framed structures, PFMSEL Report No. 88-1, Univ. of Texas at Austin, Austin, Tex.
- Ding, F-X., Yin, G-A., Wang, L-P., Hu, D., Chen, G-Q.**, 2017, Seismic performance of a non-through-core concrete between concrete filled steel tubular columns and reinforced concrete beam, *Thin-Walled Structures* 110: 14–26.
- Dundar, C., Tokgoz, S., Tanrikulu, A.K., Baran, T.**, 2008, Behaviour of reinforced and concrete-encased composite columns subjected to biaxial bending and axial load, *Building and Environment* 43 : 1109–1120.
- Elghazouli, A.Y., Treadway, J.**, 2008, Inelastic behaviour of composite members under combined bending and axial loading, *Journal of Constructional Steel Research* 64: 1008–1019.

## KAYNAKLAR DİZİNİ (Devam)

- Eurocode 4, Part 1.1, 2004**, Composite columns and composite compression members, 64p.
- European Committee for Standardization (CEN).** (2004). prEN 1994-1-1, *Design of composite steel and concrete structures-part 1-1-general rules and rules for buildings*, United Kingdom.
- Ergun, S.**, 2014, Betonarme kirişlerin kesme kapasitesinin dış donatılar ile artırılması, Doktora Tezi, Celal Bayar Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 58s.
- Griffis, L.**, 1986, Some design considerations for composite-frame structures, AISC Engrg. J., 23(2), 59-64.
- Han, L-H., An, Y-F.**, 2014, Performance of concrete-encased CFST stub columns under axial compression, Journal of Constructional Steel Research 93: 62–76.
- Han LH., Li W.** Seismic performance of CFST column to steel beam joint with RC slab: experiments. J Constr Steel Res 2010;66(11):1374–86.
- Liang, X-w., Wang, Y-j., Tao, Y., Deng, M-k.**, 2016, Seismic performance of fiber-reinforced concrete interior beam-column joints, Engineering Structures 126 : 432–445.
- Liao, F-Y., Han, L-H., Tao, Z.**, 2014, Behaviour of composite joints with concrete encased CFST columns under cyclic loading: Experiments, Engineering Structures 59: 745–764.
- Liu, J., Yang, Y., Liu, J., Zhou, X.**, 2017, Experimental investigation of special-shaped concrete-filled steel tubular column to steel beam connections under cyclic loading, Engineering Structures 151: 68–84.
- Load and resistance factor design specification for structural steel buildings**, 1993, American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill.

**KAYNAKLAR DİZİNİ (Devam)**

- Ma, H., Dong, J., Liu, Y., Guo, T.,** 2018, Compressive behaviour of composite columns composed of RAC-filled circular steel tube and profile steel under axial loading, *Journal of Constructional Steel Research* 143: 72–82.
- Metelli, G., Messali F., Beschi C., Riva, P.,** 2015, A model for beam–column corner joints of existing RC frame subjected to cyclic loading, *Engineering Structures* 89 : 79–92.
- Minami, K.,** 1985, Beam to column stress transfer in composite structures, *Composite and mixed construction*. C. Roeder, ed., ASCE, New York, N.Y., 215-226.
- Minimum design loads for buildings and other structures,** 1993, Report No. ASCE 7-93, ASCE, New York, N.Y.
- Nzabonimpa, J.D., Hong, W-K., Kim., J.,** 2018, Experimental and non-linear numerical investigation of the novel detachable mechanical joints with laminated plates for composite precast beam-column joint, *Composite Structures* 185, 286–303.
- Omidi, M., Behnamfar, F.,** 2015, A numerical model for simulation of RC beam-column connections, *Engineering Structures* 88 : 51–73.
- Qudah, S., Maalej, M.,** 2014, Application of Engineered Cementitious Composites (ECC) in interior beam–column connections for enhanced seismic resistance, *Engineering Structures* 69: 235–245.
- Ren, Q-X., Han, L-H., Houc, C., Hua, Y-X.,** 2017 Experimental behaviour of tapered CFST columns under combined compression and bending, *Journal of Constructional Steel Research* 128 : 39–52.
- Ren, Q-X., Han, L-H., Hou, C., Tao, Z., Li, S.,** 2017, Concrete-encased CFST columns under combined compression and torsion: Experimental investigation, *Journal of Constructional Steel Research* 138: 729–741.

**KAYNAKLAR DİZİNİ (Devam)**

- Salvatore, W., Bursi, O.S., Lucchesi, D.,** 2005, Design, testing and analysis of high ductile partial-strength steel–concrete composite beam-to-column joints, *Computers and Structures* 83: 2334–2352.
- Said, S.H., Razak, H.A.,** 2016, Structural behavior of RC engineered cementitious composite (ECC) exterior beam–column joints under reversed cyclic loading, *Construction and Building Materials* 107: 226–234.
- Shafaei, J., Zareian, M.S., Hosseini, A., Marefat, M.S.,** 2014, Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames, *Engineering Structures* 81: 412–431.
- Sheikh, T. M., Deierlein, G. G., Yura, J. A., and Jirsa, J. O.,** 1989, Beam-column moment connections for composite frames: Part 1., *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 115(11), 2858-2876.
- Specification for test methods of seismic buildings. Beijing: Architecture Industrial Press of China; 1997 [in Chinese]. **JGJ101-96.**
- Tang, X-L., Cai, J., Chena, Q-J., Liu, X., He, An,** 2016, Seismic behaviour of through-beam connection between square CFST columns and RC beams, *Journal of Constructional Steel Research* 122: 151–166.
- Vasdravellis, G., Valente, M., Castiglioni, C.A.,** 2009, Behavior of exterior partial-strength composite beam-to-column connections: Experimental study and numerical simulations, *Journal of Constructional Steel Research* 65: 23–35.
- Wang, K., Yuan, S-F., Chen, Z-X., Zhi, H-X., Shi, G-L.,Cao, D-F.,** 2016, Experimental study on hysteretic behavior of composite frames with concrete-encased CFST columns, *Journal of Constructional Steel Research* 123: 110–120.

**KAYNAKLAR DİZİNİ (Devam)**

- Wang, Yu-H., Wang W., Chenb, Ju.,** 2017, Seismic behavior of steel tube confined RC columns under compression-bending-torsion combined load, *Journal of Constructional Steel Research* 143 : 83–96.
- Wang, K., Lu, X-F., Yuan, S-F., Caoa, D-F., Chen, Z-X.,** 2017, Analysis on hysteretic behavior of composite frames with concrete-encased CFST columns, *Journal of Constructional Steel Research* 135: 176–186.
- Wang, J., Uy, B., Thai. H-T., Li, D.,** 2018, Behaviour and design of demountable beam-to-column composite bolted joints with extended end-plates, *Journal of Constructional Steel Research* 144: 221–235.
- Wanga, E., Sheikh, M.N., Hadi, M.N.S., Gao, D., Chen, G.,** 2017, Behaviour of concrete-encased concrete-filled FRP tube (CCFT) columns under axial compression, *Engineering Structures* 147 : 256–268.
- Xiong, M-X., Xiong, D-X., Liewb J.Y.,** 2017, Behaviour of steel tubular members infilled with ultra high strength concrete, *Journal of Constructional Steel Research* 138 : 168–183.
- Xiong, M-X., Xiong, D-X., Liewb J.Y.,** 2017, Axial performance of short concrete filled steel tubes with high- and ultra-high- strength materials, *Engineering Structures* 136 : 494–510.
- Xu, W., Han, L-H., Li, Wei.,** 2016, Performance of hexagonal CFST members under axial compression and bending, *Journal of Constructional Steel Research* 123 : 162–175.
- Zeng, L., Cui, Z., Xiao, Y., Jin, S., Wu, Y.,** 2015, Cyclical Behavior of Concrete-Encased Composite Frame Joints with High Strength Concrete. Hindawi Publishing Corporation *Advances in Materials Science and Engineering*, Article ID 873162, 13 pages, <http://dx.doi.org/10.1155/2015/873162>.

**KAYNAKLAR DİZİNİ (Devam)**

**Zhou, X., Liu, J., Wang, X., Chen, F.,** 2016, Behavior and design of slender circular tubed reinforced-concrete columns subjected to eccentric compression, *Engineering Structures* 124 : 17–28.

**Zhu, W., Jia, J., Gao, J., Zhang, F.,** 2016, Experimental study on steel reinforced high-strength concrete columns under cyclic lateral force and constant axial load, *Engineering Structures* 125: 191–204.



## ÖZGEÇMİŞ

Fethi ŞERMET, 1987 yılında Bitlis'te doğdu. İlköğretim ve lise eğitimini Bitlis'te tamamladı. Lisans ve yüksek lisans eğitimini Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde tamamladı. 2010 yılında Iğdır Üniversitesi'nde Araştırma Görevlisi olarak çalışmaya başladı. 2012 yılında Ege Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Yapı Ana Bilim dalında doktora eğitimine başladı. 2012 – 2018 yılları arasında Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Araştırma Görevlisi olarak çalıştı.

