



**KUTU – I PROFİL BİRLEŞİMLERİNİN
ZAYIF EKSENDE DÖNGÜSEL YÜKLER ALTINDA
DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK
İNCELENMESİ**

Taha ÖZ

**Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı
Danışman: Doç. Dr. Mahyar MAALI**

2024

Her hakkı saklıdır.



FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
YÜKSEK LİSANS TEZİ

KUTU – I PROFİL BİRLEŞİMLERİNİN ZAYIF EKSENDE DÖNGÜSEL
YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

Taha ÖZ

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Mahyar MAALI

Ana Bilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Erzurum

2024

Her hakkı saklıdır

T.C.
ERZURUM TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
TEZ ONAY FORMU

**KUTU – I PROFİL BİRLEŞİMLERİN ZAYIF EKSENDE DÖNGÜSEL
YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ**

Doç. Dr. Mahyar MAALI danışmanlığında, Taha ÖZ tarafından hazırlanan bu çalışma 05 / 09 / 2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı'nda yüksek lisans tezi olarak **oy birliği ile (3/3)** kabul edilmiştir.

Başkan : Prof. Dr. Abdulkadir Cüneyt AYDIN *İmza* :

Üye : Dr. Öğr. Üyesi Barış BAYRAK *İmza* :

Üye : Doç. Dr. Mahyar MAALI *İmza* :

Yukarıdaki sonucu onaylıyorum

Doç. Dr. Bünyamin ÖZGERİŞ
Enstitü Müdürü

*Bu tez çalışması tarafından nolu proje ile desteklenmiştir.

ETİK KURALLARA UYGUNLUK BEYANI

Erzurum Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez içindeki tüm bilgilerin doğru ve tam olduğunu, bilgilerin üretilmesi aşamasında bilimsel etiğe uygun davrandığımı, yararlandığım bütün kaynakları atıf yaparak belirttiğimi beyan ederim.

05 / 09 / 2024

Taha ÖZ

ÖZET

YÜKSEK LİSANS TEZİ

KUTU – I PROFİL BİRLEŞİMLERİNİN ZAYIF EKSENDE DÖNGÜSEL YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

Taha ÖZ

Erzurum Teknik Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. Mahyar MAALI

İnşaat sektörünü her ülkenin yaşam standartlarını ve kalitesini yükseltmesinde ve ekonomilerinin gelişiminde büyük görev aldığını göz önünde bulundurulduğunda bir yapının oluşturulmasında görev alan herkes, tüm dünyada inşaat sektörünün nereye doğru ve nasıl ilerlediğinden ve geliştiğinden, son gelişmelerde ve teknolojik hamlelerden haberdar olması gerektiği tartışılmaz bir gerçektir. Çelik, yapıdaki üstün ve farklı özellikleri sebebiyle dünyanın gelişmiş ülkeleri tarafından yaygın ve diğer yapı malzemelerine göre daha çok kullanılması olarak ve giderek daha da yaygınlaşması bu malzemenin öneminin bir göstergesidir.

Bu tez çalışmasının amacı zayıf eksende döngüsel yükler altında çelik kutu-I kesitli birleşimlerinin deneysel analizini yapıp, izin verilen kesit koşullarını incelemek ve bunları literatürde çalışılan çalışmalarla kıyaslayarak yönetmelikte verilen kurallarla deneyler ile araştırmaktır.

2024, 54 sayfa

Anahtar Kelimeler: Kutu-I profil, Döngüsel (periyodik) yükleme, Zayıf asal eksen

ABSTRACT

MS. Thesis

BOX - I PROFILE JOINTS BEHAVIOUR UNDER CYCLIC LOADS ON WEAK AXIS EXPERIMENTAL INVESTIGATION

Taha ÖZ

Erzurum Technical University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Mahyar MAALI

Considering that the construction sector plays a major role in raising the living standards and quality of every country and in the development of their economies, it is an indisputable fact that everyone involved in the creation of a structure should be aware of where and how the construction sector is progressing and developing all over the world, the latest developments and technological moves. The fact that steel is widely used by the developed countries of the world due to its superior and different properties in the structure and is used more than other building materials and is becoming more and more widespread is an indication of the importance of this material. The aim of this thesis is to make experimental analysis of steel box-I section joints under cyclic loads on the weak axis, to examine the permissible section conditions and to investigate them with the rules given in the regulation by comparing them with the studies studied in the literature.

2024, 54 pages

Keywords: Box-I profile, Cyclic (periodic) loading, Weak principal axis

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde, tez çalışmamın her aşamasında beni yönlendiren, değerli bilgilerini benimle paylaşan, saygıdeğer danışman hocam; Sayın Doç. Dr. Mahyar MAALI'ya teşekkürlerimi sunarım.

Deneyler ve sonraki süreç içerisinde yardımını esirgemeyen Arş. Gör. Mahmut Buğra BİLEN'e içtenlikle teşekkür ederim. Çalışma süresince yardımını esirgemeyen Nurullah ÇINAR'a sağladığı destek için teşekkürü borç bilirim. Deneyler süresince yardımcı olan arkadaşlarım Yasin TİZİ, Dilek BİTEN ve Ömer KARADAĞ'a teşekkürlerimi sunarım.

Her zaman yanımda olan, destek veren aileme bu süreçteki sabırları, sevgileri için çok teşekkür ederim.

Taha ÖZ
Eylül 2024

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	i
ABSTRACT	ii
TEŞEKKÜR	iii
İÇİNDEKİLER	iv
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ	vii
ÇİZELGELER DİZİNİ	ix
1. GİRİŞ	1
1.1. Döngüsel Yükleme Protokolleri	1
1.1.1. JISF yükleme protokolü	2
1.1.2. FEMA-461 yükleme protokolü.....	2
1.1.3. AISC yükleme protokolü.....	3
1.1.4. ATC-24 yükleme protokolü.....	4
1.1.5. FEMA-350 yükleme protokolü.....	5
2. KAYNAK ÖZETLERİ	7
3. MATERYAL ve YÖNTEM	13
3.1. Deneysel Çalışmalar	13
3.2. Deney Düzenneği ve Kullanılan Malzemeler	16
3.2.1. Hidrolik aktüatör.....	17
3.2.2. LVDT ölçüm cihazı	18
3.2.3. Veri toplama cihazı (Data Logger).....	18
4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA	19
4.1. Numunelerin Maksimum Yük Değerlerinin Karşılaştırılması (F_{maks}).....	23
4.2. Numunelerin Maksimum Moment Değerlerinin Karşılaştırılması (M_{maks}).....	24
4.3. Numunelerin Maksimum Dönme Açısı Değerlerinin Karşılaştırılması (θ_{maks})	25
4.4. Numunelerin Süneklik Değerlerinin Karşılaştırılması (Δ_{maks}/Δ_y).....	25
4.5. Göçme Modları.....	26
4.6. Deney Numunelerinin Literatürle Karşılaştırılması	30
4.6.1. Göçme modlarının literatürle karşılaştırılması.....	31
4.6.2. Maksimum moment değerlerinin literatürle karşılaştırılması.....	32

4.6.3. Süneklik değerlerinin literatürle karşılaştırılması.....	35
4.6.4. Göçme modlarının literatürle karşılaştırılması.....	40
4.6.5. Maksimum moment değerlerinin literatürle karşılaştırılması.....	41
4.6.6. Süneklik değerlerinin literatürle karşılaştırılması.....	44
5. SONUÇ ve ÖNERİLER.....	48
KAYNAKLAR	50



SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler

Açıklama

cm	Santimetre
dk	Dakika
kN.m	Kilonewton.metre
mm	milimetre
MPa	Megapaskal
MW	Megawatt
rad	Radyan

Kısaltmalar

AISC	Amerikan Çelik Yapı Enstitüsü
E	Elastisite modülü
FEMA	Federal Acil Durum Yönetim Kurumu (Federal Emergency Management Agency)
F _{max}	Maksimum kuvvet
F _u	Akma dayanımı
F _y	Çekme dayanımı
LVDT	Deformasyon ölçme cihazı
M	Moment
RHS	Dikdörtgen içi boş kesit (Rectangular hollow section)
SHS	Kare içi boş kesit (Square hollow section)
t	Zaman
δ	Deformasyon
θ	Dönme

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1.1. JISF yükleme protokolü	2
Şekil 1.2. FEMA-461 yükleme protokolü.....	3
Şekil 1.3. AISC yükleme protokolü.....	4
Şekil 1.4. ATC-24 yükleme protokolü.....	5
Şekil 1.5. FEMA-350 yükleme protokolü.....	6
Şekil 3.1. IPE80 kirişin ölçüleri	13
Şekil 3.2. Deney numuneleri ve geometrik detayları	14
Şekil 3.3. Deney numunelerinin geometrik detayları.....	15
Şekil 3.4. Geometrik detayları	15
Şekil 3.5. Deney düzeneği	17
Şekil 3.6. Hidrolik aktüatör.....	17
Şekil 3.7. LVDT cihazı.....	18
Şekil 3.8. Veri toplama cihazı	18
Şekil 4.1. P numunesi (kaynaklı birleşim)	20
Şekil 4.2. B numunesi (kaynaklı birleşim).....	20
Şekil 4.3. B-10 numunesi (kaynaklı birleşim).....	21
Şekil 4.4. B-20 numunesi (kaynaklı birleşim).....	21
Şekil 4.5. B-30 numunesi (kaynaklı birleşim).....	22
Şekil 4.6. B-40 numunesi (kaynaklı birleşim).....	22
Şekil 4.7. B-50 numunesi (kaynaklı birleşim).....	23
Şekil 4.8. Maksimum yük değerleri.....	24
Şekil 4.9. Maksimum moment değerleri	24
Şekil 4.10. Maksimum dönme açısı değerleri	25
Şekil 4.11. Süneklik değerleri	26
Şekil 4.12. Göçme modları (P umunesi)	26
Şekil 4.13. Göçme modları (B numunesi).....	27
Şekil 4.14. Göçme modları (B-10 numunesi).....	27
Şekil 4.15. Göçme modları (B-20 numunesi).....	28
Şekil 4.16. Göçme modları (B-30 numunesi	28
Şekil 4.17. Göçme modları (B-40 numunesi).....	29

Şekil 4.18. Göçme modları (B-50 numunesi).....	29
---	----



ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge 1.1. AISC protokolü döngü sayılarına göre değişimi	4
Çizelge 1.2. Döngü sayısındaki değişime göre deformasyon	6
Çizelge 3.1. Deneylerdeki giriş numuneleri	16
Çizelge 3.2. Çelik malzemelerin ortalama mekanik özellikleri	16
Çizelge 4.1. Deney sonuçlarında ortaya çıkan veriler	19
Çizelge 4.2. Mevcut çalışma ve literatürde (Uçan,2024) olan çalışmada görülen göçme modları	31
Çizelge 4.3. Mevcut çalışma ve literatürde (Uçan,2024) olan çalışmada ölçülen M_{maks} değerleri	33
Çizelge 4.4. Mevcut çalışma ve literatürde (Uçan,2024) olan çalışmada ölçülen süneklik değerleri	37
Çizelge 4.5. Mevcut çalışma ve literatürde (Tizi, 2024) olan çalışmada görülen göçme modları	40
Çizelge 4.6. Mevcut çalışma ve literatürde (Tizi, 2024) olan çalışmada ölçülen M_{maks} değerleri	41
Çizelge 4.7. Mevcut çalışma ve literatürde (Tizi, 2024) olan çalışmada ölçülen süneklik değerleri	44

1. GİRİŞ

Mühendislik ve inşaat sektörlerinde, yapısal elemanların güvenilir ve dayanıklı bir şekilde birleştirilmesi büyük önem taşımaktadır. Özellikle kesit türlerine göre belirlenen bu profiller birleşim bölgeleri bütün elemanların en hassas noktası olarak öne çıkmasıdır. Kutu I ve H profiller, kapalı kesitleri ve yüksek mukavemetleri sayesinde hafif ve rijit yapı elemanları sunarken, açık kesitli profiller ise esneklik ve kolay montaj avantajları sağlar.

Kutu ve I profil birleşimlerinin tasarımı ve analizi, yapıların stabilitesini ve güvenliğini doğrudan etkileyen kritik faktörler arasındadır. Bu birleşimlerin doğru bir şekilde tasarlanması, hem malzeme kullanımını optimize etmek hem de yapısal dayanıklılığı artırmak için gereklidir. Ayrıca, birleşimlerin üretim süreci, montaj kolaylığı ve bakım gereksinimleri de dikkate alınmalıdır.

Zayıf eksen konusu incelendiğinde bir kesitin ağırlık merkezinden geçen, en küçük atalet momentine sahip olduğu asal eksen olarak tarif edilir.

Bu tez çalışmasında, bulonlu birleşim ile kaynak yöntemlerinin avantajlarını bir araya getiren alternatif bir birleşim yöntemi geliştirilmiştir. Bu yeni yöntem, her iki tekniğin güçlü yönlerinden faydalanan daha dayanıklı, güvenilir ve ekonomik bir yapısal birleşim tasarımı sunmayı amaçlamaktadır.

Birleşim noktasının kutu kolon profiline olan mesafesinin moment-dönme davranışı üzerindeki etkileri de detaylı olarak ele alınmaktadır. Bu bağlamda, birleşim mesafesinin yapının rijitliği, stabilitesi ve yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkileri analitik ve deneysel yöntemlerle değerlendirilmiştir.

1.1. Döngüsel Yükleme Protokolleri

Deneylerde uygulanan yükleme protokolleri, birleşimlerin plastik dönmeleri üzerinde çok büyük bir etkiye sahiptir. Yükleme protokolünün birleşim davranışı

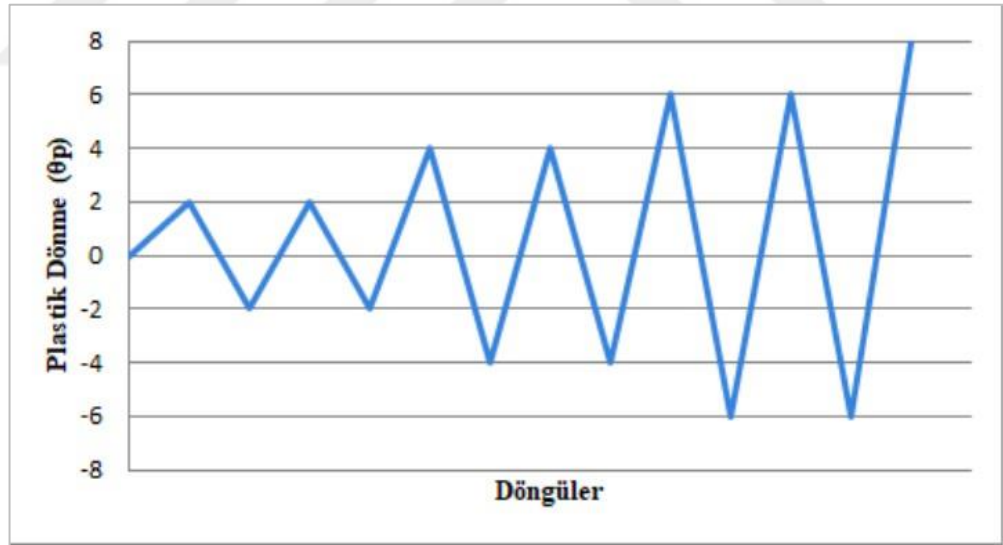
1. GİRİŞ

üzerinde büyük bir etkisi olur. Yükleme protokollerinin gerçek deprem yüklemesinin neden olduğu talepleri gerçekçi bir şekilde yansıtması gerekir.

Yükleme protokolleri oluşturulurken yer hareketi ve yapının bileşenleri dikkate alınarak döngülerin sayısı ve genlikleri belirlenmiştir. Temel olarak çoğu ülkenin kendi standart yükleme protokolleri vardır.

1.1.1. JISF yükleme protokolü

Yükleme protokolünde çerçevelerin başlangıç olarak $\pm 2\theta_p$ değeri ile başlayan, $\pm 2\theta_p$ olarak artan ve her döngüde 2 adet yükleme uygulanarak deney yapılır. θ_p , kirişin konsol ucunun momentinin plastik momente (M_p) eşit olduğu andaki plastik dönme değeridir. Burada θ ifadesi, kirişin konsol ucu momentinin tam plastik momente eşit olduğu anda kirişte meydana gelen plastik dönmeyi ifade etmektedir. Bahsedilen döngüsel yükleme grafiği Şekil 1.1’de gösterilmiştir.



Şekil 1.1. JISF yükleme protokolü

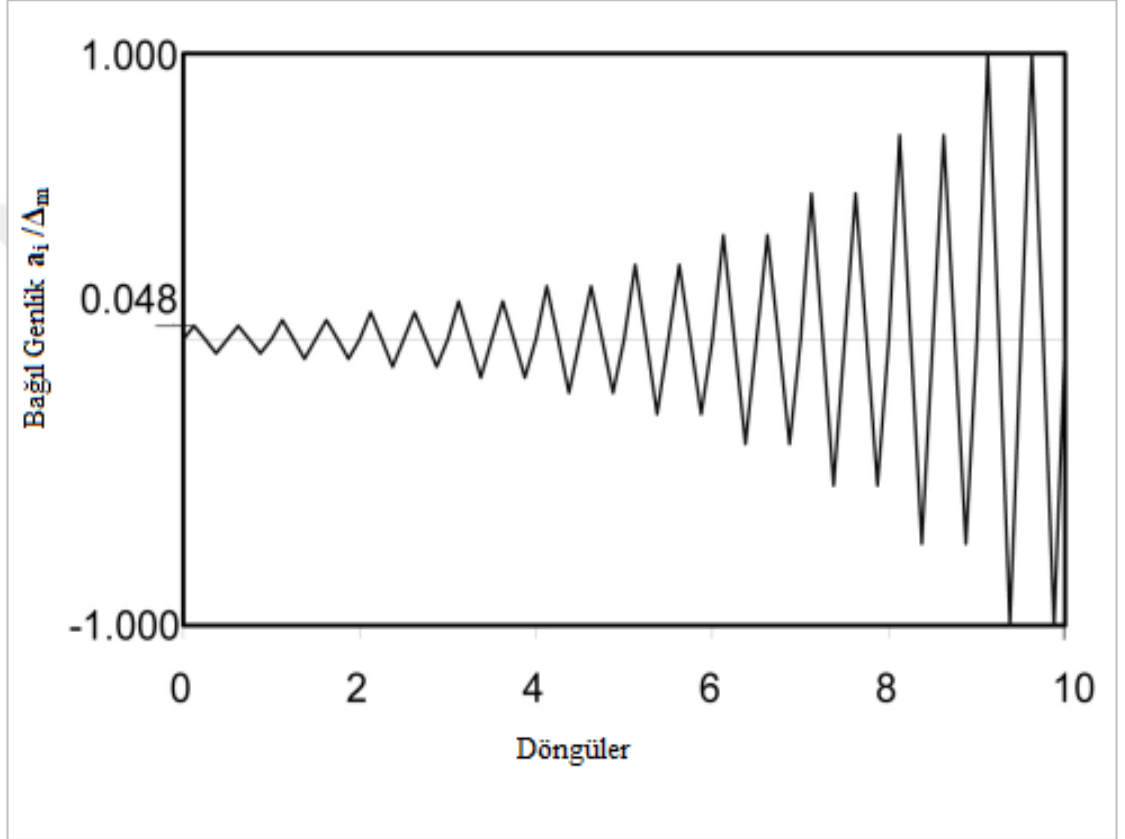
1.1.2. FEMA-461 yükleme protokolü

Kaymaya dayalı yapısal elemanların deneylerinde kullanılması için geliştirilmiştir. Ancak genel olarak kirişler gibi kaymaya duyarlı yapısal elemanlarda da

1. GİRİŞ

kullanılabilir. Bu yükleme protokolüne göre her bir deformasyon genliğinde iki döngü uygulanır.

Δ monotonik yüklemeden elde edilen maksimum deformasyon genliğidir. Eğer yükleme sonunda ağır hasar durumu meydana gelmediyse genliklerde artışlar yapılarak devam ettirilir. Bahsedilen yükleme protokolü Şekil 1.2' de gösterilmiştir.



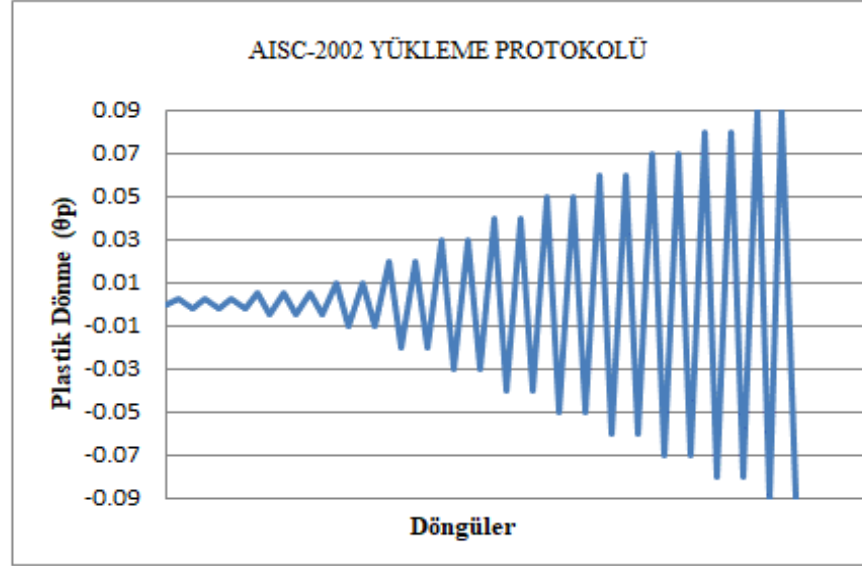
Şekil 1.2. FEMA-461 yükleme protokolü

1.1.3. AISC yükleme protokolü

Amerikan Çelik Konstrüksiyon Enstitüsü tarafından sunulmuştur. Döngü sayısının az olması yapı üzerindeki etkilerin tam görülememesine sebep olmuştur. AISC-2002 yükleme protokolü beklentileri karşılayamadığı için 2005 yılında AISC Sismik Hükümleri ile revize edilmiştir. Revize edilmiş protokolün eski AISC protokolüne göre gerçek deprem yer hareketinin neden olduğu talepleri daha iyi temsil ettiği görülmüştür. Bu döngüsel yükleme protokolünde göreceli kat ötelenmesi açısı θ cinsinden verilmiştir. Bu değerin değişimi grafik olarak Şekil 1.3'de gösterilmiş olup, Çizelge 1.1'de tablo olarak

1. GİRİŞ

verilmiştir. Bunlara ek olarak $\theta = 0,4$ değerinden sonraki döngüler için her bir adımda θ değerinin 0,1 artırılarak devam edilmesi ve her bir adımın iki döngü olarak sürdürülmesi gerekmektedir.



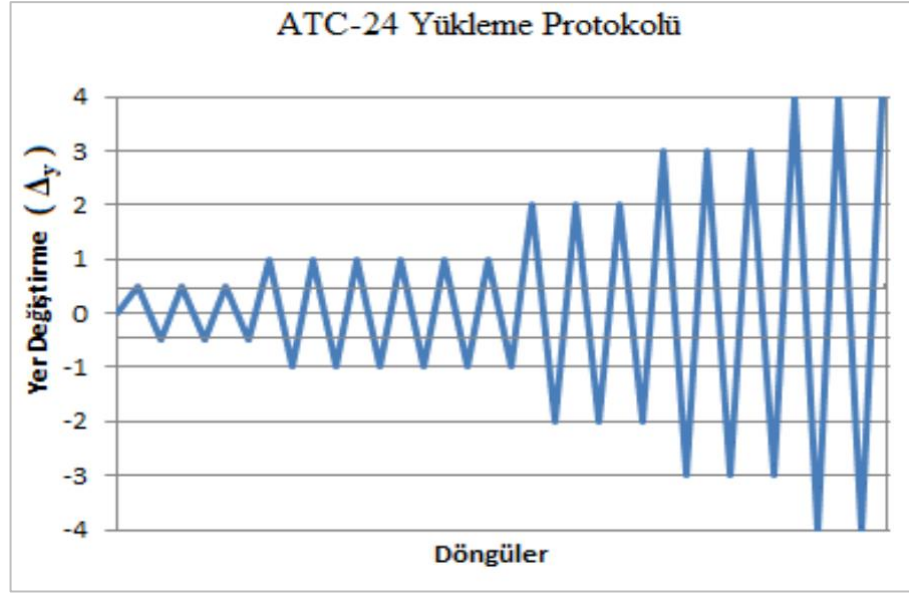
Şekil 1.3. AISC yükleme protokolü

Çizelge 1.1. AISC protokolü döngü sayılarına göre değişimi

Döngü Sayısı	θ (radyan)
6 döngü	0,00375
6 döngü	0,00500
6 döngü	0,00750
4 döngü	0,01000
2 döngü	0,01500
2 döngü	0,02000
2 döngü	0,03000
2 döngü	0,04000

1.1.4. ATC-24 yükleme protokolü

Çelik yapı bileşenlerinin döngüsel yükleme kullanılarak performansını değerlendirmek için kullanılan ilk mini protokollerdendir. Elastik deformasyon kontrollü çalışır. Bu döngüsel yükleme protokolünde kirişin elastik deformasyonu δ_y cinsinde verilmiştir. Bu protokolün grafiksel gösterimi Şekil 1.4’de gösterilmiştir.



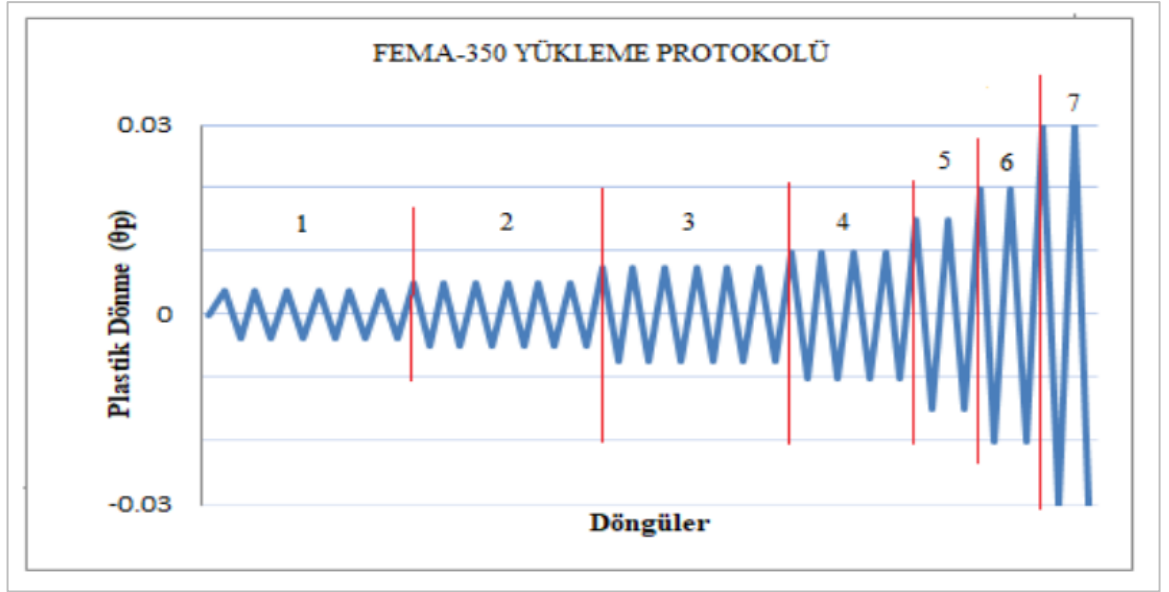
Şekil 1.4. ATC-24 yükleme protokolü

1.1.5. FEMA-350 yükleme protokolü

Amerikan Çelik Konstrüksiyon Enstitüsü tarafından çelik yapılarda kolon kiriş bağlantıları için önerilmiştir. Döngüsel yükleme protokolleri, katlar arası ötelenme açısı (drift ratio) cinsindendir.

Birleşimde montaj hasarı oluşana kadar 0,01 radyanlık adımlarla θ_P artırmaya devam edilir ve her adımda iki döngü gerçekleştirilir. Bir çevrimdeki tepe yükleme, maksimum yükte elde edilenin %20' sine düştüğünde, yerçekimi yükü altında stabilitenin belirsiz hale geldiği bir duruma düştüğünde, hasar meydana geldiği kabul edilecektir. FEMA-350 protokolündeki grafiği Şekil 1.5'de gösterilmiştir. Yükleme değerlerinin tablo halinde değerleri Çizelge 1.2'de gösterilmiştir.

1. GİRİŞ



Şekil 1.5. FEMA-350 yükleme protokolü

Çizelge 1.2. Döngü sayısındaki değişime göre deformasyon

Yük Adım Numarası	Tepe Deformasyon Değeri	Döngü Sayısı
1	0,00375	6
2	0,00500	6
3	0,00750	6
4	0,01000	4
5	0,01500	2
6	0,02000	2
7	0,03000	2

2. KAYNAK ÖZETLERİ

Zhao and Hancock (1991) soğuk şekillendirilmiş dikdörtgen ve kare kesitli çelik elemanların eğilme ve tekil kuvvet etkileri altında nasıl bir davranış sergilediğini incelemişlerdir. Tekil kuvvetin elemanın merkezine uygulanması ve eğilme momenti arasındaki etkileşim, farklı parametreler altında incelenmiştir. Sonuçlarda plastik momentin aşıldığı ve bu durumun pekleşme ile soğuk şekillendirmenin mukavemet arttırıcı etkilerine bağlandığı tespit edilmiştir.

Ting et al. (1991) dış takviyeli kutu kolon ve I kiriş bağlantılarının performansını incelemek için sonlu elemanlar yöntemini kullanmışlardır. Çalışmada üçgen levha, köşebent ve T şeklinde dış takviyeler değerlendirilmiştir. Dış takviyelerin, iç takviyelere göre daha etkili olabileceği ve rijitlik iyileştirmesi sağladığı gözlemlenmiştir.

Wheeler et al. (1998) RHS kesitli elemanlar ile iki sıra bulon kullanarak monte ettikleri moment bağlantılarının nihai moment kapasitelerini belirlemek amacıyla bir model geliştirmişlerdir. Model, esnek alın levhalarının sebep olduğu levye etkisini ve akma çizgilerinin birleşik etkilerini dikkate almıştır. Modelin doğruluğu, deneysel verilerle kalibre edilmiştir.

Kurobane et al. (1998) kiriş ve kolon bağlantılarının plastik şekil değiştirme kapasitesini ve bunu etkileyen faktörleri incelemişlerdir. Hem geleneksel hem de geliştirilmiş bağlantı detaylarının dayanım ve şekil değiştirme kapasitesine etkisi değerlendirilmiştir. Gevrek kırılmaları önlemek amacıyla kaynaklı bağlantıların kritik bölgelerden uzakta konumlandırılmasının yararlı olabileceği belirtilmiştir.

Nakashima and Morisako. (1998) çalışmalarında, yapı sistemlerinin yatay yükler altında gösterdiği davranışın, kolon ve kiriş elemanlarının rijitlikleri ile birleşimlerin sertliği arasındaki ilişkileri incelemiştir. Bu bağlamda, elemanların birbirleriyle etkileşimlerinin sistemin genel tepkisi üzerindeki etkilerini değerlendirmiştir.

Clifton and Butterwoth. (2000) ise moment aktaran birleşimlerle oluşturulan çerçeve sistemlerinin yatay yükler altında nasıl bir performans sergilediğini analiz

etmiştir. Araştırmalarında, sistemin performans kriterlerini belirlemiş ve bu performansın sağlanabilmesi için birleşim bileşenlerinde bulunması gereken özellikleri tartışmıştır.

Wilkinson and Hancock (2002) soğuk şekillendirilmiş RHS kirişlerin sonlu eleman analizini gerçekleştirdikleri çalışmalarında, plastik ve kompakt kirişlerin dönme kapasitesini tahmin etmeye çalışmışlardır. RHS kirişler üzerindeki eğilme testlerinin deneysel sonuçlarında elde etmiş oldukları dönme kapasitelerine yakın değer elde etmek amacıyla, modellemede geometrik kusurların dahil edilmesinin önemli olduğunu vurgulamışlardır. Kirişlere yük plakalarının kaynakladıklarında oluşan kusurların etkisini simüle etmek için, modelde tanıtmış oldukları burkulma düzensizliği genliğini kiriş boyunca sinüzoidal olarak değiştirmiş ve her bir kirişte belirli bir bölgeyle sınırlandırmışlardır. Geometrik kusurların büyüklüğünün numunelerin dönme kapasitesi üzerinde kayda değer bir etkiye sahip olduğunu belirtmişlerdir.

Lima and Silva (2002), kolonların gövde levhasına moment aktaran şekilde bağlandığı birleşimler üzerine bir dizi test gerçekleştirmişlerdir. Çalışmanın temel amacı, sıkça kullanılan bu yarı rijit birleşimlerin sistemin genel davranışı üzerindeki etkilerini incelemek için bir sayısal model geliştirmek olarak ifade edilmiştir.

Mesic et al. (2007), tam ölçekli bir üç boyutlu çerçevenin dinamik ivme-zaman etkisi altındaki davranışını incelemiştir. Çalışma sonuçları, sayısal analizlerle karşılaştırılmış ve bu karşılaştırmalar yer değiştirme değerleri ile enerji sönümleme kapasiteleri üzerinden yapılmıştır. Sonuç olarak, birleşim noktalarının sistem analizine dahil edilmesinin, gerçek yapı davranışını doğru bir şekilde anlamak açısından önemli olduğu vurgulanmış ve birleşim davranışının göz ardı edilmesinin, çeşitli seviyelerde dış etkiler altında tasarım hatalarına yol açabileceği belirtilmiştir.

Jandera et al. (2008) yaptıkları çalışmada soğuk haddelenmiş paslanmaz çelikten imal edilen kutu profillerde artık gerilmelerin etkisini deneysel ve sayısal teknikler kullanarak ele almışlardır. Bu kutu profillerdeki kalınlık boyunca oluşan artık gerilmeleri, x-ray ışınları ile ölçmüş olup, yapısal davranış üzerindeki etkilerini doğrusal olmayan sayısal analizler incelemiştir. Numunelerin geometrik kusurlarını, köşe ve düzlemsel malzeme özelliklerini ve ortalama basınç tepkilerini incelemiş ve sunmuşlardır. X-ray

2. KAYNAK ÖZETLERİ

ışınları ile elde ettikleri ölçümlerden, numunelerin kalınlık boyunca artık gerilmelerin etkisini bir dikdörtgen gerilme bloğu parametresi ile temsil edilebileceği sonucuna varmışlardır.

Hadianfard and Rahnema (2010) RHS kolon ve I kiriş rijit bağlantıları üzerinde çalışmada bulunmuşlardır. RHS kolon ve I kiriş rijit bağlantıları, genellikle kolon genişliği, et kalınlığı, kirişin derinliği, berkitmelerin varlığı gibi parametrelerin etkisi altında yarı rijit bir bağlantı olarak davrandığını belirtmiştir. Birleşim rijitliği azalmasının yüzdelerini sonlu elemanlar analizi kullanarak değerlendirmişlerdir. İç berkitmeli olan dikdörtgen kesitli çelik kolonlarda birleşimlerin rijitliğindeki azalma yüzdesi ihmal edilebilirken, berkitmeleri olmayan kolonlarda dikkate değer olduğunu ve genellikle %7 ila %20 arasında değişmekte olduğunu belirtmişlerdir.

Park and Wang (2012) RHS kolonlara bulonlu başlık eleman bağlantılarında başlangıç rijitliğinin tahmini üzerine çalışma yapmışlardır. Sonlu eleman benzetim sonuçlarıyla karşılaştırdıkları çalışmada, enine çekme bileşenindeki RHS denklemlerinin, %10'dan az hatayla bağlantı geometrileri için kullanılabileceğini belirtmişlerdir.

Wu and Feng (2013) RHS kolon ve I kiriş bağlantılarında deprem etkisiyle meydana gelebilecek gevrek kırılmaları önlemek amacıyla geliştirilmiş bir birleşim modeli üzerinde deneyler yapmışlardır. Sonlu elemanlar modelleme yöntemi ile yapılan analizler, yeni birleşim tipinin enerji emme kapasitesinin geleneksel birleşimlerden daha yüksek olduğunu göstermiştir.

Ma et al. (2016) soğuk şekillendirilmiş yüksek mukavemetli çelik boş kesitli kolonların basınç davranışı üzerine çalışma yapmışlardır. Dairesel, dikdörtgen ve kare içi boş numuneler üzerinde toplam 25 adet kolon testi gerçekleştirmişlerdir. Deneysel sonuçları, Avustralya, Avrupa ve Kuzey Amerika hükümlerince hesaplanmış olan tasarım değerleriyle karşılaştırmışlardır. Değişken malzeme özelliklerini içeren sonlu elemanlar modeli tanımlamışlar, geometrik ve malzeme kusurlarının etkisini de değerlendirmişlerdir. Sonlu elemanlar analiz sonuçlarının olumlu sonuç verdiğini belirtmişlerdir.

Serrano-López et al. (2016) RHS kesitler ile enine plakalar veya açık profil kirişler arasındaki kaynaklı birleşimlerin mekanik davranışını simüle etmek için çeşitli sonlu eleman modelleri geliştirmişlerdir. Gövde kalibrasyonu ile en uygun eleman boyutu belirlenmiş ve deneysel testlerle doğrulama yapılmıştır. Elastoplastik malzeme modelinin, sıcak bitmiş boru profillerde güvenilir sonuçlar verdiği tespit edilmiştir.

Wu and Tong (2018) yaptıkları çalışmada RHS kolon-I kiriş bağlantılarında erken gevrek kırılma oluşumlarını önlemek amacıyla, geliştirilmiş bir bağlantı tipi üzerinde bir takım test gerçekleştirmişler, cıvatalı bağlantıların davranışını bir sonlu elemanlar analizi ile incelenmesini açıklamışlardır. Kaynak bağlantı yerine, kiriş flanş plakaları kolondan belirli bir mesafe uzaklıkta cıvatalarla birleştirmişlerdir. Üç test numunesi simüle etmişlerdir. Modelde, bireysel kirişler, kolonlar, diyaframlar, cıvatalar, kesme plakası ve karmaşık temas yüzeyleri bulundurmışlar, tüm bileşenler için malzemenin doğrusal olmaması durumunu dikkate almışlardır. Kontak elemanları bulon deliği ve kiriş gövdesi ile kesme plakası, flanş plakası ve kiriş flanşı arasındaki yüzeyde kullanmışlar, cıvatalı bağlantılardaki ön gerilme ve yüzeyler arasındaki sürtünmeyi dikkate almışlardır. Bağlantı yüzeyleri arasındaki ara yüzleri modellemek için kolayca uyarlanabilir olduğundan üç boyutlu tuğla (brick) elemanlar kullanmışlardır. Karşılaştırma sonuçlarında, sonlu elemanlar ile bağlantı davranışının deneysel sonuçları arasında iyi bir korelasyon olduğunu, dolayısıyla sonlu elemanlar analizinin RHS kolondan I kirişe bağlantı davranışını doğru bir şekilde tahmin edebildiğini kanıtladığını belirtip çalışmalarında sunmuşlardır.

Yamada et al. (2018) RHS kolonların davranışını analiz etmek ve yerel burkulma davranışının neden olduğu bozulma aralığını içeren bir histeretik model üzerinde çalışma yapmışlardır. Önermiş oldukları modelde monoton yükleme altında yük-deformasyon ilişkisine eş olarak kabul etmiş oldukları yerel burkulmanın neden olduğu bozulma aralığını içeren iskelet eğrisini, analitik yöntemle elde etmişlerdir. Önerdikleri modeli, monoton ve döngüsel yükleme altındaki RHS kolonlarının deneysel sonuçları ile karşılaştırma yaparak doğrulama yapıp çalışmalarında göstermişlerdir.

Couchaux et al. (2020) dış çelik yapılarda (örneğin balkonlar, geçitler) çelik cepheye bağlantı sağlayan yalıtım katmanlı cıvatalı bağlantıların mekanik performansını

analiz etmişlerdir. Ara bağlantılarda PVC veya kontrplak plakalar kullanılarak ısı köprüsü davranışının sınırlandırıldığı test edilmiştir. Isı yalıtım katmanının dönme sertliği ve eğilme momenti üzerindeki etkileri, statik ve döngüsel testlerle incelenmiştir.

López-Colina et al. (2021) çalışmalarında mekanik yöntemlerin, özellikle dönel rijitlik için bileşen yönteminin, kutu kesitli bağlantıların tasarım kodlarında kullanılmamasının nedenlerini ele almışlardır ve bu eksikliği gidermeye yönelik çözümler önermişlerdir. Çalışmada I kesitli kirişler ve RHS kesitli kolonlar arasında yüksek dönel rijitliğe sahip yarı rijit veya tam rijit bağlantılar elde etmenin kolay bir yolu olarak, her iki elemanın da aynı genişlikte tasarlanmasının önemini vurgulamışlardır. Bu sayede I kiriş ve RHS kolon aynı genişlikte olduğunda bu bileşenin dönel rijitliğine önemli bir katkısı olduğunu deneyler sonucu gözlemlemişlerdir.

Pongiglione et al. (2021) sürtünmeye dayanıklı ve sökülebilir bir çelik bağlantı geliştirmişlerdir. Bağlantının sismik kapasitesi, Eurocode'lara uygun olarak bir referans binadan alınan kiriş-kolon düzeneği üzerinde analiz edilmiştir. Bağlantının tasarım ilkelerine uygunluğu ve dayanıklılığı değerlendirilmiş, cıvatalı yapısı sayesinde kolayca sökülebileceği vurgulanmıştır.

Chan and Koetaka (2021) çalışmalarında, H profil kiriş ve SHS profil kolonlardan oluşan 3 boyutlu moment çerçeveler için basitleştirmiş oldukları bir sayısal model geliştirmişlerdir. Modelde ayrıca diyaframların etkisini de dikkate almışlardır. Önermiş oldukları sayısal model, tek ve çift yönlü yükleme testleri altında elde ettikleri verilerle karşılaştırdıklarında numune bağlantılarındaki alt montajların elastoplastik davranışlarını doğru bir şekilde ifade edebildiğini belirtmişlerdir. Ayrıca, sadece kiriş ve kolonlardan oluşturdukları analiz modeli ile kıyas yaptıklarında, kiriş ve kolonlarla birlikte panelleri de ele aldıkları zaman, kiriş ve kolonlardaki enerji sönümlenmesi azalmış, dolayısıyla panellerin elastoplastik davranışı, kiriş ve kolon uçlarının davranışlarının doğru bir şekilde değerlendirilmesi için önemli bir varsayım olduğu gösterilmiştir.

Jaamala et al. (2022) çalışmalarında soğuk şekillendirilmiş RHS profiller için bir malzeme modeli tasarlamış olup, tasarımda doğrusal olmayan sonlu elemanlar analizini kullanmışlardır. Genellikle kiriş elemanlarına dayalı bir hesaplama modeli olduğunu,

ancak soğuk şekillendirilmiş kesitlerin, genel amaçlı kiriş elemanlarında açıkça modellenemeyen, malzeme kalınlığı üzerinde doğrusal olmayan artık gerilme dağılımına sahip olduğunu ifade etmişlerdir. Buna ek olarak, soğuk şekillendirilmiş kesitlerin köşe bölgelerinin düz bölgelere göre daha yüksek malzeme dayanımına sahip olduğunu ve bu özelliğin, genellikle tüm kesit için düz bölge özellikleri varsayılarak göz ardı edildiğini belirtmişlerdir. Çalışmada, tüm kesit için ayrı bir çekme testi yerine yapılmış gibi elde edilebilecek olan gerilme-deformasyon eğrisini taklit eden bir malzeme modeli ortaya çıkarmışlardır.

Jian and Guang (2022) kiriş uçlarında ilave plakalarla güçlendirilmiş RHS kolon ve I kiriş bağlantısının yarı statik döngüsel yükleme altında test edilmesi gerçekleştirilmiştir. Testlerde, kiriş flanşında çekme başarısızlığı ve yerel burkulma gibi hata modları gözlemlenmiştir. Ek plakaların bağlantının enerji dağıtma kapasitesini artırdığı ve geleneksel tiplere göre daha güçlü olduğu belirlenmiştir.

Barros et al. (2022) Kaynaklı I kiriş ve RHS kolon bağlantılarında başlangıç rijitliğini etkileyen faktörleri incelemişlerdir. Sayısal ve teorik analizlerle oluşturulan yay modeli, kiriş flanş genişliği, kiriş yüksekliği ve kolon kalınlığı gibi parametrelerin birlikte değerlendirilmesine dayanmaktadır. Literatürdeki formül eksikliklerine çözüm getirmek amacıyla değişim katsayısı 0,0053 olan bir düzeltme önerisi yapılmıştır.

Timmers and Lang (2023) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, gerilme etkisi altındaki boş kesitli elemanların bulonlu alın levhali birleşimleri için bir tasarım yaklaşımı önermiştir. Bu yaklaşım, belirli parametrelerin incelendiği bir süreçte elde edilen akma çizgisi mekanizmalarına dayanır. Araştırmacılar, akma çizgisi mekanizmaları kullanılarak hesaplanan dayanım değerlerini, süreksizlik yerleşim optimizasyonu yöntemi ile elde edilen dayanım sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır. Elde edilen verilere göre, iki yöntem arasında genellikle %10'un altında kalan sapmalarla uyumlu sonuçlar elde edilmiştir.

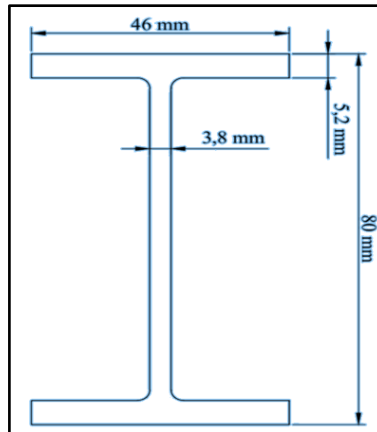
3. MATERYAL ve YÖNTEM

3.1. Deneysel Çalışmalar

Bu yüksek lisans tezi kapsamında yapılan çalışmalar Erzurum Teknik Üniversitesi Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, Yapı Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.

Deneysel çalışmada kullanılan kutu kolon – I kiriş birleşimleri döngüsel yüklemeye maruz bırakılmıştır. Toplamda 7 adet deney numunesi hazırlanmış ve bu numunelerin deneyler sırasında Türkiye'deki deprem protokolüne benzerlik gösteren FEMA-350 yükleme protokolü uygulanmıştır. Deneylerde IPE80 kesitli kirişler kullanılarak deneyler yapılmıştır. Yükleme sırasında kirişler üzerinde ve kiriş-kolon bağlantı noktalarında meydana gelen deformasyonlar detaylı bir şekilde ölçülmüştür. Deneylerde kolon ve kiriş bağlantılarında kullanılan bulonlar M16-8.8 cinsindendir. Kutu kolon olarak RHS200*100*5 mm kesitinde profiller kullanılmıştır. Deney esnasında RHS kesitli kolonlar ankastre olarak M24-8.8 bulonlarla sabitlenerek yerleştirilmiştir.

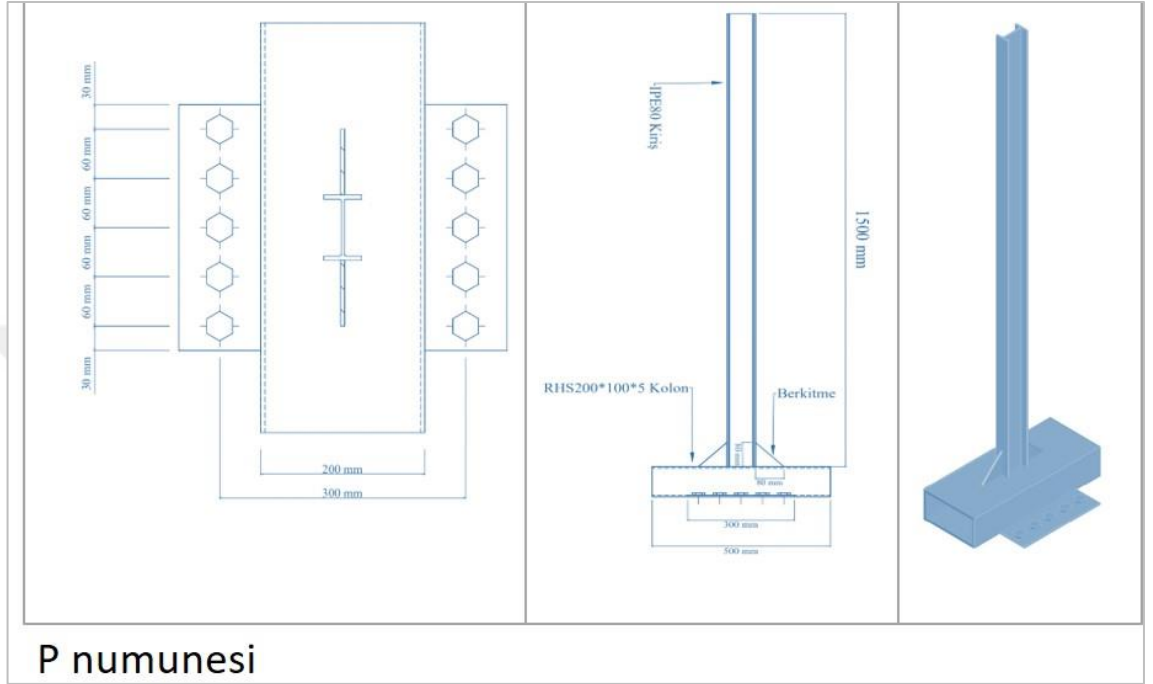
7 adet deney numunesinden P numunesinde kiriş ve kolon elemanları birbirlerine kaynaklanmıştır. B numunesindeyse kolon ve kiriş M16-8.8 bulonlarıyla birleştirilmiştir. Geriye kalan B-10, B-20, B-30, B-40 ve B-50 numunelerinde I profiller sırasıyla 100, 200, 300, 400 ve 500 mm yüksekliklerden bölünmüş şekilde bulonlanmıştır. Kullanılacak IPE80 profilinin ölçüleri Şekil 3.1'de gösterilmiştir.



Şekil 3.1. IPE80 kirişin ölçüleri

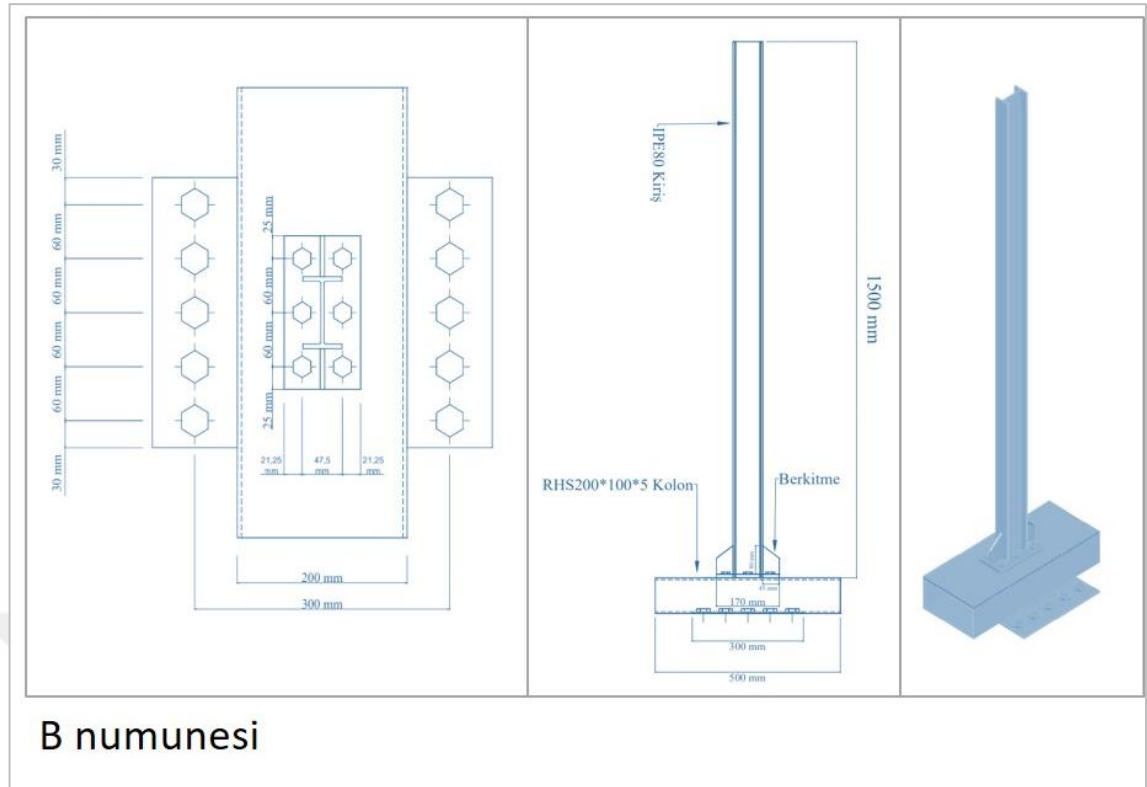
3. MATERYAL ve YÖNTEM

Deneylerde kolon ve kiriş kesitleri her deney numunesi için aynı ölçülerde kullanılmıştır. Bağlantı bölgelerinde ani moment değişimini önlemek amacıyla berkitme levhalar kullanılmıştır. Deney numunelerinin geometrik detayları Şekil 3.2, Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'te gösterilmiştir.

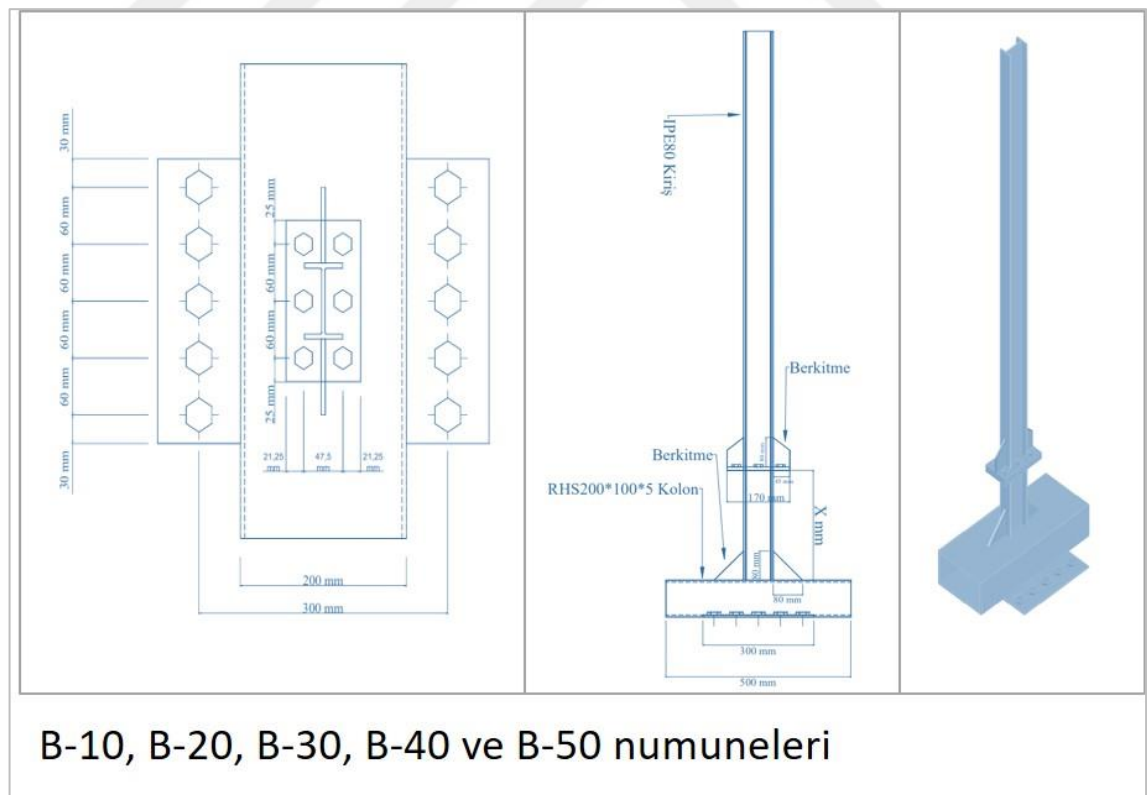


Şekil 3.2. Deney numuneleri ve geometrik detayları

3. MATERYAL ve YÖNTEM



Şekil 3.3. Deney numunelerinin geometrik detayları



Şekil 3.4. Geometrik detayları

Çizelge 3.1. Deneylerdeki kiriş numuneleri

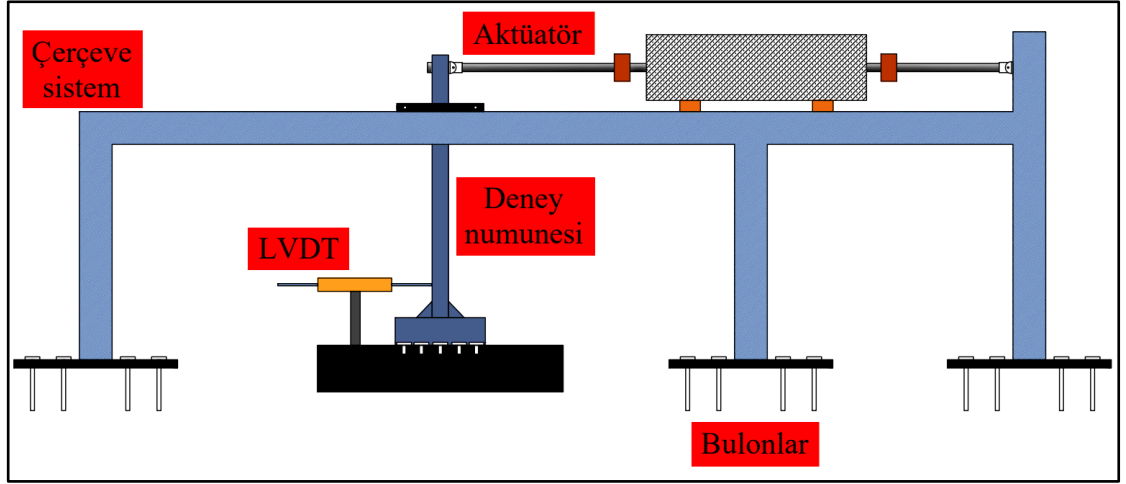
Numune İsimleri	Birleşim Bölgesinin Kolona Olan Uzaklığı X (mm)	Kiriş Uzunluğu h (mm)	Kiriş Başlık Et Kalınlığı t _b (mm)	Kiriş Gövde Et Kalınlığı t _w (mm)
P	-	1500	5,2	3,8
B	-			
B-10	100			
B-20	200			
B-30	300			
B-40	400			
B-50	500			

Çizelge 3.2. Çelik malzemelerin ortalama mekanik özellikleri

Test Numunesi	Elastisite Modülü E (MPa)	Çekme Dayanımı F _y (MPa)	Akma Dayanımı F _u (MPa)	F _y /F _u
I Profil-1	198,750	366,65	533,96	0,69
I Profil-2	201,222	377,39	574,41	0,66
I Profil-3	198,212	365,75	565,26	0,65
Ortalama	199,394,6	369,93	557,88	0,66
RHS Profil-1	195,550	349,19	508,53	0,68
RHS Profil-2	199,555	343,08	512,86	0,67
RHS Profil-3	198,811	326,56	513,87	0,64
Ortalama	198,005,1	339,61	511,75	0,66

3.2. Deney Düzeneği ve Kullanılan Malzemeler

Deney numunelerin deneylerde işlem gördüğü deney düzeneği döngüsel yükleme işlemlerinin gerçekleştirilmiş olup deney sonuçları detaylı bir şekilde. Deney düzeneği Şekil 3.5’te gösterilmiştir.



Şekil 3.5. Deney düzeneği

3.2.1. Hidrolik aktüatör

Deneyleer sırasında, 150 kN dinamik yük kapasitesine sahip Besmak marka hidrolik aktüatör kullanılmıştır. Bu aktüatörün ayrıntılı görünümü Şekil 3.4'te sunulmuştur.



Şekil 3.6. Hidrolik aktüatör

3.2.2. LVDT ölçüm cihazı

Deneylerde, RHS kesitli kolon ve I profil kirişin bağlantı bölgesindeki deformasyonları ölçmek için LVDT cihazları kullanılmıştır. Bu cihazların görseli Şekil 3.5'te yer almaktadır.



Şekil 3.7. LVDT cihazı

3.2.3. Veri toplama cihazı (Data Logger)

Deney sırasında elde edilen verilerin bilgisayara aktarılması için 8 kanallı bir veri toplama cihazı kullanılmıştır. Bu cihazın görseli Şekil 3.6'da sunulmuştur.



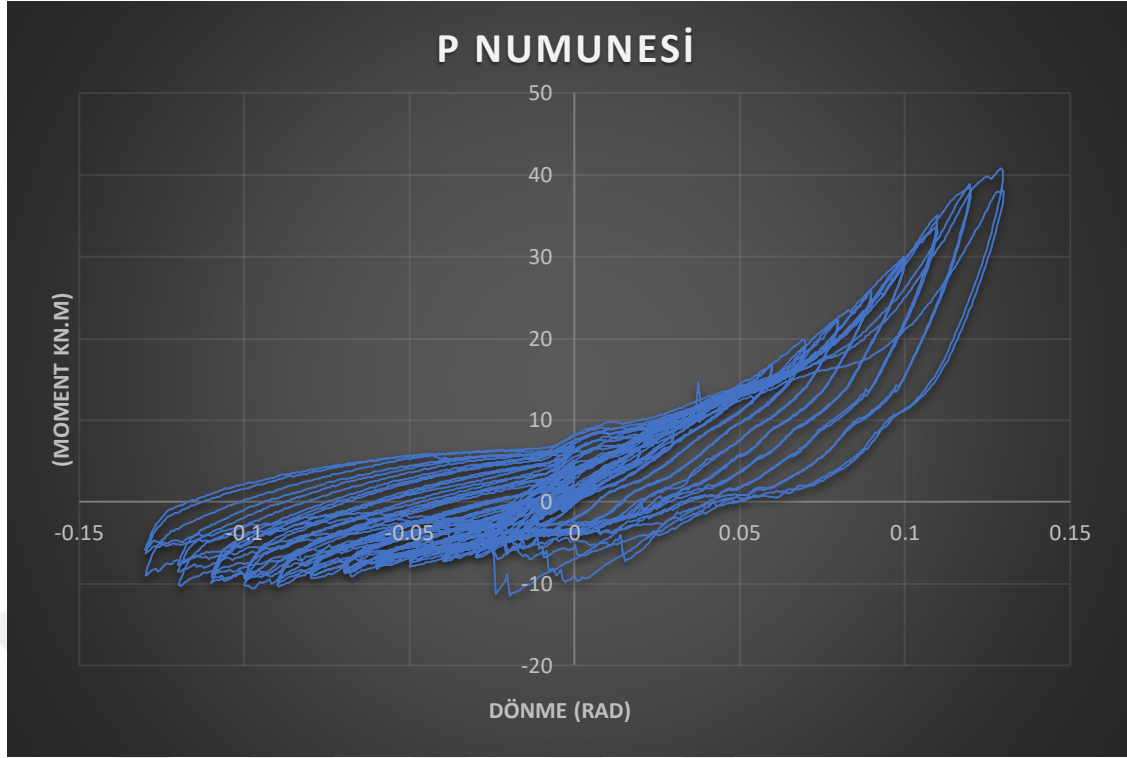
Şekil 3.8. Veri toplama cihazı

4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

Döngüsel yükleme altında incelenen 7 adet RHS200*100*5 kesitli kolon ve IPE80 kesitli kiriş birleşimi döngüsel yüklemeler altında deneyler gerçekleştirilmiştir. Numunelerin deney sonuçlarından elde edilen maksimum yük (F_{maks}), maksimum moment (M_{maks}), maksimum dönme açısı (θ_{maks}), maksimum yükleme esnasında oluşan dönme açısı (θ_{Fmaks}), rijitlik ve süneklik (Δ_{maks}/Δ_y) değerleri birbirleriyle detaylıca karşılaştırılmıştır. Deneyler sonucu elde edilen değerler Çizelge 4.1’de gösterilmiştir. Deney süresince ölçülen moment ve dönme değerlerinden oluşturulan moment-dönme eğrileri Şekil 4.1’de gösterilmiştir.

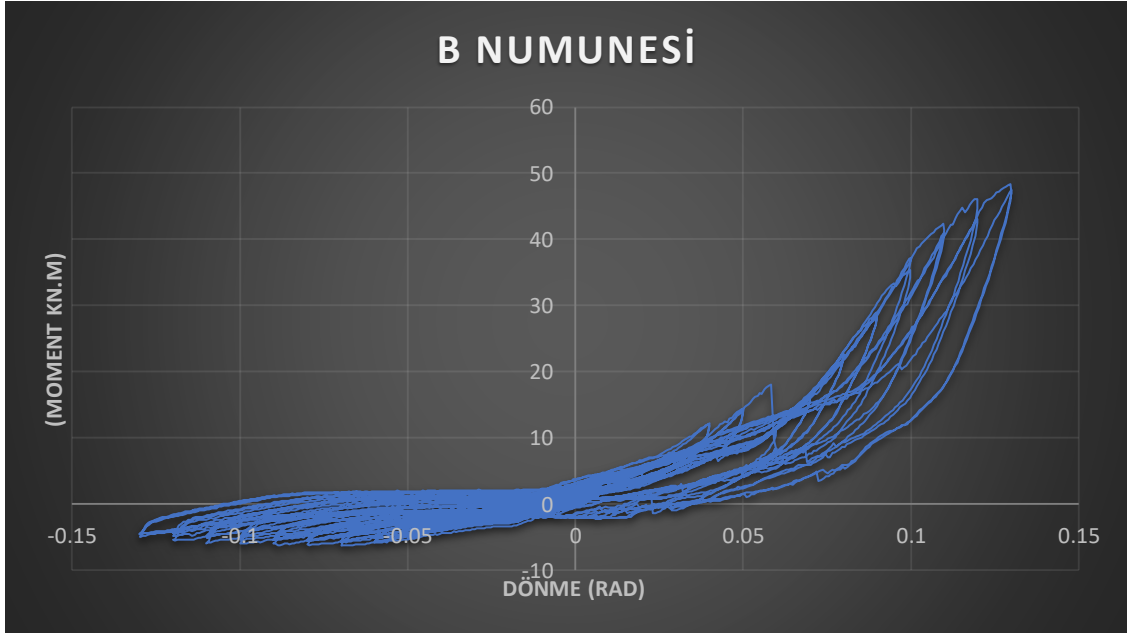
Çizelge 4.1. Deney sonuçlarında ortaya çıkan veriler

Deney Numunesi	Maksimum Moment	Maksimum Dönme	Maksimum Yük	Maksimum Yükteki Dönme	Süneklik
P	40,82	0,13	27,21	0,129077	1,93
B	48,35	0,129950	32,23	0,129763	2,84
B-10	30,07	0,129978	20,04	0,119790	1,74
B-20	41,09	0,129978	27,39	0,126958	2,44
B-30	43,75	0,129970	29,16	0,129340	1,98
B-40	29,97	0,1299853	19,98	0,119807	1,50
B-50	37,57	0,13	25,05	0,129814	1,63



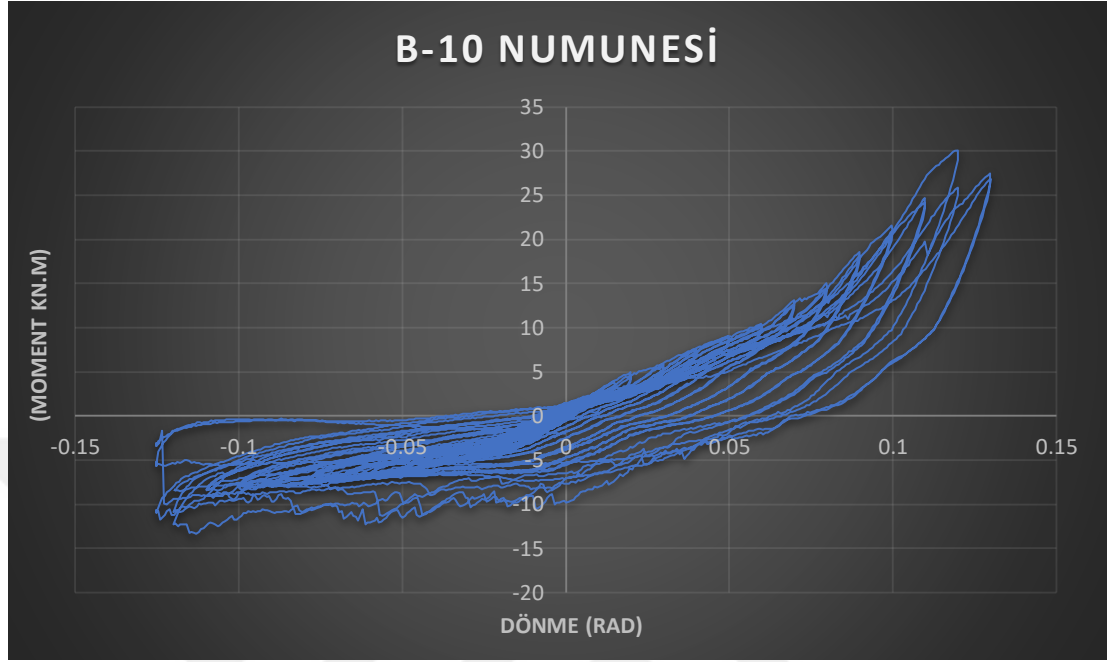
Şekil 4.1. P numunesi (kaynaklı birleşim)

P numunesi (kaynaklı birleşim) incelendiğinde maksimum moment 40,82 Kn. m olarak çıkmıştır. Maksimum yük taşıma kapasitesi ise 27,21 kN olarak ölçülmüştür.



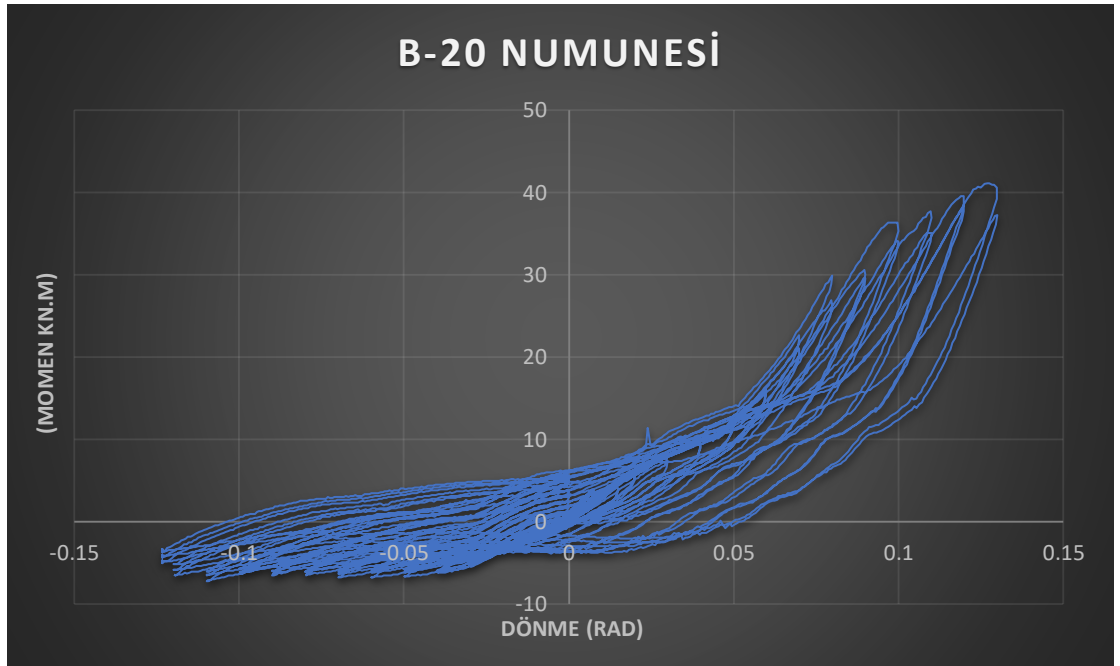
Şekil 4.2. B numunesi (kaynaklı birleşim)

B numunesi (kaynaklı birleşim) incelendiğinde maksimum moment 48,35 Kn. m olarak çıkmıştır. Maksimum yük taşıma kapasitesi ise 32,23 kN olarak ölçülmüştür.



Şekil 4.3. B-10 numunesi (kaynaklı birleşim)

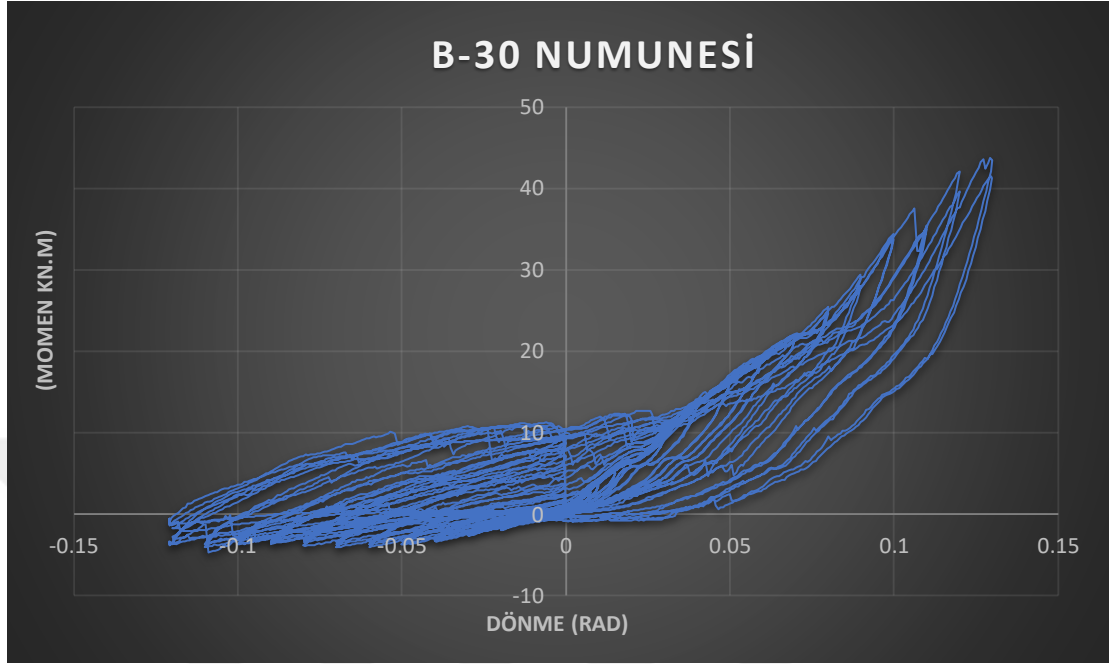
B-10 numunesi (kaynaklı birleşim) incelendiğinde maksimum moment 30,07 kN. m olarak çıkmıştır. Maksimum yük taşıma kapasitesi ise 20,04 kN olarak ölçülmüştür.



Şekil 4.4. B-20 numunesi (kaynaklı birleşim)

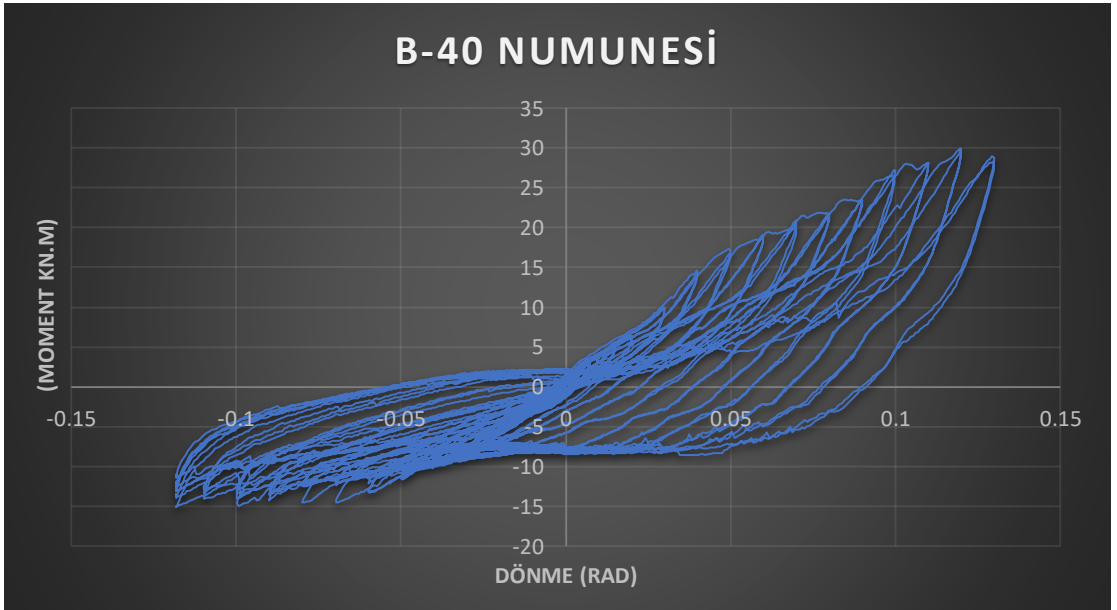
4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA

B-20 numunesi (kaynaklı birleşim) incelendiğinde maksimum moment 41,09 kN.m olarak çıkmıştır. Maksimum yük taşıma kapasitesi ise 27,09 kN olarak ölçülmüştür.



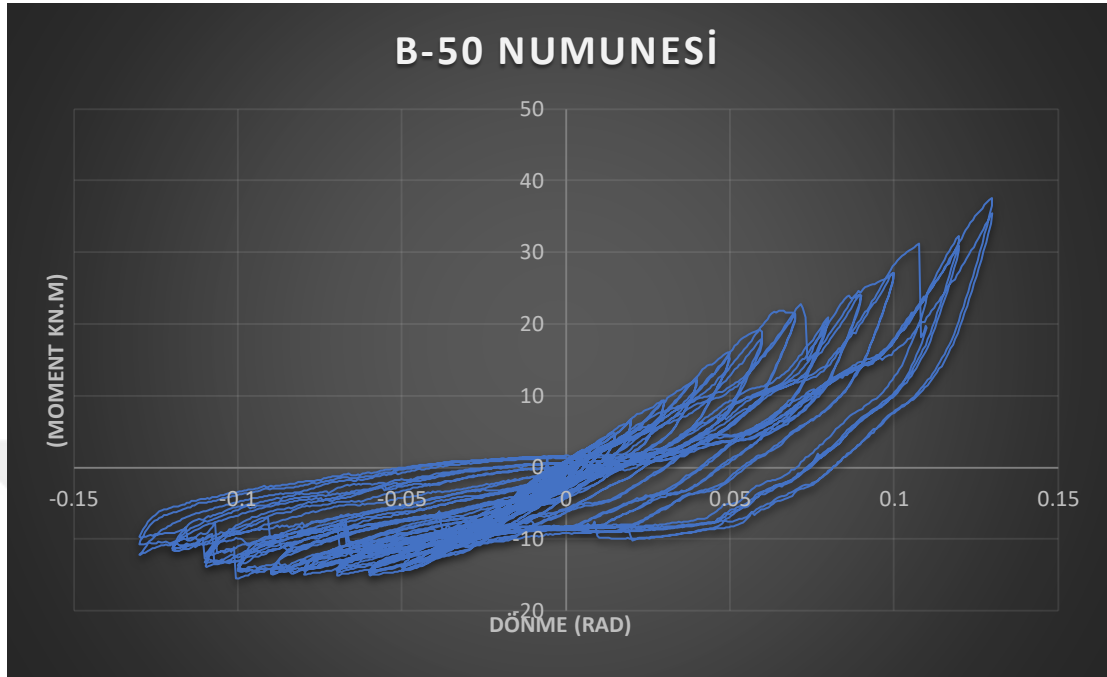
Şekil 4.5. B-30 numunesi (kaynaklı birleşim)

B-30 numunesi (kaynaklı birleşim) incelendiğinde maksimum moment 43,75 kN.m olarak çıkmıştır. Maksimum yük taşıma kapasitesi ise 29,16 kN olarak ölçülmüştür.



Şekil 4.6. B-40 numunesi (kaynaklı birleşim)

B-40 numunesi (kaynaklı birleşim) incelendiğinde maksimum moment 29,97 kN.m olarak çıkmıştır. Maksimum yük taşıma kapasitesi ise 19,98 kN olarak ölçülmüştür.

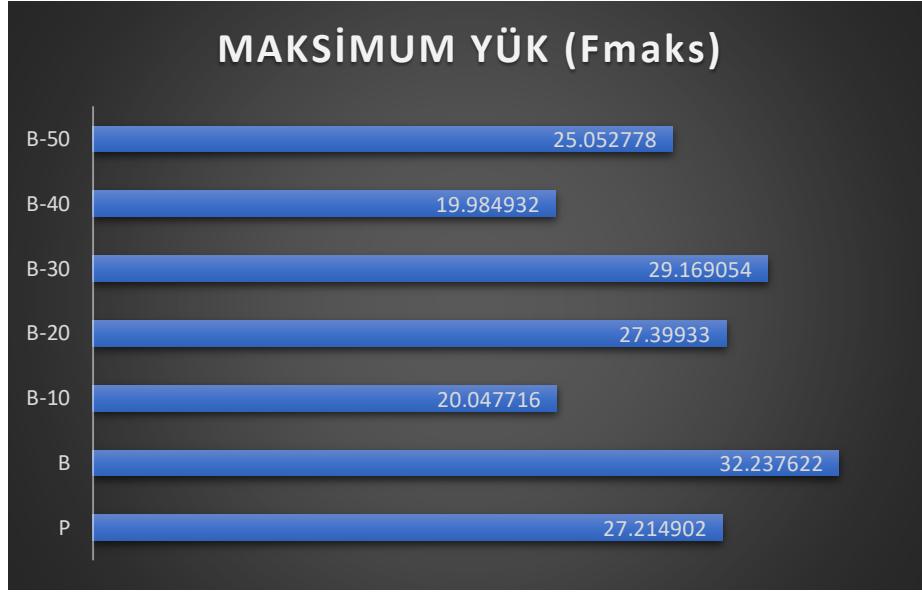


Şekil 4.7. B-50 numunesi (kaynaklı birleşim)

B-50 numunesi (kaynaklı birleşim) incelendiğinde maksimum moment 37,57 kN.m olarak çıkmıştır. Maksimum yük taşıma kapasitesi ise 25,05 kN olarak ölçülmüştür.

4.1. Numunelerin Maksimum Yük Değerlerinin Karşılaştırılması (F_{maks})

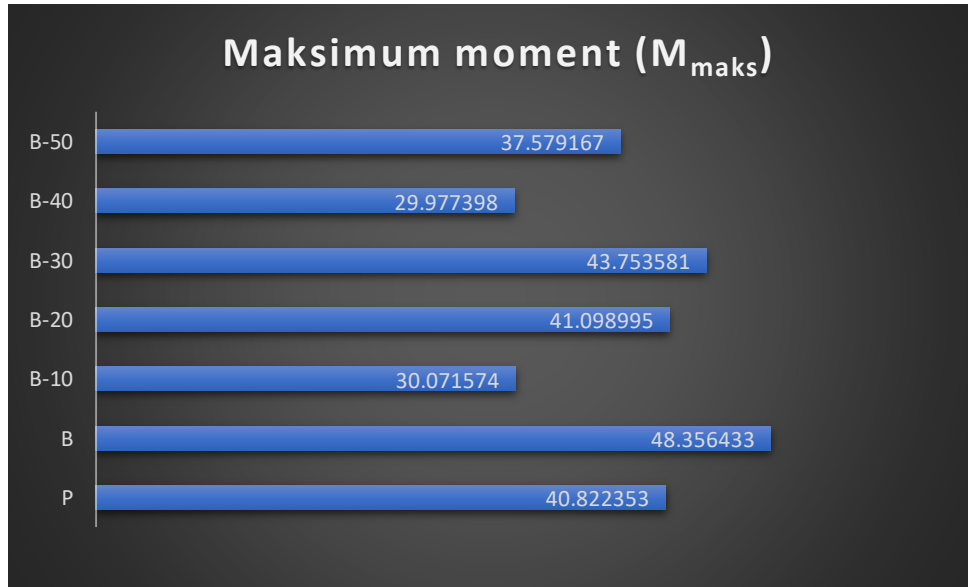
Deneyler sonucunda deney numuneleri incelendiğinde maksimum yük değerleri incelendiğinde, P numunesi için 27,21 kN, B numunesi için 32,23 kN, B-10 numunesi için 20,04 kN, B-20 numunesi için 27,39 kN, B-30 numunesi için 29,16 kN, B-40 numunesi için 19,98 kN, B-50 numunesi için 25,05 kN olarak ölçülmüştür. Ölçülen değerlerin grafiksel gösterimi Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.8. Maksimum yük değerleri

4.2. Numunelerin Maksimum Moment Değerlerinin Karşılaştırılması (M_{maks})

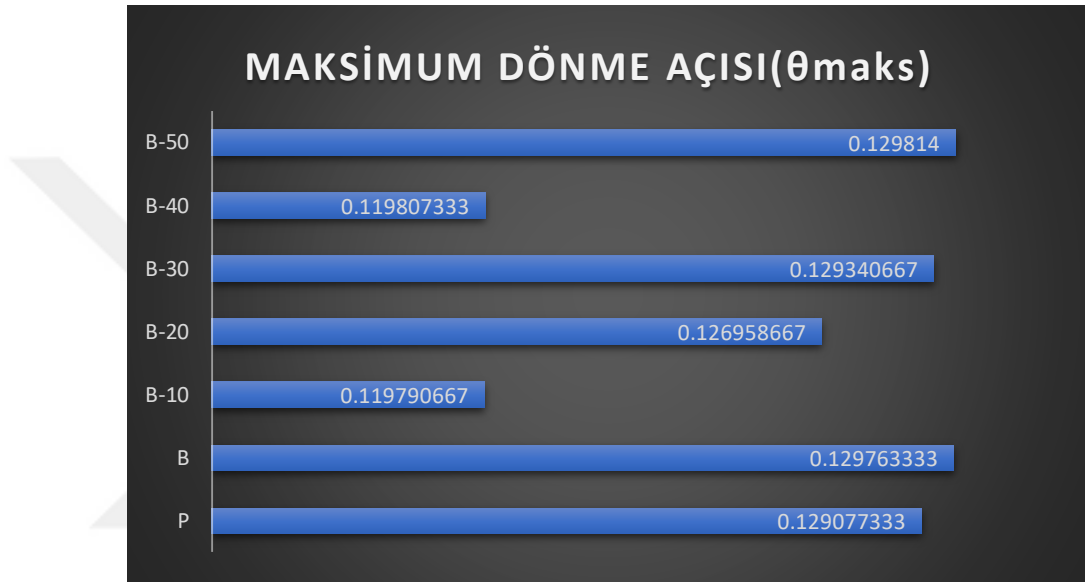
Deneyler sonucunda deney numuneleri incelendiğinde maksimum moment değerleri incelendiğinde, P numunesi için 40,82 kN.m, B numunesi için 48,35 kN.m, B-10 numunesi için 30,07 kN.m, B-20 numunesi için 41,09 kN.m, B-30 numunesi için 43,75 kN.m, B-40 numunesi için 29,97 kN.m, B-50 numunesi için 37,57 kN.m olarak ölçülmüştür. Ölçülen değerlerin grafiksel gösterimi Şekil 4.3'te gösterilmiştir.



Şekil 4.9. Maksimum moment değerleri

4.3. Numunelerin Maksimum Dönme Açısı Değerlerinin Karşılaştırılması (θ_{maks})

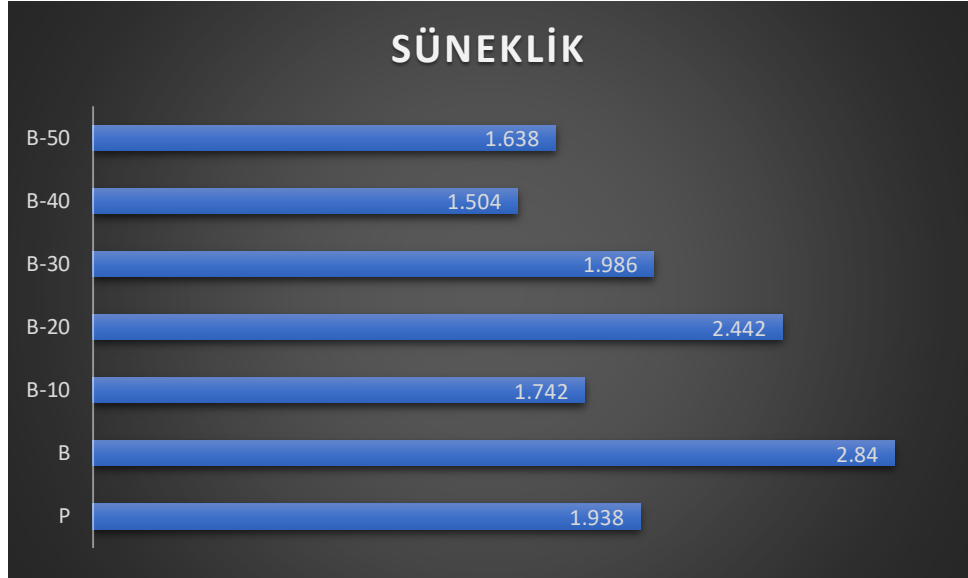
Deneyler sonucunda maksimum dönme açısı değerleri incelendiğinde, P numunesi için 0,129077 rad, B numunesi için 0,129763 rad, B-10 numunesi için 0,119790 rad, B-20 numunesi için 0,126958 rad, B-30 numunesi için 0,129340 rad, B-40 numunesi için 0,119807 rad, B-50 numunesi için 0,129814 rad olarak ölçülmüştür. Ölçülen değerler grafiksel olarak Şekil 4.4'te gösterilmiştir.



Şekil 4.10. Maksimum dönme açısı değerleri

4.4. Numunelerin Süneklik Değerlerinin Karşılaştırılması (Δ_{maks}/Δ_y)

Deneyler sonucunda süneklik değerleri incelendiğinde, P numunesi için 1,93, B numunesi için 2,84, B-10 numunesi için 1,74, B-20 numunesi için 2,44, B-30 numunesi için 1,98, B-40 numunesi için 1,50, B-50 numunesi için 1,63 olarak ölçülmüştür. Ölçülen değerler grafiksel olarak Şekil 4.6'da gösterilmiştir.

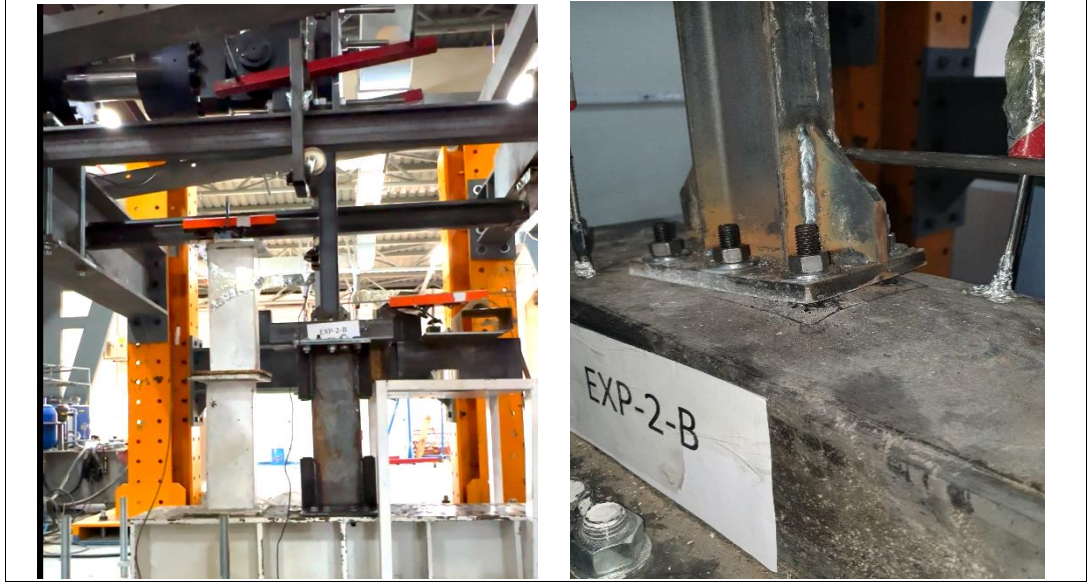


Şekil 4.11. Süneklik değerleri

4.5. Göçme Modları



Şekil 4.12. Göçme modları (P umunesi)



Şekil 4.13. Göçme modları (B numunesi)



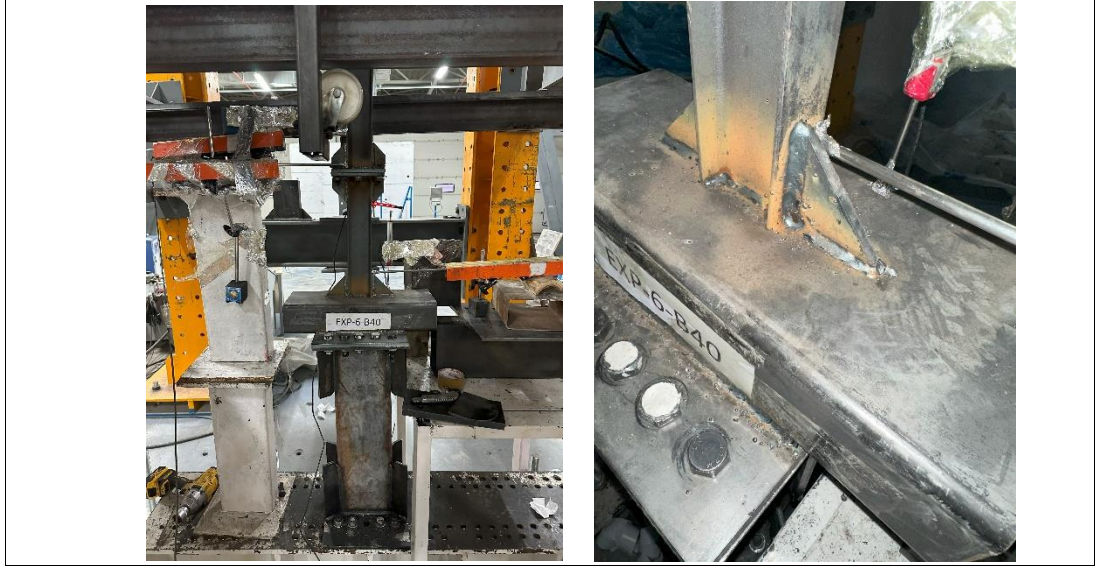
Şekil 4.14. Göçme modları (B-10 numunesi)



Şekil 4.15. Göçme modları (B-20 numunesi)



Şekil 4.16. Göçme modları (B-30 numunesi)



Şekil 4.17. Göçme modları (B-40 numunesi)



Şekil 4.18. Göçme modları (B-50 numunesi)

Deneyler sonucunda elde edilen bulgulara göre, P, B10, B20, B30, B40 ve B50 numunelerinde, kiriş-kolon birleşim noktalarında belirgin kaynak yırtılmaları ve kolon yırtılmaları tespit edilmiştir. Bu numunelerde, özellikle kiriş ve kolon birleşim bölgelerinde oluşan gerilme nedeniyle yapısal bütünlüğün zayıfladığı ve yırtılmaların meydana geldiği gözlemlenmiştir. Diğer yandan, B numuneli deneyde, kolon-kiriş birleşimleri bulonlarla sabitlenmiş olan örnekte, sadece bulonlarda sıyrılmaların oluştuğu belirlenmiştir; bu da bulonlu bağlantıların, kaynaklı bağlantılara göre farklı bir deformasyon davranışı sergilediğini göstermektedir. Ek olarak, deformasyon türleri

incelendiğinde, P, B10, B20, B30 ve B40 numunelerinde A tipi deformasyonlar meydana gelirken, B50 numunesinde V tipi deformasyonun olduğu saptanmıştır. Bu bulgular, farklı bağlantı ve numune tiplerinin, deformasyon ve hasar süreçleri üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu ortaya koymaktadır.

4.6. Deney Numunelerinin Literatürle Karşılaştırılması

Bu çalışmada, kolon-kiriş birleşimlerinin zayıf eksen boyunca birleştirildiği numuneler üzerinde yapılan deneysel sonuçlar, literatürde mevcut olan ve yangın etkisine maruz kalmış ya da maruz kalmamış kolon-kiriş birleşimlerinin güçlü eksen boyunca birleştirildiği bir başka çalışma ile karşılaştırılmıştır (Uçan 2024). Söz konusu literatür çalışmasında, kolon ve kiriş elemanları çeşitli bağlantı teknikleriyle birleştirilmiş ve bu tekniklerin yapısal performans üzerindeki etkileri incelenmiştir.

(Uçan 2024) çalışmasında, F-W numunesinde kiriş ve kolon elemanları kaynak ile birleştirilmiş, F-E numunesinde ise kolon ve kiriş elemanları M16-8.8 sınıfı bulonlar kullanılarak bağlanmıştır. Bu iki temel bağlantı tipi, yangın etkisine maruz kalan ve maruz kalmayan durumlarda göçme modları, maksimum moment kapasiteleri ve süneklik değerleri açısından ayrıntılı bir şekilde analiz edilmiştir.

Ek olarak, aynı çalışmada yer alan F-100, F-200, F-300, F-400 ve F-500 numunelerinde I profil kirişler, sırasıyla 10 cm, 20 cm, 30 cm, 40 cm ve 50 cm yüksekliklerden bölünmüş ve bu kesimlerin ardından M16-8.8 sınıfı bulonlarla sabitlenmiştir. Bu numuneler, deneyler sırasında farklı yüksekliklerden kaynaklanan yapısal davranışları analiz etmek amacıyla kullanılmıştır.

Bu çalışmada elde edilen sonuçlar, zayıf ekseninde birleştirilen kolon-kiriş birleşimlerinin, güçlü ekseninde birleştirilenlerle kıyaslandığında, farklı göçme modları, maksimum moment kapasiteleri ve süneklik özellikleri sergilediğini ortaya koymuştur. Özellikle, yangın etkisine maruz kalan numunelerde gözlemlenen yapısal değişiklikler, bağlantı türünün ve eksen yöneliminin yangın sırasında ve sonrasında yapı performansı üzerinde belirgin bir etkisi olduğunu göstermektedir. Bu karşılaştırmalar, farklı eksenlerdeki birleşimlerin yapısal davranışları hakkında derinlemesine bir anlayış

kazandırmakta ve yangın etkilerinin yapı güvenliği üzerindeki potansiyel risklerini daha iyi değerlendirebilmemize olanak tanımaktadır.

4.6.1. Göçme modlarının literatürle karşılaştırılması

Çizelge 4.2. Mevcut çalışma ve literatürde (Uçan 2024) olan çalışmada görülen göçme modları.

Deney Numuneleri		Göçme Modları				
		Kirişte burkulma	Kolonda burkulma	Birleşim noktalarında kaynak yırtılması	Kolon yırtılması	Bulonda Sıyrılma
Zayıf Eksende Birleştirilmiş	P	-	-	✓	✓	-
	B	-	-	-	-	✓
	B-10	-	-	✓	✓	-
	B-20	-	-	✓	✓	-
	B-30	-	-	✓	✓	-
	B-40	-	-	✓	✓	-
	B-50	-	-	✓	✓	-
Güçlü Eksende Birleştirilmiş (Uçan 2024)	F-W	✓	-	✓	✓	-
	F-E	-	-	-	-	✓
	F-100	✓	-	✓	✓	-
	F-200	✓	-	✓	✓	-
	F-300	✓	-	✓	✓	-
	F-400	✓	-	✓	✓	-
	F-500	✓	-	✓	✓	-

Yapılan deneyler sonucunda elde edilen göçme modları, Çizelge 4.2'de detaylandırılmıştır. Deneylerde elde edilen veriler, zayıf ekseninde birleşim yapılmış numunelerde kiriş ve kolon elemanlarının burkulma davranışını kapsamlı bir şekilde değerlendirmeye olanak tanımıştır. Literatürdeki mevcut çalışmalarda güçlü eksen boyunca birleştirilen kolon-kiriş birleşimlerinin yangın etkisi altında ve yangın etkisi altında olmayan durumları incelenmiştir; bu durumlar ile zayıf ekseninde birleşim yapılan numunelerin davranışları karşılaştırılmıştır.

Zayıf eksen boyunca birleşim gerçekleştirilen numunelerde, kiriş elemanlarında burkulma oluşmadığı gözlemlenmiştir. Aynı şekilde, kolon elemanlarında da burkulma meydana gelmediği kaydedilmiştir. Bu durum, zayıf ekseninde gerçekleştirilen

birleşimlerin, yük dağılımı üzerinde kritik bir etkiye sahip olduğunu ve bu etki sayesinde burkulma gibi yapısal zayıflıkların önlendiğini göstermektedir. Zayıf eksen yönelimi, özellikle kiriş ve kolonlarda yük taşıma kapasitesinin daha dengeli dağılmasını sağlamakta ve bu sayede yapısal dayanıklılığı artırmaktadır.

Öte yandan, literatürde yer alan (Uçan 2024) ve güçlü eksen boyunca birleşim yapılmış kolon-kiriş birleşimlerinin incelendiği çalışmalarda, yangın etkisi altında veya yangın etkisine maruz kalmamış numunelerde, kiriş elemanlarında belirgin burkulmalar gözlemlenmiştir. Ancak, bu çalışmalarda da kolon elemanlarında herhangi bir burkulma meydana gelmediği tespit edilmiştir. Güçlü eksen yöneliminde, kirişlerdeki burkulma davranışı, eksen yöneliminin yapısal performans üzerindeki belirleyici etkisini ortaya koymaktadır. Bu durum, birleşim yöneliminin, özellikle yangın gibi aşırı yükleme koşullarında, yapı elemanlarının dayanıklılığı üzerinde nasıl kritik bir rol oynadığını açıkça göstermektedir.

Sonuç olarak, yapılan karşılaştırmalar, eksen yöneliminin kolon-kiriş birleşimleri üzerindeki kritik önemini vurgulamaktadır. Zayıf ekseninde gerçekleştirilen birleşimlerin, kirişlerde ve kolonlarda burkulma riskini minimize ederek, daha güvenli bir yapısal performans sergilediği görülmektedir. Bu bulgular, farklı eksen yönelimlerinin yapı güvenliği üzerindeki potansiyel etkilerini anlamak ve tasarım sürecinde bu etkileri dikkate almak açısından son derece önemlidir. Literatürdeki (Uçan 2024) mevcut verilerle birlikte, bu çalışmanın sonuçları, zayıf ve güçlü eksen yönelimlerinin birleşim noktalarındaki yapısal dayanıklılık üzerinde nasıl farklı etkiler yaratabileceğini ve bu farklılıkların pratik mühendislik uygulamalarında nasıl dikkate alınması gerektiğini ortaya koymaktadır.

4.6.2. Maksimum moment değerlerinin literatürle karşılaştırılması

Mevcut çalışmadaki maksimum moment değerleri ve literatürde olan (Uçan 2024) çalışmada o güçlü ekseninde birleşimi yapılmış kolon-kiriş birleşimlerinin maksimum moment değerleri karşılaştırılmıştır. Maksimum moment değerleri Çizelge 4.3'te verilmiştir.

Çizelge 4.3. Mevcut çalışma ve literatürde (Uçan 2024) olan çalışmada ölçülen M_{maks} değerleri.

Deney Numuneleri		Maksimum Moment Değerleri (kN.m)
Zayıf Eksende Birleştirilmiş	P	40,82
	B	48,35
	B-10	30,07
	B-20	41,09
	B-30	43,75
	B-40	29,97
	B-50	37,57
Güçlü Eksende Birleştirilmiş (Uçan 2024)	F-W	17,55
	F-E	17,92
	F-100	31,14
	F-200	30,55
	F-300	26,78
	F-400	34,26
	F-500	35,29

Literatürde olan (Uçan 2024) çalışma ve mevcut çalışmadaki kaynaklı kolon-kiriş birleşimli numuneler olan F-W ve P numuneleri karşılaştırıldığında F-W numunesi 17,55 kN.m maksimum moment değeri sergilerken, mevcut çalışmadaki P numunesi 40,82kN.m değerine sahiptir. Bu, P numunesinin F-W numunesine göre yaklaşık %232,59 daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir.

Literatürde olan (Uçan 2024) çalışma ve mevcut çalışmadaki bulonlu kolon-kiriş birleşimine sahip numuneler olan F-E ve B numuneleri karşılaştırıldığında F-E numunesi 17,92 kN.m maksimum moment değeri sergilerken, mevcut çalışmadaki B numunesi 48,35 kN.m değerine sahiptir. Bu, F-E numunesinin B numunesine göre yaklaşık %225,16 daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir.

Literatürde yer alan (Uçan 2024) çalışma ile mevcut çalışmada incelenen kolon-kiriş birleşimli numunelerin karşılaştırılması, moment kapasiteleri açısından önemli bulgular ortaya koymaktadır. Kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerine sahip numuneler incelendiğinde, literatürdeki F-W numunesi 17,55 kN.m maksimum moment değeri sergilemiştir. Buna karşılık, mevcut çalışmada incelenen P numunesi 40,82 kN.m maksimum moment değeri ile önemli ölçüde daha yüksek bir kapasiteye sahiptir. Bu sonuç, P numunesinin F-W numunesine göre yaklaşık %232,59 oranında daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu fark, zayıf eksen birleşiminin

kiriş ve kolon elemanlarının yük taşıma kapasitesini arttırıcı bir etkisi olabileceğini düşündürmektedir.

Benzer şekilde, bulonlu kolon-kiriş birleşimlerine sahip numuneler karşılaştırıldığında, literatürde yer alan F-E numunesi 17,92 kN.m maksimum moment değeri göstermektedir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen B numunesi, 48,35 kN.m maksimum moment değeri ile F-E numunesine göre belirgin bir üstünlük sağlamıştır. Bu, F-E numunesinin B numunesine göre yaklaşık %225,16 oranında daha düşük bir moment kapasitesine sahip olduğunu ortaya koymaktadır. Bu bulgu, zayıf eksen birleşimlerinin, bulonlu bağlantılar için de yapısal performansı olumlu yönde etkileyebileceğini göstermektedir.

Kolon-kiriş bağlantı noktalarının farklı yüksekliklerde incelendiği numunelere bakıldığında, literatürdeki F-100 numunesi 31,14 kN.m maksimum moment değeri sergilerken, mevcut çalışmadaki B-10 numunesi 30,07 kN.m değeriyle benzer bir kapasite sunmuştur. F-100 numunesinin B-10 numunesine göre yaklaşık %3,43 daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğu görülmektedir. Bu küçük fark, her iki eksen yöneliminin bu yükseklik noktasındaki yapısal performansı üzerinde nispeten benzer etkilere sahip olabileceğini düşündürmektedir.

Bununla birlikte, kolon-kiriş bağlantı noktalarının 20 cm yukarısında yer alan F-200 ve B-20 numuneleri karşılaştırıldığında, F-200 numunesi 30,55 kN.m maksimum moment değeri gösterirken, B-20 numunesi 41,09 kN.m maksimum moment değeri ile %34,50 oranında daha yüksek bir kapasite sergilemiştir. Bu, zayıf eksen birleşiminin bu yükseklik noktasında güçlü eksen birleşimine göre daha avantajlı olduğunu işaret etmektedir.

30 cm yukarısında kiriş birleşim noktası bulunan numuneler incelendiğinde, literatürdeki F-300 numunesi 26,78 kN.m maksimum moment değeri göstermektedir. Buna karşılık, mevcut çalışmada incelenen B-30 numunesi 43,75 kN.m maksimum moment değeriyle önemli ölçüde daha yüksek bir kapasiteye sahiptir. Bu, B-30 numunesinin F-300 numunesine göre %63,36 oranında daha yüksek bir moment

kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu sonuç, zayıf eksen birleşimlerinin bu yüksekliklerde de yapısal performansı önemli ölçüde artırabileceğini ortaya koymaktadır.

40 cm yukarısında kiriş birleşim noktası bulunan F-400 ve B-40 numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-400 numunesi 34,26 kN.m maksimum moment değeri sergilemektedir. Buna karşın, B-40 numunesi 29,97 kN.m maksimum moment değeriyle F-400 numunesine göre %14,31 oranında daha düşük bir kapasite göstermiştir. Bu bulgu, güçlü eksen birleşimlerinin bu yükseklik noktasında daha avantajlı olabileceğini işaret edebilir.

Son olarak, 50 cm yukarısında kiriş birleşim noktası bulunan F-500 ve B-50 numuneleri incelendiğinde, F-500 numunesi 35,29 kN.m maksimum moment değeri sergilemişken, B-50 numunesi 37,57 kN.m maksimum moment değeri ile %6,46 oranında daha yüksek bir kapasite sunmuştur. Bu küçük fark, zayıf eksen birleşimlerinin bu yükseklikte de güçlü eksen birleşimlerine göre üstünlük sağlayabileceğini göstermektedir.

Genel olarak, maksimum moment değerlerinin karşılaştırılması sonucunda, zayıf eksen birleşimli numunelerde, güçlü eksen birleşimli numunelere göre daha yüksek moment kapasiteleri elde edilmiştir. Bu durum, zayıf eksen birleşimlerinin yük taşıma kapasitesini artırarak, deformasyonların kolon bölgesinde görülmesine ve maksimum moment değerlerinin daha yüksek çıkmasına neden olduğunu ortaya koymaktadır. Buna karşın, güçlü eksen de yapılan birleşimlerde deformasyonlar daha çok kiriş bölgelerinde meydana gelmiş ve bu da maksimum moment değerlerinin düşük kalmasına yol açmıştır. Bu bulgular, eksen yöneliminin yapısal performans üzerindeki kritik rolünü vurgulamakta ve farklı eksenlerdeki birleşimlerin yapısal tasarım süreçlerinde dikkate alınması gereken önemli bir faktör olduğunu göstermektedir.

4.6.3. Süneklik değerlerinin literatürle karşılaştırılması

Bu çalışmada, zayıf eksen birleşimli kolon-kiriş birleşimlerinin süneklik değerleri, literatürde (Uçan 2024) yer alan ve güçlü eksen boyunca birleştirilmiş kolon-kiriş birleşimlerinin süneklik değerleriyle karşılaştırılmıştır. Her iki çalışmada da, kolon-

kiriş birleşimlerinin süneklik kapasiteleri, yapı elemanlarının dayanıklılık ve deformasyon yeteneklerinin anlaşılması açısından kritik bir parametre olarak ele alınmıştır

Mevcut çalışmada, zayıf eksen boyunca birleştirilmiş numuneler üzerinde yapılan deneyler sonucunda elde edilen süneklik değerleri, yapı elemanlarının zayıf ekseninde nasıl bir deformasyon davranışı sergilediğini ortaya koymuştur. Bu değerler, yapı elemanlarının belirli bir yükleme durumunda ne kadar enerji absorbe edebileceğini ve yük altında ne kadar şekil değiştirebileceğini göstermektedir. Zayıf ekseninde yapılan birleşimlerin süneklik değerleri, bu birleşimlerin yapı sistemlerinde esnek bir davranış sağlayarak, aşırı yükleme durumlarında yapı elemanlarının ani göçmelerini engelleyebileceği ve enerji yutma kapasitelerini artırabileceği şeklinde yorumlanmaktadır.

Literatürde yer alan (Uçan 2024) ve güçlü eksen boyunca birleştirilmiş kolon-kiriş birleşimleri üzerinde yapılan deneysel çalışma ise, bu tür birleşimlerin süneklik kapasitelerini analiz etmiştir. Güçlü eksen boyunca yapılan birleşimler, genellikle daha yüksek yük taşıma kapasitelerine sahip olmakla birlikte, süneklik kapasiteleri açısından farklı bir performans sergileyebilmektedir. Bu birleşimlerin süneklik değerleri, yapı elemanlarının deformasyon kapasitesini ve enerji absorbe etme yeteneğini doğrudan etkileyen önemli bir faktör olarak kabul edilmektedir.

Mevcut çalışma ve literatürdeki (Uçan 2024) güçlü eksen birleşimli çalışma arasında yapılan karşılaştırmalar, her iki eksen yöneliminin yapı elemanlarının süneklik kapasitesi üzerindeki etkilerini daha iyi anlamamıza olanak tanımaktadır. Çizelge 4.4'te sunulan bu karşılaştırma sonuçları, zayıf eksen birleşimli numunelerin süneklik değerlerinin güçlü eksen birleşimli numunelere göre nasıl farklılık gösterdiğini net bir şekilde ortaya koymaktadır. Bu farklılıklar, yapı tasarımında eksen yöneliminin ve birleşim türünün dikkate alınması gereken kritik faktörler olduğunu vurgulamaktadır.

Özellikle, zayıf eksen birleşimli numunelerin süneklik değerleri, bu tür birleşimlerin aşırı yükleme durumlarında daha esnek bir davranış sergileyebileceğini ve daha yüksek bir enerji yutma kapasitesine sahip olabileceğini göstermektedir. Bu durum,

zayıf eksen birleşimlerinin, deprem gibi dinamik yükleme koşullarında, yapı elemanlarının deformasyon yeteneklerini artırarak, yapıların güvenliğini ve dayanıklılığını destekleyebileceği anlamına gelmektedir. Öte yandan, güçlü eksen birleşimli numunelerin süneklik kapasiteleri, bu birleşimlerin daha rijit bir davranış sergileyebileceğini ve bu nedenle deformasyon kapasitesi açısından bazı sınırlamalara sahip olabileceğini ortaya koymaktadır.

Çizelge 4.4. Mevcut çalışma ve literatürde (Uçan 2024) olan çalışmada ölçülen süneklik değerleri.

Deney Numuneleri		Süneklik (Δ_{maks}/Δ_y)
Zayıf Eksende Birleştirilmiş	P	1,93
	B	2,84
	B-10	1,74
	B-20	2,44
	B-30	1,98
	B-40	1,50
	B-50	1,63
Güçlü Eksende Birleştirilmiş (Uçan 2024)	F-W	6,02
	F-E	1,57
	F-100	4,96
	F-200	2,50
	F-300	2,19
	F-400	1,94
	F-500	2,24

Yapılan çalışmada, zayıf ekseninde gerçekleştirilen kolon-kiriş birleşimlerinin süneklik değerleri, literatürde yer alan (Uçan 2024) güçlü eksen birleşimli numunelerle karşılaştırılarak analiz edilmiştir. Bu karşılaştırma, farklı eksenlerde yapılan birleşimlerin yapısal süneklik üzerindeki etkilerini anlamak için kritik bir öneme sahiptir. Elde edilen sonuçlar, süneklik kapasitelerinin eksen yönelimine göre nasıl değişiklik gösterdiğini açıkça ortaya koymaktadır.

Öncelikle, kaynaklı birleşimlere sahip P ve F-W numuneleri karşılaştırıldığında, literatürde yer alan F-W numunesinin 6,02 süneklik değeri sergilediği görülmektedir. Buna karşılık, mevcut çalışmada incelenen P numunesi 1,93 süneklik değeriyle daha düşük bir performans sergilemiştir. Bu sonuç, F-W numunesinin P numunesine göre yaklaşık %311,91 oranında daha yüksek bir süneklik değerine sahip olduğunu

göstermektedir. Bu fark, güçlü eksen boyunca yapılan birleşimlerin, yapısal elemanların deformasyon kapasitesini önemli ölçüde artırabildiğini göstermektedir.

Bulonlu birleşimlere sahip B ve F-E numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-E numunesinin 1,57 süneklik değerine sahip olduğu belirlenmiştir. Buna karşın, mevcut çalışmada yer alan B numunesi, 2,84 süneklik değeri ile daha üstün bir performans sergilemiştir. Bu bulgu, B numunesinin F-E numunesine göre yaklaşık %180,89 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu ortaya koymaktadır. Bu sonuç, zayıf ekseninde yapılan bulonlu birleşimlerin belirli durumlarda güçlü eksen birleşimlerine kıyasla daha esnek bir davranış sergileyebileceğini göstermektedir.

Kolon-kiriş bağlantı noktasının 10 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-100 ve B-10 numuneleri karşılaştırıldığında, F-100 numunesi 4,96 süneklik değeri ile dikkat çekmektedir. Buna karşılık, mevcut çalışmada incelenen B-10 numunesi 1,74 süneklik değeri sergilemiştir. Bu, F-100 numunesinin B-10 numunesine göre yaklaşık %285,05 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu sonuç, güçlü eksen birleşimlerinin bu yükseklik noktasında yapısal elemanların deformasyon kapasitesini önemli ölçüde artırabileceğini ortaya koymaktadır.

Kolon-kiriş bağlantı noktasının 20 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-200 ve B-20 numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-200 numunesi 2,50 süneklik değeri sergilerken, B-20 numunesi 2,44 süneklik değeriyle benzer bir performans göstermektedir. F-200 numunesinin B-20 numunesine göre sadece %2,45 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olması, her iki eksen yöneliminin de bu yükseklik noktasında benzer bir deformasyon davranışı sergilediğini göstermektedir.

Kolon-kiriş bağlantı noktasının 30 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-300 ve B-30 numuneleri karşılaştırıldığında, F-300 numunesinin 2,19 süneklik değerine sahip olduğu belirlenmiştir. Buna karşılık, B-30 numunesi 1,98 süneklik değeriyle daha düşük bir kapasite sergilemiştir. Bu durum, F-300 numunesinin B-30 numunesine göre %10,60 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Güçlü eksen birleşimlerinin, bu yükseklik noktasında da

yapısal elemanların süneklik kapasitelerini artırıcı bir etkiye sahip olabileceğini işaret etmektedir.

40 cm yukarısında kiriş birleşim noktası bulunan F-400 ve B-40 numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-400 numunesi 1,94 süneklik değeri sergilemektedir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen B-40 numunesi 1,50 süneklik değeri ile daha düşük bir performans sergilemiştir. F-400 numunesinin B-40 numunesine göre yaklaşık %29,33 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olması, güçlü eksen birleşimlerinin bu yükseklik noktasında da daha avantajlı olduğunu göstermektedir.

Son olarak, kolon-kiriş bağlantı noktasının 50 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-500 ve B-50 numuneleri karşılaştırıldığında, F-500 numunesi 2,24 süneklik değeri sergilerken, B-50 numunesi 1,63 süneklik değeri ile daha düşük bir performans göstermiştir. Bu, F-500 numunesinin B-50 numunesine göre yaklaşık %37,42 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir.

Genel olarak bu karşılaştırmalardan elde edilen sonuçlar, literatürde yer alan (Uçan 2024) güçlü eksen birleşimlerinin süneklik değerlerinin, mevcut çalışmadaki zayıf eksen birleşimlerine kıyasla genel olarak daha yüksek olduğunu ortaya koymaktadır. Güçlü eksen boyunca yapılan birleşimlerde, yapı elemanları daha fazla deformasyon kapasitesine sahip olup, bu sayede aşırı yükleme durumlarında daha esnek bir davranış sergileyebilmektedirler. Buna karşılık, zayıf ekseninde yapılan birleşimlerde, yapı elemanlarının süneklik kapasitesi daha düşük kalmış ve bu durum, yapısal elemanların deformasyon yeteneklerinin sınırlı olabileceğini göstermiştir.

Sonuç olarak, bu çalışma, eksen yöneliminin süneklik üzerindeki kritik etkilerini vurgulamakta ve farklı eksenlerde yapılan birleşimlerin yapısal davranışlarının mühendislik tasarımlarında dikkate alınması gerektiğini göstermektedir. Elde edilen veriler, zayıf eksen birleşimlerinin belirli durumlarda daha düşük süneklik kapasiteleri sergilediğini, buna karşılık güçlü eksen birleşimlerinin daha yüksek deformasyon kapasitesine sahip olduğunu açıkça ortaya koymaktadır. Bu bulgular, yapı güvenliği ve dayanıklılığı açısından eksen yöneliminin ve birleşim türünün ne kadar önemli olduğunu

göstermekte ve tasarım süreçlerinde bu faktörlerin dikkatle değerlendirilmesi gerektiğini vurgulamaktadır.

Ayrıca literatürde olan bir başka çalışma ise yangın etkisine bırakılmış kolon-kiriş birleşimlerinin zayıf ekseninde birleştirildiği bir çalışma olan (Tizi 2024) göçme modları, maksimum moment, enerji yutma kapasitesi, süneklik değerleriyle karşılaştırılmıştır. Kolon-kiriş birleşimlerinin zayıf ekseninde birleştirildiği bu çalışma, literatürde yangın etkisine bırakılmış kolon-kiriş birleşimlerinin zayıf ekseninde birleştirildiği bir çalışmadaki (Tizi 2024) göçme modları, maksimum moment, süneklik değerleriyle karşılaştırılmıştır. Literatürde bulunan bu çalışma P numunesinde kiriş ve kolon elemanları kaynaklanmış, B numunesindeyse kolon ve kiriş M16-8.8 bulonlarıyla birleştirilmiş olup geriye kalan B-10, B-20, B-30, B-40 ve B-50 numunelerinde I profiller sırasıyla 10, 20, 30, 40 ve 50 cm yüksekliklerden bölünmüş şekilde bulonlanıp deneylerde kullanılmıştır.

4.6.4. Göçme modlarının literatürle karşılaştırılması

Çizelge 4.5. Mevcut çalışma ve literatürde (Tizi 2024) olan çalışmada görülen göçme modları.

Deney Numuneleri		Göçme Modları				
		Kirişte burkulma	Kolonda burkulma	Birleşim noktalarında kaynak yırtılması	Kolon yırtılması	Bulonda Sıyrılma
Zayıf Ekseninde Birleştirilmiş	P	-	-	✓	✓	-
	B	-	-	-	-	✓
	B-10	-	-	✓	✓	-
	B-20	-	-	✓	✓	-
	B-30	-	-	✓	✓	-
	B-40	-	-	✓	✓	-
	B-50	-	-	✓	✓	-
Yangın Etkisinde Zayıf Ekseninde Birleştirilmiş	F-P	-	✓	✓	✓	-
	F-B	-	-	-	-	✓
	F-B-10	-	✓	✓	✓	-
	F-B-20	-	✓	✓	✓	-
	F-B-30	-	✓	✓	✓	-
	F-B-40	-	✓	✓	✓	-
	F-B-50	-	✓	✓	✓	-

Çalışılan deneylerde görülen göçme modları Çizelge 4.5'te gösterilmiştir. Mevcut ve literatürdeki (Tizi 2024) göçme modları incelendiğinde zayıf eksenle birleşim gerçekleştirilmiş numunelerde kirişlerde burkulma gözlemlenmemiş ve kolonlarda da burkulma meydana gelmemiştir. Yangınlı ve yangınsız karşılaştırılan bu iki çalışma birbirlerine benzer göçme durumları olduğunu göstermiştir. Bu karşılaştırmada eksen yönünün birleşim üzerindeki kritik önemini vurgular.

4.6.5. Maksimum moment değerlerinin literatürle karşılaştırılması

Çizelge 4.6. Mevcut çalışma ve literatürde (Tizi 2024) olan çalışmada ölçülen M_{maks} değerleri

Deney Numuneleri		Maksimum Moment Değerleri (kN.m)
Yangın Etkisi Altında Zayıf Eksenle Birleştirilmiş	F-P	22,35
	F-B	16,58
	F-B-10	24,02
	F-B-20	24,87
	F-B-30	28,54
	F-B-40	29,58
	F-B-50	34,06
Zayıf Eksenle Birleştirilmiş	P	40,82
	B	48,35
	B-10	30,07
	B-20	41,09
	B-30	43,75
	B-40	29,97
	B-50	37,57

Mevcut çalışma ve literatürde yer alan (Tizi 2024) çalışmalar arasındaki kolon-kiriş birleşimlerinin moment kapasitelerinin karşılaştırılması, yapı elemanlarının farklı koşullar altında nasıl davrandığını anlamak açısından oldukça önemli sonuçlar ortaya koymaktadır. Bu karşılaştırma, özellikle kaynaklı ve bulonlu birleşimlerin moment kapasitelerinin, yangın etkisi altında ve yangın etkisi olmaksızın nasıl farklılık gösterdiğini değerlendirmeye yönelik yapılmıştır.

Öncelikle, kaynaklı kolon-kiriş birleşimli numuneler olan F-P ve P numuneleri incelendiğinde, literatürde yer alan F-P numunesi 22,35 kN.m maksimum moment değeri sergilemiştir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen P numunesi, 40,82 kN.m maksimum moment değeriyle çok daha yüksek bir kapasiteye sahip olduğunu ortaya

koymuştur. Bu, P numunesinin F-P numunesine göre yaklaşık %182,63 oranında daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu fark, zayıf eksen birleşimlerinin, yangın etkisi olmaksızın yapısal elemanların moment kapasitesini önemli ölçüde artırabileceğini işaret etmektedir.

Bulonlu kolon-kiriş birleşimlerine sahip F-B ve B numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-B numunesinin 16,58 kN.m maksimum moment değeri sergilediği görülmektedir. Buna karşılık, mevcut çalışmadaki B numunesi 48,35 kN.m maksimum moment değeriyle çok daha yüksek bir kapasite sunmuştur. Bu durum, B numunesinin F-B numunesine göre yaklaşık %291,61 oranında daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu ortaya koymaktadır. Bu sonuç, bulonlu birleşimlerin, yangın etkisi olmadan yapılan zayıf eksen birleşimlerinde yapısal elemanların moment kapasitelerini önemli ölçüde artırabildiğini göstermektedir.

Kolon-kiriş bağlantı noktasının 10 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-10 ve B-10 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-10 numunesi 24,02 kN.m maksimum moment değeri sergilerken, mevcut çalışmadaki B-10 numunesi 30,07 kN.m değerine ulaşmıştır. Bu, B-10 numunesinin F-B-10 numunesine göre yaklaşık %25,18 oranında daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu bulgu, zayıf eksen birleşimlerinin, yangın etkisi olmaksızın belirli yüksekliklerde yapısal elemanların moment kapasitesini artırmada daha etkili olabileceğini ortaya koymaktadır.

20 cm yukarındaki kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-20 ve B-20 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-20 numunesinin 24,87 kN.m maksimum moment değeri sergilediği görülmektedir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen B-20 numunesi 41,09 kN.m maksimum moment değeriyle çok daha yüksek bir kapasiteye sahiptir. Bu durum, B-20 numunesinin F-B-20 numunesine göre yaklaşık %65,61 oranında daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu fark, yangın etkisi olmayan zayıf eksen birleşimlerinin yapısal elemanların moment kapasitelerini artırmada ne kadar etkili olabileceğini göstermektedir.

Kolon-kiriş bağlantı noktasının 30 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-30 ve B-30 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-30 numunesi 28,54 kN.m maksimum moment değeri sergilerken, B-30 numunesi 43,75 kN.m maksimum moment değeriyle daha yüksek bir performans sergilemiştir. Bu, B-30 numunesinin F-B-30 numunesine göre yaklaşık %53,29 oranında daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu bulgu, yangın etkisi olmayan zayıf eksen birleşimlerinin, belirli yüksekliklerde bile yapısal elemanların moment kapasitelerini önemli ölçüde artırabileceğini göstermektedir.

40 cm yukarındaki kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-40 ve B-40 numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-B-40 numunesi 29,58 kN.m maksimum moment değeri sergilemiştir. Buna karşılık, mevcut çalışmada incelenen B-40 numunesi 29,97 kN.m maksimum moment değeriyle neredeyse eşdeğer bir performans göstermiştir. Bu farkın sadece %1,31 oranında olması, her iki eksen yöneliminin de bu yükseklik noktasında benzer yapısal davranışlar sergileyebileceğini göstermektedir.

Son olarak, kolon-kiriş bağlantı noktasının 50 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-50 ve B-50 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-50 numunesi 34,06 kN.m maksimum moment değeri sergilerken, B-50 numunesi 37,57 kN.m maksimum moment değeriyle biraz daha yüksek bir kapasite sunmuştur. Bu, B-50 numunesinin F-B-50 numunesine göre yaklaşık %10,3 oranında daha yüksek bir moment kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir.

Genel olarak, maksimum moment değerlerinin karşılaştırılması sonucunda, her iki çalışmada da zayıf eksen birleşimli numunelerin incelenmesine rağmen, yangına maruz kalmış numunelerin moment kapasitelerinin, yangın etkisi olmayan zayıf eksen birleşimli numunelere göre daha düşük olduğu görülmüştür. Yangına maruz kalmış numunelerde deformasyonların daha çok kolon bölgelerinde meydana gelmesi, moment kapasitelerinin düşmesine neden olmuştur. Buna karşılık, yangın etkisi olmayan zayıf eksen birleşimlerinde, deformasyonların kiriş bölgelerinde yoğunlaşması, yapısal elemanların moment kapasitelerinin daha yüksek olmasını sağlamıştır. Bu bulgular, zayıf eksen birleşimlerinin yangın etkisi altındaki yapısal davranışları üzerinde önemli bir etkiye

sahip olduğunu ve bu etkinin yapısal tasarım süreçlerinde dikkatle değerlendirilmesi gerektiğini vurgulamaktadır.

4.6.6. Süneklik değerlerinin literatürle karşılaştırılması

Mevcut çalışma olan zayıf eksen birleşimli ve literatürde (Tizi 2024) olan çalışmadaki güçlü eksen birleşimli kolon-kiriş birleşimlerinin süneklik değerleri karşılaştırılmıştır. Mevcut çalışmadan ve literatürdeki deneysel çalışma sonucunda elde edilen süneklik değerleri Çizelge 4.7’de verilmiştir.

Çizelge 4.7. Mevcut çalışma ve literatürde (Tizi 2024) olan çalışmada ölçülen süneklik değerleri

Deney Numuneleri		Süneklik (Δ_{maks}/Δ_y)
Yangın Etkisinde Zayıf Eksende Birleştirilmiş	F-P	1,43
	F-B	1,30
	F-B-10	1,80
	F-B-20	2,40
	F-B-30	1,53
	F-B-40	2,65
	F-B-50	1,77
Zayıf Eksende Birleştirilmiş	P	1,93
	B	2,84
	B-10	1,74
	B-20	2,44
	B-30	1,98
	B-40	1,50
	B-50	1,63

Mevcut çalışmada elde edilen bulgular, zayıf eksende gerçekleştirilen kolon-kiriş birleşimlerinin süneklik değerlerinin, literatürdeki (Tizi 2024) yangın etkisi altındaki zayıf eksen birleşimleriyle karşılaştırılması sonucunda önemli farklar ortaya koymaktadır. Bu karşılaştırma, farklı koşullar altında yapılan zayıf eksen birleşimlerinin yapısal elemanların deformasyon kapasitesini nasıl etkilediğini anlamak açısından kritik bir öneme sahiptir.

Öncelikle, kaynaklı birleşimlere sahip P ve F-P numuneleri incelendiğinde, literatürdeki (Tizi 2024) F-P numunesinin 1,43 süneklik değeri sergilediği görülmektedir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen P numunesi 1,93 süneklik değeriyle daha

yüksek bir performans göstermiştir. Bu durum, P numunesinin F-P numunesine göre yaklaşık %34,96 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu ortaya koymaktadır. Bu bulgu, yangın etkisi olmaksızın gerçekleştirilen zayıf eksen birleşimlerinin, yapısal elemanların süneklik değerini artırabileceğini ve dolayısıyla yapıların deformasyon kapasitesini olumlu yönde etkileyebileceğini göstermektedir.

Bulonlu birleşimlere sahip B ve F-B numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-B numunesinin 1,30 süneklik değerine sahip olduğu belirlenmiştir. Buna karşın, mevcut çalışmada yer alan B numunesi 2,84 süneklik değeri ile çok daha yüksek bir kapasite sergilemiştir. Bu sonuç, B numunesinin F-B numunesine göre yaklaşık %218,46 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu ortaya koymaktadır. Bu durum, zayıf ekseninde gerçekleştirilen bulonlu birleşimlerin, yangın etkisi olmaksızın yapısal elemanların deformasyon yeteneğini önemli ölçüde artırabileceğini ve bu sayede süneklik kapasitesinin yükseldiğini göstermektedir.

Kolon-kiriş bağlantı noktasının 10 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-10 ve B-10 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-10 numunesi 1,80 süneklik değeri sergilerken, mevcut çalışmada incelenen B-10 numunesi 1,74 süneklik değeri ile biraz daha düşük bir performans göstermiştir. Bu, F-B-10 numunesinin B-10 numunesine göre %3,44 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu farkın nispeten küçük olması, her iki birleşim türünün de bu yükseklik noktasında benzer bir süneklik performansı sergileyebileceğini düşündürmektedir.

20 cm yukarısındaki kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-20 ve B-20 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-20 numunesinin 2,40 süneklik değeri sergilediği görülmektedir. Ancak mevcut çalışmada incelenen B-20 numunesi 2,44 süneklik değeri ile biraz daha yüksek bir performans sergilemiştir. Bu, B-20 numunesinin F-B-20 numunesine göre yaklaşık %1,66 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu ortaya koymaktadır. Bu bulgu, her iki birleşim türünün de süneklik açısından oldukça benzer performanslar sergileyebileceğini göstermektedir.

Kolon-kiriş bağlantı noktasının 30 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-30 ve B-30 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-30 numunesi 1,53

süneklik değeri sergilemiştir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen B-30 numunesi 1,98 süneklik değeriyle daha yüksek bir kapasite sunmuştur. Bu, B-30 numunesinin F-B-30 numunesine göre %29,41 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu durum, zayıf eksenle yapılan birleşimlerin, yangın etkisi olmaksızın belirli yüksekliklerde yapısal elemanların süneklik kapasitelerini artırmada daha etkili olabileceğini ortaya koymaktadır.

40 cm yukarısında kiriş birleşim noktası bulunan F-B-40 ve B-40 numuneleri karşılaştırıldığında ise, F-B-40 numunesi 2,65 süneklik değeri sergilemektedir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen B-40 numunesi 1,50 süneklik değeri ile daha düşük bir performans sergilemiştir. Bu, F-B-40 numunesinin B-40 numunesine göre yaklaşık %76,66 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu fark, yangın etkisi altında olan zayıf eksen birleşimlerinin, yangın etkisi olmayanlara göre belirli yüksekliklerde daha avantajlı olabileceğini işaret etmektedir.

Son olarak, kolon-kiriş bağlantı noktasının 50 cm yukarısında yer alan kiriş birleşim noktalarına sahip F-B-50 ve B-50 numuneleri karşılaştırıldığında, F-B-50 numunesi 1,77 süneklik değeri sergilemiştir. Buna karşın, mevcut çalışmada incelenen B-50 numunesi 1,63 süneklik değeri ile biraz daha düşük bir performans göstermiştir. Bu, F-B-50 numunesinin B-50 numunesine göre %8,58 oranında daha yüksek bir süneklik kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu bulgu, her iki eksen yöneliminin bu yükseklik noktasında benzer süneklik kapasiteleri sergileyebileceğini düşündürmektedir.

Genel olarak, bu karşılaştırmalardan elde edilen sonuçlar, literatürde (Tizi 2024) yer alan çalışmalarda yangın etkisi altındaki zayıf eksen birleşimlerinin süneklik değerlerinin, mevcut çalışmadaki yangın etkisi olmayan zayıf eksen birleşimlerine göre genel olarak daha yüksek olduğunu ortaya koymaktadır. Yangın etkisi altındaki zayıf eksen birleşimlerinde, elemanların daha fazla deformasyon kapasitesine sahip olduğu ve bu nedenle süneklik kapasitelerinin daha yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Buna karşılık, yangın etkisi olmayan zayıf eksen birleşimlerinde, bu deformasyon kapasitesi daha düşük kalmış ve süneklik kapasiteleri de nispeten sınırlı olmuştur.

Sonuç olarak, bu bulgular, yangın etkisi altında ve yangın etkisi olmaksızın yapılan zayıf eksen birleşimlerinin süneklik kapasiteleri üzerindeki etkileri anlamak için kritik bir perspektif sunmaktadır. Yapısal elemanların süneklik değerleri, güvenli ve dayanıklı yapı tasarımı açısından hayati bir önem taşımakta olup, yangın etkisi gibi aşırı koşullar altında bu değerlerin nasıl değiştiği, mühendislik tasarım süreçlerinde dikkate alınması gereken önemli bir faktördür.



5. SONUÇ ve ÖNERİLER

Bu deneysel çalışmada, çelik yapısal elemanların döngüsel yükleme koşulları altında sergilediği performans, çeşitli birleşim türleri kullanılarak kapsamlı bir şekilde incelenmiştir. Çalışmada, toplamda 7 adet kolon-kiriş birleşim numunesi üzerinde deneyler gerçekleştirilmiş ve bu numunelerin yapısal davranışları detaylı bir şekilde analiz edilmiştir. Deneylerde, zayıf eksen boyunca hem kaynaklı hem de bulonlu birleşim türleri kullanılmıştır. Her bir numune, yük taşıma kapasitesi, maksimum yer değiştirme, süneklik, maksimum dönme açısı gibi kritik parametreler açısından değerlendirilmiş ve karşılaştırılmıştır.

Maksimum yer değiştirme değerleri incelendiğinde, P numunesi 193,616 mm, B numunesi 194,645 mm, B-10 numunesi 179,686 mm, B-20 numunesi 190,438 mm, B-30 numunesi 194,011 mm, B-40 numunesi 179,711 mm ve B-50 numunesi 194,721 mm maksimum yer değiştirme değerlerine sahip olduğu gözlemlenmiştir. Bu veriler ışığında, kiriş-kolon birleşim noktasından en uzak olan B-50 numunesinin, en büyük yer değiştirme değerine sahip olduğu belirlenmiştir. Bu durum, B-50 numunesinin kiriş-kolon birleşim noktasına göre yer değiştirme kapasitesinin daha yüksek olduğunu göstermektedir.

Numunelerin maksimum moment taşıma kapasitesi ve yük taşıma kapasitesi açısından değerlendirildiğinde, B tipi bulon levha birleşimi, en yüksek performansı sergilemiştir. Bu birleşim tipi, özellikle kolon-kiriş birleşim noktasından kiriş parçalarının birleşiminde, maksimum moment ve yük taşıma kapasitesi açısından üstünlük sağlamıştır. Bu sonuç, bulon levha birleşimlerinin yapısal performans açısından oldukça etkili olduğunu ve bu tür birleşimlerin yük taşıma kapasitesini önemli ölçüde artırabileceğini göstermektedir.

Maksimum yük altında maksimum dönme açısı ve yer değiştirme değerleri açısından da benzer sonuçlar elde edilmiştir. B tipi bulon levha birleşimi, 500 mm yükseklikte en yüksek dönme ve yer değiştirme değerlerine ulaşmıştır. Bu, bu tür birleşimlerin esneklik ve deformasyon kapasitesi açısından da üstün olduğunu göstermektedir. Maksimum dönme açısı ve yer değiştirme kapasiteleri, birleşim türlerinin

yapısal esneklik üzerindeki etkilerini anlamak açısından kritik öneme sahiptir ve bu çalışmada B tipi bulon levha birleşiminin bu parametreler açısından en yüksek performansı sergilediği görülmüştür.

Numunelerin süneklik değerleri incelendiğinde, yine B tipi bulon levha birleşiminin en yüksek süneklik değerlerine sahip olduğu belirlenmiştir. Süneklik, yapısal elemanların yük altındaki deformasyon kapasitesini ve enerji yutma yeteneğini temsil eder ve bu çalışma, B tipi bulon levha birleşimlerinin süneklik açısından oldukça avantajlı olduğunu ortaya koymuştur. Bu sonuç, bulonlu birleşimlerin, özellikle dinamik yükleme koşullarında, yapısal elemanların performansını artırabileceğini göstermektedir.

Ayrıca, tek parça kirişli kolon-kiriş birleşim noktasında yalnızca kaynaklı ve yalnızca bulonlu birleşim bulunan numunelerde, kutu profil kolon yüzeyinde herhangi bir yırtılma meydana gelmediği gözlemlenmiştir. Bununla birlikte, kolon-kiriş birleşim noktasından belirli bir mesafede bulunan kiriş parçalarının bulon levhali birleşimlerinde, kolon yüzeyinde yırtılmaların meydana geldiği tespit edilmiştir. Bu durum, bulon levhali birleşimlerin, kolon yüzeyi üzerinde belirli bir gerilme konsantrasyonu yaratarak yırtılmalara neden olabileceğini göstermektedir.

Sonuç olarak, bu deneysel çalışma, farklı birleşim türlerinin çelik yapısal elemanlar üzerindeki etkilerini kapsamlı bir şekilde analiz etmiş ve bulonlu levha birleşimlerinin, kaynaklı birleşimlere kıyasla yapısal performans açısından daha üstün olduğunu ortaya koymuştur. Elde edilen veriler, yapısal tasarım süreçlerinde birleşim türlerinin dikkatle seçilmesi gerektiğini ve bulon levha birleşimlerinin, özellikle yüksek süneklik ve yer değiştirme kapasitesine ihtiyaç duyulan durumlarda tercih edilebileceğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Aguaguña, M., Zhou, Y. and Zhou, Y. 2019. Loading protocols for qualification testing of BRBs considering global performance requirements. *Engineering Structures*, 189, 440–457.
- Arrayago, I. and Real, E. 2015. Experimental study on ferritic stainless steel RHS and SHS cross-sectional resistance under combined loading. *Structures*, 4, 69-79.
- Barros dos Santos, G., de Miranda Batista, E. and Mascarenhas de Araújo, A. H. 2016. Behaviour of RHS beam-to-column bolted steel connections. *Steel Construction*, 9(4), 296-304.
- Barros, H. T. G., Oliveira, M. M., Sarmanho, A. M. C. and Alves V. N. 2022. Stiffness assessment of welded I-beam to RHS column connections. *Engineering Structures* 267, 114661.
- Bu, X. D. and Packer, J. A. 2020. Chord end distance effect on RHS connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 168, 105992.
- Chan, I., and Koetaka, Y. 2021. Numerical model for 3D steel moment frames with H-shaped beams and hollow-section columns under multi-directional seismic ground motions. *Engineering Structures*, 246, 112730.
- Chen, C. C., Lin, C. C. and Tsai, C. L. 2004. Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns. *Engineering structures*, 26(13), 1889-1904.
- Clifton, G. C. and Butterworth, J. W. 2000. Moment-resisting steel framed seismic-resisting 668 systems with semi-rigid connections 12th WCEE. Auckland, New Zealand, 669.
- Couchaux, M., Alhasawi, A. and Ben Larbi, A. 2020. Monotonic and cyclic tests on beam to column bolted connections with thermal insulation layer. *Engineering Structures* 204, 109621.
- De Lima, L. R. O., De Andrade, S. A. L., Vellasco, P. D. S. and da Silva, L. S. 2002. Experimental and mechanical model for predicting the behaviour of minor axis beam-to-column semi-rigid joints. *International Journal of Mechanical Sciences*, 44(6), 1047-1065.
- De Matos, R. M. M. P., Costa-Neves, L. F., de Lima, L. R. O., Vellasco, P. C. and da Silva, J. G. S. 2015. Resistance and elastic stiffness of RHS" T" joints: part I-axial brace loading. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 12, 2159-2179.
- Fan, Y. and Packer, J. A. 2017. RHS-to-RHS axially loaded X-connections near an open chord end. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 44(11), 881-892.
- Gardner, L., and Nethercot, D. A. 2004. Experiments on stainless steel hollow sections—Part 1: Material and cross-sectional behaviour. *Journal of Constructional Steel Research*, 60(9), 1291-1318.

- Garifullin, M., Pajunen, S., Mela, K. and Heinisuo, M. 2018. Finite element model for rectangular hollow section T joints. *Rakenteiden Mekaniikka*, 51(3), 15-40.
- Guerra, M., Pereira, D., Neto, J. B., Nunes, G., Sarmanho, A. and Lima, L. 2021. Structural behaviour of thin-walled CHS-RHS T-joints: Experimental and numerical assessment. In *Structures*, 32, 548-561.
- Hadianfard, M. A. and Rahnema, H. 2010. Effects of RHS face deformation on the rigidity of beam-column connection. *Steel and Composite Structures*, 10(6), 489-500.
- Jaamala, L., Mela, K., Tulonen, J., and Hyvärinen, A. 2022. Effective material model for cold-formed rectangular hollow sections in beam element-based advanced analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 198, 107569.
- Jaamala, L., Mela, K., Laurila, J., Rinne, M. and Peura, P. 2022. Probabilistic modelling of residual stresses in cold-formed rectangular hollow sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 189, 107108.
- Jandera, M., Gardner, L., and Machacek, J. 2008. Residual stresses in cold-rolled stainless steel hollow sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(11), 1255-1263.
- Jian, W. and Guang, T.W. 2022. Experimental Seismic Behavior of RHS Column-to-I Beam Connection with Additional Plates. *Iran J Sci Technol Trans Civ Eng*, 46, 2053-2065.
- Kosteski, N., Packer, J. A. and Puthli, R. S. 2003. A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 59(4), 453-471.
- Kurobane, Y. 1998. Improvement of I beam-to-RHS column moment connections for avoidance of brittle fracture. *Tubular structures VIII*, 3-17.
- López-Colina, C., Serrano, M. A., Lozano, M., Gayarre, F. L. and Suárez, J. L. 2021. Stiffness of equal width welded I-beam to RHS column connection. *ce/papers*, 4(2-4), 2459-2464.
- Ma, J. L., Chan, T. M., and Young, B. 2016. Experimental investigation on stub-column behavior of cold-formed high-strength steel tubular sections. *Journal of Structural Engineering*, 142(5), 04015174.
- Ma, Y., Liu, Y., Ma, T. and Zafimandimby, M. N. 2021. Flexural stiffness of rectangular hollow section (RHS) trusses. *Engineering Structures*, 239, 112336.
- Mergos, P.E. and Beyer, K. 2014. Loading protocols for European regions of low to moderate seismicity. *Bull Earthquake Eng* 12, 2507–2530.
- Mešić, E. 2007. Plastification process of steel frames through discretization of plastic zone. *Facta universitatis-series: Architecture and Civil Engineering*, 5(2), 87-94.

- Nakashima, M., Suita, K. and Morisako, K., Maruoka, Y. 1998. Tests of welded beam-column subassemblies. I: Global behavior. *Journal of Structural Engineering*, 124(11), 1236-1244.
- Nizer, A., de Lima, L. R., da S. Vellasco, P. C., de Andrade, S. A., da S. Goulart, E., da Silva, A. T. and da C. Neves, L. F. 2016. Experimental and numerical assessment of RHS T-joints subjected to brace and chord axial forces. *Steel Construction*, 9(4), 315-322.
- Park, A. Y., and Wang, Y. C. 2012. Development of component stiffness equations for bolted connections to RHS columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, 137-152.
- Pongiglione, M., Calderini, C., D’Aniello M. and Landolfo, R. 2021. Novel reversible seismic-resistant joint for sustainable and deconstructable steel structures. *Journal of Building Engineering*, 35, 101989.
- Qin, Y., Chen, Z., Yang, Q. and Shang, K. 2014. Experimental seismic behavior of through-diaphragm connections to concrete-filled rectangular steel tubular columns. *Journal of constructional steel research*, 93, 32-43.
- Rawinkler, H. 2009. Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components. The 3rd international conference on advances in experimental structural engineering, San Francisco, CA, USA.
- Serrano-López, M. A., López-Colina, C., González, J. and López-Gayarre, F. 2016. A Simplified FE Simulation of Welded I Beam-to-RHS Column Joints. *International Journal of Steel Structures*, 16(4), 1095-1105.
- Serrano-López, M. A., López-Colina, C., Wang, Y. C., Lozano, M. and Gayarre, F. L. 2019. Comparative behaviour of ‘I beam- RHS column’ joints with and without web weld. *Journal of Constructional Steel Research*, 159, 330–340.
- Serrano-López, M. A., López-Colina, C., Wang, Y. C., Lozano, M., García, I. and Gayarre, F. L. 2021. An experimental study of I beam-RHS column demountable joints with welded studs. *Journal of Constructional Steel Research*, 182, 106651.
- Shanmugan, N. E., Ting, L. C. and Lee, S. L. 1991. Behaviour of I-beam to box-column connections stiffened externally and subjected to fluctuating loads. *Journal of constructional steel research*, 20(2), 129-148.
- Silvia, A., Ezzeldin, S. A. and Emam, S. 2018. BEAM TO RECTANGULAR HOLLOW SECTION COLUMN JOINT USING LONG BOLTS. *Al-Azhar University Civil Engineering Research Magazine (CERM)*, 40(4), 346–358.
- Tahir, M. M., Mohammadhosseini, H., Ngian, S. P., and Effendi, M. K. 2018. I-beam to square hollow column blind bolted moment connection: Experimental and numerical study. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, 383-398.
- Thai, H. T. and Uy, B. 2016. Rotational stiffness and moment resistance of bolted endplate joints with hollow or CFST columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 126, 139-152.

- Timmers, R., and Lang, R. 2023. Yield-line mechanisms and design proposal for endplate connections in rectangular hollow section members in tension. *Engineering Structures*, 279, 115560.
- Ting, L. C., Shanmugam, N. E., Lee, S. L. 1991. Box-column to I-beam connections with external stiffeners. *Journal of Constructional Steel Research*, 18(3), 209-226.
- Tizi, Y. 2024. Yangın etkisi altında kutu-I profil birleşimlerin zayıf ekseninde döngüsel yükler altında deneysel olarak incelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Erzurum Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, 69, Erzurum.
- Tong, R., Wu, C., Li, Y. and Fang, D. 2018. An assessment model of owner safety management and its application to real estate projects. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22, 1557-1571.
- Uçan, K. N. 2024. Kutu kesitli kolon-I profil kiriş birleşimlerin döngüsel yük altında davranışının incelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Erzurum Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, 64, Erzurum.
- Vegte, G. V. D., Wardenier, J. and Puthli, R. S. 2010. FE analysis for welded hollow-section joints and bolted joints. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 163(6), 427-437.
- Wheeler, A. T., Clarke, M. J., Hancock, G. J. and Murray, T. M. 1998. Design model for bolted moment end plate connections joining rectangular hollow sections. *Journal of Structural Engineering*, 124(2), 164-173.
- Wilkinson, T. and Hancock, G. 2002. Predicting the rotation capacity of cold-formed RHS beams using finite element analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(11), 1455-1471.
- Wu, C., Feng, F. and Xie, Y. 2013. Design of vanadium oxide structures with controllable electrical properties for energy applications. *Chemical Society Reviews*, 42(12), 5157-5183.
- Wu, J. and Feng, Y. T., 2013. Finite element simulation of new RHS column-to-I beam connections for avoiding tensile fracture. *Journal of Constructional Steel Research* 86, 42–53.
- Wu, J. and Tong WG. 2018. Numerical simulation of improved RHS column-to-I beam flange-plate bolted connections for avoiding tensile fracture. *Cogent Engineering*, 5:1, 1490147.
- Yamada, S., Ishida, T., and Jiao, Y. 2018. Hysteretic behavior of RHS columns under random cyclic loading considering local buckling. *International Journal of Steel Structures*, 18, 1761-1771.
- Zhao, O., Gardner, L. and Young, B. 2016. Behaviour and design of stainless steel SHS and RHS beam-columns. *Thin-Walled Structures*, 106, 330–345.

- Zhao, X. L. 2000. Deformation limit and ultimate strength of welded T-joints in cold-formed RHS sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 53(2), 149-16
- Zhao, X. L. and Hancock, G. J. 1991. T-joints in rectangular hollow sections subject to combined actions. *Journal of Structural Engineering*, 117(8), 2258-2277.
- Zhao, X. L. and Hancock, G. J. 1992. Square and rectangular hollow sections subject to combined actions. *Journal of Structural Engineering*, 118(3), 648-667.

