



T.C.
KONYA TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİMLERİ TGSK İLE
GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME BİNALARIN
YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMİ İLE DEPREM
DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

Talha Polat DOĞAN

DOKTORA TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Aralık 2025
KONYA
Her Hakkı Saklıdır

TEZ KABUL VE ONAYI

Talha Polat DOĞAN tarafından hazırlanan “Kolon-Kiriş Birleşimleri TGSK ile Güçlendirilmiş Betonarme Binaların Yapı-Zemin Etkileşimi ile Deprem Davranışlarının İncelenmesi” adlı tez çalışması 04/12/2025 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda DOKTORA TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Başkan

Prof. Dr. Recep Tuğrul ERDEM
(Manisa Celal Bayar Üniversitesi)

.....

Danışman

Dr. Öğr. Üyesi İ. Hakkı ERKAN
(Konya Teknik Üniversitesi)

.....

Üye

Prof. Dr. Fuat ARAS
(İstanbul Medeniyet Üniversitesi)

.....

Üye

Prof. Dr. Musa Hakan ARSLAN
(Konya Teknik Üniversitesi)

.....

Üye

Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK
(Konya Teknik Üniversitesi)

.....

Yukarıdaki sonucu onaylarım.

Prof. Dr. Mevlüt UYAN
Enstitü Müdürü

TEZ BİLDİRİMİ

Bu tezdeki bütün bilgilerin etik davranış ve akademik kurallar çerçevesinde elde edildiğini ve tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlanan bu çalışmada bana ait olmayan her türlü ifade ve bilginin kaynağına eksiksiz atıf yapıldığını bildiririm.

DECLARATION PAGE

I hereby declare that all information in this thesis document has been obtained and presented in accordance with academic rules and ethical conduct. I also declare that, as required by these rules and conduct, I have fully cited and referenced all material and results that are not original to this work.

Talha Polat DOĞAN

Tarih: 04.12.2025

ÖZET

DOKTORA TEZİ

KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİMLERİ TGSK İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME BİNALARIN YAPI-ZEMİN ETKİLEŞİMİ İLE DEPREM DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

Talha Polat DOĞAN

Konya Teknik Üniversitesi
Lisansüstü Eğitim Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Dr. Öğr. Üyesi İ. Hakkı ERKAN
İkinci Danışman: Prof. Dr. Özgür ANIL

2025, 162 Sayfa

Jüri

Prof. Dr. Recep Tuğrul ERDEM
Dr. Öğr. Üyesi İ. Hakkı ERKAN
Prof. Dr. Fuat ARAS
Prof. Dr. Musa Hakan ARSLAN
Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK

Bu çalışmada betonarme yapıların deprem performansı için önem arz eden betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerinin *Tekstil ile Güçlendirilmiş Sıva Katmanı* (TGSK) ile güçlendirilmesine yönelik deneysel bir araştırma uygulanmıştır. Tez kapsamında beton basınç dayanımı yetersiz, yetersiz kesme kapasitesine sahip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin TGSK ile güçlendirilmesi için ekonomik, kolay uygulanabilen ve çevre dostu bir güçlendirme tekniği kolon-kiriş birleşimlerinde uygulanmıştır. Çalışmanın birinci aşamasında çeşitli konfigürasyonlarda TGSK uygulaması ile güçlendirilmiş elemanların da bulunduğu 8 adet kolon-kiriş birleşim bölgesi 1/2 ölçekli üretilerek çevrimsel yük altında testleri gerçekleştirilmiştir. Ayrıca deney koşulları, kesit boyutları, donatı düzeni, malzeme özellikleri ve güçlendirme detayları ABAQUS sonlu elemanlar yazılımında birebir modellenerek, doğrusal olmayan nümerik analizler de gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın ikinci aşamasında SAP2000 yazılımı farklı kat sayılarına sahip betonarme çerçeve sistemleri modellenmiştir. Modeller; düğüm noktaları güçlendirilmemiş (referans) ve TGSK ile güçlendirilmiş olmak üzere iki kısma ayrılmıştır. Söz konusu modellerin lineer olmayan statik analizleri gerçekleştirilerek, geliştirilen güçlendirme tekniğinin yapıların deprem performansını ne ölçüde artırdığı ile ilgili nümerik bir analiz çalışması yürütülmüştür. Bu aşamada yapı-zemin etkileşiminin güçlendirme tekniğinin performansı üzerindeki etkileri de araştırılmıştır. Nümerik analiz çalışmasında 3 farklı zemin sınıfı seçilmiştir. Böylece SAP2000 yazılımının bünyesinde var olmayan, çalışmanın birinci aşamasında yürütülen deneysel çalışma sonucunda elde edilen veriler kullanılarak TGSK ile güçlendirilen betonarme kolon-kiriş birleşim noktalarının davranışı yeni bir plastik mafsallık yük-deplasman davranışı olarak modellenmiş ve yapı-zemin etkileşimli analizler gerçekleştirilmiştir. Tamamlanan deneysel ve analitik çalışmalar sonucunda TGSK ile kolon-kiriş birleşim güçlendirme tekniğinin TBDY 2018 tasarım taleplerine uygun davranış sunduğu görülmüş ve yöntemin başarısı ispatlanmıştır. Geliştirilen yöntemle güçlendirilen betonarme elemanların akma dayanımı, yük taşıma kapasitesi, başlangıç rijitliği, süneklik oranı ve kümülatif enerji tüketme kapasitesi değerlerinin sırasıyla ortalama %54, %38, %7, %46 ve %835 oranında arttığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi, Güçlendirme, Tekstil Takviyeli Sıva Katmanı, Yapı – Zemin Etkileşimi, Betonarme Yapılar, Doğrusal Ötesi Analiz

ABSTRACT

PhD THESIS

INVESTIGATION OF THE SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH TRM-STRENGTHENED BEAM-COLUMN JOINTS CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Talha Polat DOĞAN

**Konya Technical University
Institute of Graduate Studies
Department of Civil Engineering**

**Advisor: Dr. Öğr. Üyesi İ. Hakkı ERKAN
Co-Advisor: Prof. Dr. Özgür ANIL**

2025, 162 Pages

Jury

**Prof. Dr. Recep Tuğrul ERDEM
Asst. Prof. Dr. İ. Hakkı ERKAN
Prof. Dr. Fuat ARAS
Prof. Dr. Musa Hakan ARSLAN
Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK**

In this study, an experimental investigation was conducted on the strengthening of reinforced concrete (RC) beam-column joints, which play a critical role in the seismic performance of RC structures, using Textile-Reinforced Mortar (TRM). In the first phase of the study, eight 1/2-scale beam-column joint specimens, including those strengthened with TRM in various configurations, were produced and tested under cyclic loading. Additionally, the test conditions, cross-sectional dimensions, reinforcement layouts, material properties, and strengthening details were modeled in the ABAQUS finite element software, and nonlinear numerical analyses were performed accordingly. In the second phase of the study, RC frame systems with varying numbers of stories were modeled using SAP2000 software. These models were divided into two groups: unstrengthened (reference) and TRM-strengthened joints. Nonlinear static analyses were carried out to numerically assess the extent to which the developed strengthening technique improved the seismic performance of the structures. At this stage, the effects of soil-structure interaction on the performance of the strengthening technique were also investigated. In the numerical analysis phase, three different soil classes were considered. Thus, using the data obtained from the experimental study conducted in the first phase—which provided behavioral parameters not available in the SAP2000 library—the load-displacement behavior of TRM-strengthened beam-column joints was defined as a new plastic hinge model, and soil-structure interaction analyses were performed. The results of the experimental and analytical studies demonstrated that the TRM beam-column joint strengthening technique exhibited behavior consistent with the design requirements of the Turkish Seismic Code (TBEC 2018), thereby verifying the effectiveness of the proposed method. It was observed that, with the developed strengthening method, the yield strength, load-carrying capacity, initial stiffness, ductility ratio, and cumulative energy dissipation capacity of the strengthened reinforced concrete elements increased by approximately 54%, 38%, 7%, 46%, and 835%, respectively.

Keywords: Beam-Column Joint, Strengthening, Textile-Reinforced Mortar (TRM), Soil-Structure Interaction, Reinforced Concrete Structures, Nonlinear Analysis

TAKDİM

Kariyerim boyunca her daim yanımda olan, beni hayatımın her anında destekleyen ve bu günlerimi görmemin başlıca vesilesi olan pek kıymetli aileme sonsuz saygı sevgi ve minnetlerimi sunarım. Bir akademisyen olarak öğrenmenin ve öğretmenin kıymetini bana çocuk yaşta aşılayan, her türlü başarımızın temelini atan çok sevdiğim ilk okul öğretmenim Sn. Emine ERDEM 'e de teşekkürlerimi sunarım. Yapmış olduğum tüm çalışmalarım süresince değerli katkılarını ve desteklerini benden esirgemeyen gösterdiği sabır ve özveri ile hiçbir zaman desteğini ve engin bilgilerini benden eksik etmeyen, çalışmalarımın her aşamasında önerileri ile beni yönlendiren değerli danışmanlarım Sayın Dr. Öğr. Üyesi İbrahim Hakkı ERKAN 'a ve Sayın Prof. Dr. Özgür ANIL 'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Deneyisel çalışma bölümü için betonarme deney numunelerinin imalatı noktasında her türlü desteği sağlayan ALP Yapı Planlama Ltd. Şirketine, TGSK güçlendirme yöntemi için gerekli olan karbon file malzemesini deney planlamasına ve tasarımına uygun üreterek tarafımıza sağlayan GAMA Metalurji Mühendislik & Sismik Mühendislik Kompozitleri Ltd. şirketine kendim ve danışmanlarım adına teşekkür ederim.

Doktora tez çalışmalarım sırasında, hatta ve hatta tam da bu sayfayı yazdığım günün sabahı Kahramanmaraş'ımızda saat 4:17 ve 13:24'te 9 saat arayla olmak üzere ilki Mw 7.8 ve Mw 7.5 olan iki büyük afet meydana gelmiştir. Ardından ise büyüklüğü 6.7'lere varan 45.000' den fazla da artçı deprem kaydedilmiştir. Resmi rakamlara göre sayısı 60.000'lere varan can kaybımız ve 200.000'i bulan yaralı vatandaşımız mevcuttur. Kaybettiğimiz tüm canlar için Allah'tan rahmet, yakınlarına sabır ve dirayet dilerim. Bu acı afetin, bu mühendislik ilmini icra eden başta kendim olmak üzere tüm inşaat mühendisi ve araştırmacılarına bir ders, bu ilmin ülkemizde yürütülmesinde de bir dönüm noktası olmasını diliyorum.

İÇİNDEKİLER

ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TAKDİM.....	vi
SİMGELER VE KISALTMALAR	ix
1. GİRİŞ	1
2. LİTERATÜR ARAŞTIRMALARI	5
2.1. Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Güçlendirilmesine İlişkin Literatür Araştırmaları	5
2.2. Yapı-Zemin Etkileşimli Analiz Çalışmalarına Yönelik Literatür Araştırmaları..	15
3. MATERYAL ve YÖNTEM	31
3.1. Deneysel Çalışma.....	32
3.1.2. Malzemeler.....	38
3.1.2. Deney Düzenegi.....	41
3.1.3. Deney Numunelerinin Hazırlanması.....	43
3.2. Mikro Analitik Çalışma.....	51
3.3. Makro Analitik Çalışma.....	59
3.3.1. Plastik Mafsal Verilerinin Parametrize edilmesi.....	60
3.3.2. Bina Modellerinin Oluşturulması.....	61
4. DENEY SONUÇLARI	66
4.1. Referans Deneyler	66
4.1.1. Referans S-1 Numunesine Ait Deney Sonuçları	66
4.1.2. Referans S-2 Numunesine Ait Deney Sonuçları	70
4.2. Güçlendirilmiş Eleman Deneyleri.....	73
4.2.1. Güçlendirilmiş S-3 Numunesine Ait Deney Sonuçları	73
4.2.2. Güçlendirilmiş S-4 Numunesine Ait Deney Sonuçları	77
4.2.3. Güçlendirilmiş S-5 Numunesine Ait Deney Sonuçları	81

4.2.4. Güçlendirilmiş S-6 Numunesine Ait Deney Sonuçları	85
4.2.5. Güçlendirilmiş S-7 Numunesine Ait Deney Sonuçları	89
4.2.6. Güçlendirilmiş S-8 Numunesine Ait Deney Sonuçları	93
4.3. Deney Sonuçlarının Güçlendirme Parametrelerine Göre Kıyaslanması	97
4.3.1. Deneylerdeki Kiriş Ucu Yük-Deplasman İlişkilerinin Kıyaslanması	97
4.3.2. Enerji Sönüm ve Kesme Hasarına Karşı Dayanım Artışlarının Kıyaslanması	102
5. ANALİZLERİN SONUÇLARI	110
5.1. Mikro Analitik Çalışma Sonuçları	110
5.2. Makro Analitik Çalışma Sonuçları	118
6. SONUÇLAR VE TARTIŞMA	139
7. KAYNAKLAR	144

SİMGELER VE KISALTMALAR

Simgeler

A_g : Herhangi bir katta, göz önüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanları

A_p : Binanın 1 katının plan alanı

α : Kazık elemanların yan yüzeylerinin sürtünme kuvveti ile taşıdığı düşey yük hesabında kullanılan sabit

c_u : Zemin drenajsız kayma dayanımı

d : Kazık elemanların çapı

D : Dayanım fazlalığı katsayısı

f_{cd} : Betonun tasarım basınç dayanımı

f_{ck} : Betonun karakteristik basınç dayanımı

f_{ctd} : Betonun tasarım çekme dayanımı

f_{ctk} : Betonun karakteristik çekme dayanımı

f_e : Taşıyıcı sistem için hesaplanan doğrusal dayanım talebi

f_y : Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı akma dayanımı

f_s : Kazık elemanlar için belirlenen yanal yüzeylerin sürtünme katsayısı

F_S : Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı

F_1 : 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı

G : Düşeyde ölü yük etkisi

H_{cr} : Perde kritik yüksekliği

K_0 : Zemin düşey yatak katsayısı

K_y : Yay modeline göre belirlenmiş yatay yatak katsayısı

K_h : K_y değerinin lineer interpolasyon kullanılarak basitleştirilmiş hali

K' : Yataydaki her bir zemin yayı için hesaplanan yatay yay katsayısı

k : Doğrusal (elastik) rijitlik değeri

- L : Taşıyıcı sistem elemanının boyu
- L_P : Plastik mafsallık boyu
- $(N_{60})_{30}$: Ortalama standart penetrasyon darbe sayısı
- Q : Düşeyde hareketli yük etkisi
- Q_s : Kazık elemanların yanal yüzeyleri ile taşıdıkları düşey yük
- R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
- S_{ae} : Yatay elastik tasarım spektral ivmesi (g)
- S_{aR} : Azaltılmış tasarım spektral ivmesi (g)
- S_{DS} : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
- S_{D1} : 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
- S_s : Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
- S_1 : 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
- T : Doğal titreşim periyodu (sn)
- T_A : Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (sn)
- T_B : Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (sn)
- u_d : Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı olarak taşıyıcı sistemin sahip olması gereken tasarım dayanımına karşılık gelen şekil değiştirme
- u_p : Zımbalama bölgesi çevre uzunluğu
- u_u : Taşıyıcı sistem için hesaplanan doğrusal dayanım talebine karşılık gelen şekil değiştirme
- u_y : Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı akma dayanımına karşılık gelen şekil değiştirme
- V_{pd} : Tasarım zımbalama kuvveti
- V_{pr} : Zımbalama dayanımı
- V_t : Herhangi bir deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen taban kesme kuvveti değeri
- μ : Süneklik katsayısı

Kısaltmalar

AFAD	: Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı
BKS	: Bina kullanım sınıfı
BYS	: Bina yükseklik sınıfı
DD – 1	: 50 yılda görülme olasılığı %2 olan deprem düzeyi
DD – 2	: 50 yılda görülme olasılığı %10 olan deprem düzeyi
DTS	: Deprem tasarım sınıfı
FEA	: Sonlu eleman yöntemi ile analiz (Finite element analysis)
FEMA	: Federal Acil Durum Yönetim Ajansı (Federal Emergency Management Agency)
FRP	: Fiber Takviyeli Polimer (Fiber Reinforced Polymer)
IMK	: Ibarra Medina Krawinkler Deterioration Model
PGA	: Maksimum yer ivmesi değeri (g) (Peak Ground Acceleration)
PGV	: Maksimum yer hızı değeri (cm/sn) (Peak Ground Velocity)
TBDY 2018	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018
TDY 2007	: Türk Deprem Yönetmeliği 2007 (Deprem Bölgelerine Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik)
TGSK	: Tekstil ile Güçlendirilmiş Sıva Katmanı
TRM	: Textile Reinforced Mortar
TS 498	: Türk Standardı 498 – 1997 (Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri)
TS 500	: Türk Standardı 500 – 2000 (Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları)

1. GİRİŞ

Depremler, mühendislik hizmeti almamış yapılar sebebiyle afete dönüşmekte, can kayıplarının yanı sıra toplum üzerinde ekonomik, sosyal ve psikolojik açıdan olumsuzluklara neden olmaktadır. Deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde son yıllarda meydana gelen büyük depremlerde çok sayıda can ve mal kaybının olması, mevcut yapıların durumu hakkında birçok soruyu beraberinde getirmiştir. Yıkılan veya ağır hasar gören yapılar için çok sayıda teknik ve bilimsel rapor yazılarak mevcut yapı stokunun durumuna ışık tutulmaya çalışılmıştır. Bu raporlar incelendiğinde deprem performansı yetersiz betonarme yapıların ağır hasar almaları ve hatta tümüyle göçerek can kaybına neden olmalarında en öne çıkan nedenlerden birinin betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip yapıların yeterli düzeyde sünek davranış sergileyememeleri olduğu görülmektedir. Betonarme bir binada sünek davranışı sınırlandıran en önemli faktörlerden birisi ise betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem sırasında ağır hasar almasıdır (Şekil 1.1). Mevcut betonarme yapı stokunun önemli bir kısmında kolon-kiriş birleşim bölgelerinin imalatında yetersiz kesme donatısı kullanılması ve yapının beton basınç dayanımının da oldukça düşük olması nedeniyle yetersiz süneklikte kolon-kiriş birleşim bölgelerinin mümkün olduğunca kolay ve etkili yöntemler ile güçlendirilmesi oldukça önemlidir.



Şekil 1.1. Deprem sonrası kenar (dış) aks kolon-kiriş birleşim bölgelerinde meydana gelen hasarlar (Arslan ve Korkmaz (2007); Metelli ve diğ. (2015); Doğan TP (6-20 Şubat Depremleri))

Taşıma gücü düşük olan killi zeminler üzerine inşa edilen yapıların, analiz ve tasarım aşamasında zemin etkilerinin göz önünde bulundurulmaması halinde oluşabilecek eleman kesit tesirleri, olası hasarları ve zemin oturmaları gibi değişkenlerin

üst yapıya olan etkilerinin, yapıların analiz ve tasarım işlemleri sırasında göz önünde bulundurulması büyük önem arz etmektedir. Çünkü özellikle yumuşak zeminler üzerine inşa edilen binaların üst yapılarında, zemin deformasyonlarından kaynaklanan doğrusal ötesi deformasyonların oluşabileceği konusuna literatürde son yıllarda sıklıkla rastlanmaktadır (Qiu ve diğ., 2019; Kechidi ve diğ., 2021; Ghorbanzadeh ve diğ., 2022; Mahmood ve diğ., 2022).

Yapı – zemin etkileşimi ile betonarme binaların sismik davranışının incelenmesi üzerine yapılan bu çalışma; kolon-kiriş birleşimleri güçlendirilmiş farklı yükseklikteki bina modellerinin sismik davranışlarını, doğrusal ötesi yöntemler ile yapılan analizlerle incelemeyi amaçlamaktadır.

Ülkemizde ve dünyada deprem sonrasında ağır hasar görmüş veya tamamen göçmüş betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip yapılar incelendiğinde yapıların göçmesinde veya ağır hasar almasında başlıca nedenlerden birinin betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki tasarım hataları olduğu görülmüştür. Yapıların yatay deprem yükleri etkisi altındaki davranışları göçme mekanizmaları açısından değerlendirildiğinde meydana gelebilecek en riskli göçme mekanizmalarından birinin kolon-kiriş birleşim bölgelerinde meydana gelen plastik mafsallaşma sonucunda yapının hasar alması veya tamamen göçmesi olduğu görülmektedir. Bu şekildeki bir göçme mekanizmasının betonarme yapılar için en fazla kaçınılan ve istenmeyen, yapısal sistemin son derece ağır hasar olarak kullanılmaz hale gelmesine neden olan veya yapının topyekün göçerek çok ciddi can kayıplarına neden olması ile sonuçlanabilecek riskli bir göçme mekanizması olduğu bilinmektedir. Bu nedenle deprem performansı yetersiz, tasarım hataları ve donatı detaylandırma hataları içeren bu türdeki betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi önemli bir araştırma konusu haline gelmiştir. Uygulanacak olan güçlendirme metodunun doğru seçilmesi, yöntemin kolay ve hızlı bir şekilde uygulanabilmesi, ekonomik ve çevre dostu olması son derece büyük bir önem arz etmektedir. Lif takviyeli polimer kompozit (FRP) malzemeler, pratik ve hızlı bir şekilde uygulanabilir olmasından dolayı betonarme yapı sistemlerinin güçlendirilmesinde genellikle tercih edilmektedir. Betonarme yapılarda FRP ile güçlendirme yöntemi kolay ve hızlı uygulanabilir olmasına rağmen, bu yöntemin ekonomik olmaması ve bu türdeki malzemelerin güçlendirme amacıyla kullanıldıkları yapısal sisteme kimyasal epoksi türevindeki malzemeler ile yapıştırılması nedeniyle çevreye zararlı olması

sürdürülebilirlik açısından önde gelen olumsuzluklardır. Son dönemlerde güçlendirme literatürüne yeni yeni girerek uygulanmaya başlayan tekstil ile güçlendirilmiş sıva katmanı (TRM ya da TGSK) yönteminin daha ekonomik, kolay uygulanabilir ve yapısal sistemlere inorganik sıva ile yapıştırılması nedeniyle çevre dostu olması, bu yöntemin betonarme yapı elemanlarının güçlendirilmesi için tercih edilmesi ve bu konuda ileri düzeyde araştırmaların yapılmasına zemin hazırlamıştır. Malzeme literatürüne daha önce giriş yapmış olan tekstil ile güçlendirilmiş çimento esaslı malzemelerin yapısal güçlendirme alanında kullanımı son 5 yıl içerisinde artış göstererek yapı sistemi ve elemanlarının güçlendirme ve onarım çalışmalarında bu tür malzemeler kullanılmaya başlanmıştır. Tekstil örgü ağların harç katmanı arasında bir güçlendirme detayı olarak kullanılması diğer kompozit malzemelerin özel yapıştırıcılar ile güçlendirme amacıyla kullanılmasına göre çok daha ekonomik olması, çevre dostu bir seçenek olması, yüksek taşıyıcı özelliğinin olması gibi nedenlerden tercih edilen bir seçenek haline gelmiştir.

Bu çalışmada betonarme yapıların deprem performansı için son derece önemli olan betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerinin TGSK ile güçlendirilmesine yönelik bir proje önerisi oluşturularak deprem performansı yetersiz betonarme yapıların güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Yapılan kapsamlı literatür taramasında betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerinin TGSK kullanılarak güçlendirildiği bir çalışmaya rastlanmamıştır. Bu bağlamda, çalışma kapsamında elde edilen deneysel verilerin literatüre önemli katkılar sağlayacağı ve projenin özgün değerlerinden biri olduğu düşünülmektedir. Proje kapsamında beton basınç dayanımı yetersiz, yetersiz kesme kapasitesine sahip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin TGSK ile güçlendirilmesi için ekonomik, kolay uygulanabilen ve çevre dostu bir güçlendirme tekniği geliştirilmiştir. Çalışmanın birinci aşamasında çeşitli konfigürasyonlarda TGSK uygulaması ile güçlendirilmiş elemanlarında bulunduğu 8 adet kolon-kiriş birleşim bölgesi 1/2 ölçekli üretilerek depremi benzeştiren çevrimsel yük altında testleri gerçekleştirilmiştir. Daha sonra deneysel verilerden betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin yük-deplasman davranışları elde edilmiştir. Ayrıca deney koşulları, kesit boyutları, donatı düzeni, malzeme özellikleri ve güçlendirme detayları ABAQUS sonlu elemanlar yazılımında birebir modellenerek, doğrusal olmayan nümerik analizler de gerçekleştirilmiştir. Bu sayede, deneysel çıktılar analiz sonuçları ile mukayese edilecek, deney elemanlarının yükleme etkisi altındaki davranışı, bilgisayar ortamında da elde edilmeye edilmiştir. Deneysel parametrelere ilave olarak, nümerik analizler farklı parametreler için

tekrarlanmıştır. Böylece, önemli kısmı deneylerden elde edilmiş geniş bir parametre havuzuna sahip kolon-kiriş birleşim bölgesi davranışı belirlenmiştir. Çalışmanın ikinci aşamasında SAP2000 yazılımı farklı kat sayılarına sahip betonarme çerçeve sistemleri modellemek için kullanılmıştır (CSI, 2024). Modeller; düğüm noktaları güçlendirilmemiş (referans) ve TGSK ile güçlendirilmiş olmak üzere iki kısma ayrılmıştır. Söz konusu modellerin lineer olmayan statik analizleri gerçekleştirilmiş, geliştirilen güçlendirme tekniğinin yapıların deprem performansını ne ölçüde artırdığı ile ilgili nümerik bir analiz çalışması yürütülmüştür. Bu aşamada yapı-zemin etkileşiminin güçlendirme tekniğinin performansı üzerindeki etkileri de araştırılmıştır. Nümerik analiz çalışmasında 3 farklı zemin sınıfı (kohezyonlu, kohezyonsuz ve kaya zemin) ve bu zemin sınıflarının her birinin taşıyıcılık özelliği TBDY 2018’de verilen yerel zemin sınıflarını kapsayacak ve sınır durumlarını temsil edebilecek şekilde 3 ayrı zemin kategorisi seçilmiştir. Böylece SAP2000 yazılımının bünyesinde var olmayan, projenin birinci aşamasında yürütülen deneysel çalışma sonucunda elde edilen veriler kullanılarak tekstil ile takviye edilmiş sıva şeritleri ile güçlendirilen betonarme kolon-kiriş birleşim noktalarının davranışı yeni bir plastik mafsallı histeretik yük-deplasman davranışı olarak modellenmiş ve SAP2000 yazılımı üzerinde nonlinear link olarak tanımlanmıştır. Bu yeni deneysel olarak kalibre edilmiş mafsallı parametreleri kullanılarak farklı yapısal modeller, farklı deprem yükleri etkisi altında, yapı-zemin etkileşimi de dikkate alınarak, lineer olmayan statik analizlere tabi tutulmuştur. Böylece bu çalışmada geliştirilen güçlendirme tekniğinin performansı hakkında genelleştirilebilecek sonuçlara varılması hedeflenmiştir. Çalışmanın sonunda kolon-kiriş birleşim bölgesi yeterli süneklik ve dayanıma sahip olmayan betonarme çerçeve türü yapılar için TGSK kullanılarak genel bir güçlendirme tekniği uygulama yönergesinin de oluşturulması amaçlanmıştır. Tez çalışması, Konya Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarında gerçekleştirilen deneyler ve ardından yürütülen analitik çalışmalarla tamamlanmıştır.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMALARI

Yapı – zemin etkileşimi ile betonarme binaların sismik davranışının incelenmesi üzerine yapılan bu çalışma; kolon-kiriş birleşimleri güçlendirilmiş farklı yükseklikteki bina modellerinin sismik davranışlarını, doğrusal ötesi yöntemler ile yapılan analizlerle incelemeyi amaçlamaktadır. Bu bölümde, tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışma ve yapı-zemin etkileşimli analitik çalışma için iki ayrı başlık altında literatür araştırması gerçekleştirilmiştir.

2.1. Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Güçlendirilmesine İlişkin Literatür Araştırmaları

Güçlendirme yöntemlerinin temel amacı, sürdürülebilirliği ve maliyet etkinliğini sağlamak olduğundan, yürütülen çalışmalarda araştırmacılar, zaman içerisinde aşamalı olarak gelişmiş teknolojik özelliklere sahip yapısal malzemelerin kullanımına yönelmiştir. Öncelikle, betonarme yapı elemanlarına, mevcut yapıda bulunan malzeme dayanımından daha yüksek dayanıma sahip beton ve çelik donatı kullanılarak oluşturulan ek bir en kesit sayesinde mantolama yapılmış ve yapının taşıma gücü arttırılmaya çalışılmıştır (Rodriguez ve Park, 1994; Stoppenhagen ve diğ., 1995; Julio ve diğ., 2003; Julio ve diğ., 2004; Júlio ve diğ., 2005; Chung ve diğ., 2011). Her ne kadar taşıma gücü açısından olumlu sonuçlar alınsa da mantolamanın uygulama aşamasında karşılaşılan zorluklar (kalıp, donatı ve beton işlerinde karşılaşılan güçlükler, yapı güçlendirilirken yapının kullanılmasının mümkün olmaması, yapı mimarisinin bozulması vs.) bu tekniğin kullanımının azalmasına neden olmuştur. Bunun yerine yapı elemanlarının, çelik elemanlarla kesme ve eğilme kuvvetlerine karşı güçlendirilmesi ön plana çıkmıştır (Chai ve diğ., 1994; Mahrenholtz ve diğ., 2015; Shafaei ve diğ., 2017). Bu güçlendirme tekniğinde ise kalifiye işçilik, yangın veya korozyon gibi olumsuz çevresel etkilerin meydana getirdiği riskler, maliyet ve mimari kaygılarla karşılaşılmıştır. Son 20 yıldır bu güçlendirme tekniklerinin yerine LP (lifli polimer) ya da FRP (Fiber Reinforced Polymers) olarak bilinen kompozit malzemeler ile güçlendirme yaygın bir şekilde kullanılmış ve birçok yapı bu teknik ile güçlendirilmiştir. Ayrıca, konu ile ilgili birçok bilimsel çalışma yapılmış ve güçlendirme-onarım literatüründe FRP en çok tercih edilen malzemelerden biri haline gelmiştir (Geng ve diğ., 1998; De Lorenzis ve diğ., 2000; Sheikh, 2002; ElGawady ve diğ., 2006; Barros ve diğ., 2008; Olivova ve Bilcik, 2009; Wei ve diğ., 2009; Hu ve diğ., 2011; Chen ve diğ., 2012; Herwig ve Motavalli, 2012; Parvin ve Brighton, 2014; Obaidat ve diğ., 2019). Çalışmalar incelendiğinde, FRP'nin

uygulandığı yüzey ile FRP arasında kohezif bir bölge oluşması için çoğu kez organik bir malzeme olan epoksi kullanılmıştır. Ancak, (a) yangına karşı zayıf direnç (Triantafillou ve diğ., 2006), (b) ıslak veya nemli yüzeylerde uygulanamama durumu (Bournas ve diğ., 2007), (c) kaplama tabakasının değiştirilme kabiliyetinin olmaması (Y Basalo ve diğ., 2012), (d) bertaraf edilmesi sırasında tehlikeli bir madde olarak sınıflandırılması, (e) yüksek maliyeti (Y Basalo ve diğ., 2012), (f) geçirgenlik: buhar geçirgenliğinin yetersizliği ve organik reçinelerin kullanımının betonda hasara neden olması bu güçlendirmenin kusurları arasındadır (Triantafillou ve diğ., 2006). Bu olumsuzluklar göz önüne alındığında tekstil ile güçlendirilmiş sıva katmanının (TGSK) yaklaşık on yıl önce yapılan bilimsel araştırmalar ile tanıtılması, yapısal güçlendirme alanında dikkate değer bir ilerleme olarak kabul edilebilir (Triantafillou ve diğ., 2006; Bournas ve diğ., 2007). TGSK (aynı malzeme İngilizce kaynaklarda TGSK, TRC ve FRCM olarak da yer almaktadır), çimento bazlı inorganik bir harcın, farklı (çelik, karbon, bazalt, cam gibi) maddelerden elde edilen tekstillerle birlikte oluşturduğu kompozit bir yapı malzemesidir. Kompozit malzemenin takviyesi olarak kullanılan tekstiller tipik olarak iki dikey yönde (çift doğrultulu) lif tellerinden oluşur. Harcın geleneksel yöntemlerle üretildiği ve uygulandığı düşünüldüğünde, TGSK'nin elyaf takviyeli polimerlere (yaygın olarak kullanılan, epoksi esaslı kompozit bir malzeme) göre birçok avantajı vardır. Bu avantajlar; (a) düşük maliyetli olması, (b) yüksek sıcaklıklara dayanıklı olması, (c) beton, betonarme ve yığma yapı yüzeylerine uygulanabilir olması, (d) ıslak yüzeylere uygulanabilir olması (e) ısı geçirgenliğinin düşük olması ve (f) taşıma gücünün yüksek olmasıdır. Araştırmacılar, bu avantajları da göz önüne alarak TGSK ile birçok çalışma yürütmüştür. Bu noktaya kadar özetlenen güçlendirme yöntemlerinin detaylı literatür araştırması, çalışmalar ayrı ayrı ele alınarak devam etmektedir.

Yapılan çalışmada bir sonlu eleman analizi yapılarak, düşük dayanımlı beton ile üretilmiş kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki davranış üzerine nümerik bir inceleme gerçekleştirilmiştir. Çalışmada hem sargılı hem de sargısız beton davranışı için geliştirilmiş yeni bir gerilme-inelastik deformasyon ilişkisi kullanılmıştır. Çalışmanın sonuçları ile birleşim bölgelerinde kullanılan sargı donatılarının akma dayanımlarındaki değişiminin, kolon- kiriş birleşimlerinin kayma davranışlarını etkilemediği ortaya konmuştur. Ek olarak, etriyelerin birleşim bölgesinin kesme davranışını iyileştirmedeki katkısını dolaylı olarak dikkate alan ampirik modeller kullanılarak yapılan birleşim bölgesi kesme mukavemeti tahminlerinin, etriyelerin varlığını açıkça dikkate alan diğer

hesap modellerinden daha iyi olduğu bulunmuştur. Sayısal sonuçlar, diyagonal çelik elemanlar ile güçlendirilen birleşim bölgelerinin kesme kapasitesinde büyük artışın olduğunu ve bu artış sayesinde ani kesme göçmesinin aksine sünek kırış hasarlarına yönelen bir davranış olduğunu göstermektedir (Abdelwahed ve diğ., 2021).

Yapılan bu çalışmada, birleşim bölgesine yakın noktalardan kolon ve kirişleri sargılayan çelik kelepçeler ile bunları çelik diyagonal elemanlar aracılığıyla birbirlerine bağlayan bir yapı oluşturularak (steel haunch) kolon-kiriş bölgelerinde güçlendirme işlemi uygulanmıştır. Bu işlem, yangından zarar görmüş betonarme (RC) kiriş-kolon-döşeme bağlantılarının güçlendirilmesi ve sismik güvenliklerinin sağlanması için önerilmiştir. Toplamda 5 adet deney numunesinin test edildiği çalışmada, bir tanesi yangına maruz kalmamış eleman olmak üzere 4 farklı eleman ağırlığı türü ile kombine edilmiş ve yangına maruz kalmış eleman kullanılmıştır. Düşük hızda tersinir tekrarlanır yükleme ile uygulanan deneylerde sonuçlar, yangına maruz kalmanın betonarme kiriş-kolon-döşeme bağlantılarının sismik performansını önemli ölçüde azalttığını göstermiştir. Güçlendirme ardından oluşan plastik mafsalların kirişler üzerinde ve güçlendirme elemanlarının dışında kalan bir bölgede oluşmuş ve bu güçlendirme tekniği ile birleşim bölgesinin kayma dayanımının arttığı böylece ispatlanmıştır (Cai ve diğ., 2021).

Bu makale, bağlantı elemanları ile bütünlüğü sağlanmış çelik çerçeve sistemi kullanan, yangın sonrası güçlendirmenin uygulandığı betonarme birleşim bölgesi elemanlarının davranışlarını incelemektedir. Yangın öncesini temsil eden bir kontrol numunesi, yangından hasar görmüş bir kontrol numunesi ve farklı varyasyonlar ile güçlendirilmiş 5 adet yangından zarar görmüş numune olmak üzere kiriş-kolon alt gruplarından oluşan toplam yedi numune tasarlanmıştır. Daha sonra, birleşim paneli bölgesinin güçlendirilmesine ilave olarak yangından zarar görmüş kirişleri de onarmak için cıvatalı yan plakalar ve karbon fiber takviyeli polimerler kullanılmıştır. Son olarak, tüm numuneler için göçme hali görülene kadar düşük devirli ters yükleme işlemi uygulanmıştır. Güçlendirme işleminin uygulanmasıyla birlikte çelik kelepçeli sistem, plastik mafsalların kiriş ucu bölgesinde oluşmasını sağlamıştır. Birleşim bölgesi güçlendirmesi ile kombine olarak cıvatalı çelik levhalar kullanılarak kirişlerin güçlendirildiği numunelerin taşıma kapasiteleri, süneklik ve enerji kaybı açısından sismik performanslarının önemli ölçüde arttığı görülmüştür. Birleşim bölgesi güçlendirmesi ile

kombine olarak CFRP ile güçlendirilen numune de kabul edilebilir sismik performans sergilemiştir (Liu ve diğ., 2021).

2/3 ölçekli dört adet betonarme kenar kiriş-kolon-döşeme numuneleri (iki eş merkezli ve iki eksantrik bağlantı), yarı statik döngüsel yükleme altında test edilmiştir. Testler, kiriş ve kolon aks merkezleri arasındaki dış merkezliğin etkisini ve döşeme plakalarının deprem yüklemesine maruz kalan kenar kiriş-kolon-döşeme bağlantılarının yapısal performansı üzerindeki etkisini araştırmaktadır. Numunelerin performansı, genel mukavemet, enerji kaybı, kiriş plastik mafsallık gelişimi, birleşim bölgesi kayma mukavemeti açısından değerlendirilmiştir. Deneylerin sonucunda hem eksantrik numuneler hem de güçlendirilmiş döşeme levhasına sahip bir eş merkezli numune, birleşim bölgesinin kesme dayanımının aşılması sonucu göçme gösterirken, diğer eş merkezli numune daha sünek yük-deplasman tepkisi sergilemiştir. Eksantrik numuneler de sünek davranış ile hasar almaya başlamadan önce benzer davranışlarda bulunmuşlar ve kirişlerdeki orta düzey mafsallaşmanın ardından benzer kesme dayanımlarına ulaşmışlardır (Shin ve LaFave, 2004).

Bu çalışmada, kolona göre dış merkezli bağlanan kirişlerin etkisine odaklanan deneysel bir çalışma yapılmıştır. Numuneler, döşeme katılımının etkisini değerlendirmek için döşemeli kolon-kiriş birleşim bölgelerini içermektedir. Test sonuçları, döşemelerin dahil edilmesinin eksantrikliğin olumsuz etkisini önemli ölçüde azalttığını göstermiştir. Aynı zamanda döşemelerin de bulunduğu numuneler üzerinde yapılan deneylerde birleşim bölgesindeki hasarın azaldığı, numunelerin daha büyük yük ve ötelenme döngülerini taşıyabildiği ve yüksek enerji sönüm kapasitelerine sahip olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, birleşim bölgesinin büyük bir hasar görmeden taşıyabildiği kesme gerilmeleri, mevcut tasarım değerlerinden daha yüksek olduğu sonucuna varılmıştır (Canbolat ve Wight, 2008).

Bu çalışmada, büyük ölçekli iç kiriş-kolon birleşimleri üzerinde gerçekleştirilen kompozit döşemeli deneysel ve analitik araştırmalar sunulmaktadır. Dört numune, deprem tipi hareketleri simüle eden çevrimsel yükleme altında test edilmiştir. Test sonuçları, büyük ölçekli numunelerin sismik davranışı hakkında oldukça verimli sonuçlar verilmiştir. Prefabrik olarak hazırlanan elemanların monolitik döküm numuneler ile benzer davranış sergilediği, birleşim bölgelerinin sünek davranışlarının, kolon-kiriş

elemanların eğilme rijitlikleri tarafından sınırlı kaldığı ortaya konmuştur (Chen ve diğ., 2012).

Karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) güçlendirmenin betonarme (RC) çerçevelerin göçme modları ve sismik performansı üzerindeki etkisini araştırmayı amaçlayan bu makale, döşeme ve enine kirişlere sahip dört tam ölçekli numunenin test sonuçlarını sunmaktadır. Kiriş-kolon-döşeme alt grupları, bir kontrol numunesinden ve farklı CFRP güçlendirme şekillerine sahip üç numuneden oluşmaktadır. Her numunenin sismik performansı, göçme modları, histeretik davranışı, yer değiştirme sünekliği, rijitlik bozulması, enerji sönüm kapasitesi, eklem bölgesinin kesme deformasyonu ve kiriş dikey deformasyonları karşılaştırılarak tartışılmıştır. Test sonuçları, kontrol numunesinin, döşeme ve enine kirişlerin varlığı nedeniyle kolon mafsalı ile göçme modunu sergilediğini göstermiştir. CFRP ile güçlendirildikten sonra, göçme hasarı, sünek kiriş mafsalı ile göçme moduna dönüşmüştür. İlave olarak süneklik ve enerji sönüm kapasitesi geliştirilmiştir. İç kiriş-kolon-döşeme birleşimleri için, kolonların potansiyel plastik mafsallık bölgesinde CFRP kullanımının, sismik performansın iyileştirilmesi ve güçlü kolon-zayıf kiriş tasarımının uygulanmasının makul bir yöntem olacağı sunulmuştur (Ma ve diğ., 2017).

Bu makale, dört adet büyük ölçekli ve geniş kiriş ile oluşturulmuş dış kiriş-kolon bağlantısı üzerinde gerçekleştirilen bir dizi deneyin sonuçlarını sunmaktadır. Kiriş-kolon geometrisi ve donatı detayları dört numunenin tamamı için aynıdır, ancak köşe kiriş boyutları ve donatı oranları her numunede farklıdır. Ayrıntılı gerinim ölçümleri, çatlak modelleri ve veri analizi, köşeli kirişlerin mukavemet ve sertliğinin geniş kiriş-kolon bağlantılarının beklenen tepkisini önemli ölçüde değiştirebileceğini göstermektedir. Testlerin sonuçlarına göre, köşe kirişinde donatı bulunmayan numune, bağlantının beklenen kapasitelerine kıyasla mukavemet ve süneklikte önemli bir azalma ile gevrek göçme davranışı sergilediğini göstermiştir. Sonuçlar, iyi güçlendirilmiş bir geniş kiriş kirişinin, bağlantının hem eklem kesme kapasitesini hem de köşebent kiriş mukavemetini önemli ölçüde arttırdığını doğrulamaktadır. Mafsallık kesme ve kiriş kiriş hasarlarını hesaba katan tasarım önerileri tavsiye edilmiştir (Behnam ve Kuang, 2018).

Bu çalışmada, altı adet betonarme kiriş-kolon birleşimlerinin güçlendirilmesi için önerilen bir planın etkinliği deneysel ve analitik olarak araştırılmıştır. 1970'lerden önce tasarlanan eski betonarme binaların yapısal elemanlarını temsil eden deney numuneleri

yetersiz detaylandırılmıştır. Bunu temsil etmeleri amacıyla, numunelerin kolonları seyrek sargı donatıları ile tasarlanmış, kiriş-kolon birleşim bölgesi sargısız tutulmuş ve kirişin boyuna donatısının birleşimde yetersiz uzunlukta düz ankrajları olacak şekilde numuneler oluşturulmuştur. Burada önerilen güçlendirme tekniği, uzatma çubukları ve çelik plakalar kullanarak kiriş boyuna donatılarının bağlantıdaki ankrajının iyileştirilmesini; kolonların ve bağlantı bölgesini de içine alacak bir manto uygulamasıdır. Önerilen güçlendirme planının etkinliğini değerlendirmek için, bir deprem öncesi ve bir deprem sonrası güçlendirilen numunenin yanal performansı, orijinal, kontrol numunesi ve yalnızca RC mantolamaya sahip bir numuneninkiyle karşılaştırılmıştır. Deneysel sonuçlar, kontrol numunesinin yanal performansı ile ilgili olarak, önerilen tekniğe göre yeniden donatılan numunenin genel sismik davranışında önemli bir gelişme olduğunu ortaya koymuştur. Ayrıca, yalnızca RC mantolama ile güçlendirilen numune, yanal yüklemenin artan yer değiştirme genlikleri altında zayıf sismik performans göstermiş ve kontrol numunesine benzer şekilde birleşim bölgesindeki kesme hasarının hakim olduğu bir kırılma modu geliştirmiştir (Kalogeropoulos ve diğ., 2016).

Bu makale, mevcut yönetmeliklere göre yetersiz kiriş-kolon bağlantılarının kesme mukavemetini artırmak için düzlemsel bağlantı genişletmesi sunmaktadır. Beş kiriş-kolon birleşimi numunesi yarı statik döngüsel yükler altında test edilmiştir. Biri derz genişlemesi olmayan kiriş-kolon birleşim yeri, diğeri ise monolitik kare büyütme ile güçlendirilmiş kiriş-kolon birleşim yeri idi. Diğer üç numune ise çeşitli ebatlarda derz büyütülerek güçlendirilmiştir. Test sonuçları, birinci kontrol numunesinde bir gevrek birleşim bölgesi kesme kırılması ve ikinci kontrol numunesinde ise kiriş eğilme kırılması olduğunu göstermiştir. Büyütmenin boyutuna bağlı olarak, güçlendirilmiş numunelerin göçme türleri; kirişteki eğilme kırılmasından, panel bölgesinde ve büyütülmüş alanlarda ezilme kırılmasına kadar değişiklik göstermiştir. Panel bölgesini genişletmek; dayanımı ve enerji sönüm kapasitesini artırmıştır. Deneysel sonuçlar, güçlendirilmiş numunelerde oluşacak panel kayma gerilmesindeki azalmayı göstermiştir. Birleşim ve genişlemiş alanlardaki gerilme akışını incelemek için sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Analiz sonuçları ile deneysel sonuçların tutarlılığı sunulmuş ve birleşim bölgesinin genişletilmesi ile ani kayma davranışının aksine sünek davranışın sağlandığı ispatlanmıştır (Pimanmas ve Chaimahawan, 2010).

Mevcut deneysel çalışma, CFRP levhalarla güçlendirilmiş kiriş-kolon birleşim ara yüzünde yenilikçi bir FRP ankraj fanının etkinliği hakkında fikir edinmek için yapılmıştır. FRP kompozitlerinin beton alt tabakadan herhangi bir olası ayrılmasını önlemek için, test numunelerinin yüzey hazırlığı, yakın zamanda geliştirilmiş bir kanal açma yöntemine göre, oluklar üzerinde harici olarak bağlanmış takviye şeklinde gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmanın amaçları doğrultusunda, bir kontrol numunesi ve altı adet güçlendirilmiş olanlar dahil olmak üzere yedi 1/2 ölçekli betonarme kiriş-kolon birleşim numunesi, sabit eksenel ve ters çevrimsel yanal yükler altında test edilmiştir. Başlıca test değişkenleri, kiriş boyunca FRP levha uzunluğu ve CFRP ankraj fanındaki fiber hacmidir. Sonuçlar, benimsenen rehabilitasyon stratejisinin, kontrole kıyasla RC eklemlerinin yanal gücünü %80'e kadar arttırdığını göstermiştir (Mostofinejad ve Akhlaghi, 2017).

Bu makale, yetersiz sismik detaylara sahip mevcut dış kiriş-kolon alt gruplarını temsil edecek şekilde tasarlanmış sekiz tam ölçekli numunenin çevrimsel yükler altındaki deneysel davranışlarını incelemektedir. Bunlardan altı tanesi farklı FRP sistemleri kullanılarak güçlendirilmiş, iki tanesi ise referans olarak kullanılmıştır. Hasar gören bazı numuneler FRP sistemleriyle onarılmış ve yeniden test edildi. Numuneler döngüsel yüklere tabi tutularak yer değiştirme kontrolünde testler yapılırken, kolon üzerindeki eksenel yük sabit tutulmuştur. Onarılmış birleşim bölgeleri üzerinde yapılan testler, seçilen güçlendirme çözümlerinin etkinliğini doğrulamıştır (Realfonzo ve diğ., 2014).

Bu makale, panel bölgesinde yeterli donatı olmadan tasarlanan betonarme yapı sistemlerinin sayısal sismik değerlendirmesi ve FRP ile yerel güçlendirmenin faydaları ortaya koymaktadır. Sonlu elemanlar yönteminde birleşim bölgesi doğrusal olmayan davranışı ve fiber takviyeli polimer ile güçlendirmeyi hesaba katmak için yeni bir modelleme stratejisi geliştirilmiştir. Model doğrulaması için birkaç vaka çalışması seçilmiştir. Tahmin edilen yapısal performanslar ve yapısal hasarlar gözlemsel verilerle karşılaştırılmıştır. Ayrıca, ortak FRP güçlendirmesinin küresel sismik performanslar üzerindeki faydaları sayısal olarak değerlendirilmiştir (Del Vecchio ve diğ., 2016).

Bu makale, çevrimsel yükleme altında farklı beton kompozitleri ile hazırlanmış altı adet dış kiriş-kolon birleşimlerinin deneysel sonuçlarını sunmaktadır. Çengel uçlu çelik fiber olarak anılan üç farklı fiber tipinin davranışa katkıları bu çalışmada incelenmiştir. Test edilen tüm numunelerin histeresis davranışı, süneklikleri, sönmüleme karakteristikleri, çatlak desenleri ve hasar indeksi analiz edilmiş ve referans numunelerin

deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Test sonuçları, kompozit betonun yük taşıma kapasitesini arttırdığını ve geleneksel numunelere göre sünekliğini iyileştirdiğini göstermektedir. Bu araştırma, eklem bölgesinde HCC kullanımının kesme kapasitesini, hasar tolerans kapasitesini ve eleman sünekliğini önemli ölçüde artırmak için bir çözüm olabileceğini göstermiştir (Chidambaram ve Agarwal, 2015).

Bu makale, CFRP kullanarak betonarme dış kiriş-kolon T bağlantılarının güçlendirilmesi için yeni bir yöntem tanıtmaktadır. Panel bölgelerinde etriye olmayan iki adet numune ve test edilmiştir. İki birleşim bölgesi elemanının test edilmesinin sonuçları hem güçlendirilmiş hem de onarılan bağlantıların performanslarının önemli ölçüde iyileştiğini göstermiştir. Hasar alırken dökülen ve onarılırken geri yapıştırılan beton kaplamalar, kesme yüküne direnmek için mevcut betonla iyi uyum göstermiştir. Ayrıca, güçlendirilmiş dairesel kesitler üzerindeki sargı, betonun sargı etkisini artırarak CFRP'nin etkinliğini artırmaya yardımcı olmuş ve birleşim bölgesindeki CFRP'nin ayrılma olasılığını azaltmıştır (Hadi ve Tran, 2014).

Bu makale, betonarme çerçeve yapılar için sismik güçlendirme sistemi olarak kullanılan çelik mantolamanın davranışını belirlemek için tasarlanmış deneysel bir program sunmaktadır. Toplam 20 adet tam ölçekli iç kiriş-kolon birleşim yerleri üzerinde testler gerçekleştirilmiştir. Mevcut binalara göre geometri ve donatılar seçilmiş, güçlü kiriş-zayıf kolon konsepti altında sadece yerçekimi yüklerine göre dizayn edilmiştir. Tüm numunelerde kolon güçlendirmesi yapılmış ve dört farklı tip kolon-birleşim güçlendirmesi test edilmiştir. Sonuçlar, kolonlara uygulanan güçlendirme tekniklerinin ve eksenel yüklerin, bağlantıların sismik davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olabileceğini göstermektedir (Ruiz-Pinilla ve diğ., 2014).

Çelik korniyer ve levhalar ile ceketlenerek güçlendirilen dış kiriş-kolon birleşimleri döngüsel yarı statik yükleme ile deneylere tabi tutulmuştur. Elemanlar güçlü kiriş zayıf kolon prensibi ile tasarlanmıştır. Sonuçlar, eğilme mukavemetini artıran ve kırılma modunu kolondan kirişe doğru yönlendiren güçlendirme sistemi olarak dış çelik kafeslerin etkinliğini vurgulamaktadır (Campione ve diğ., 2015).

Makale, iki farklı geometri konfigürasyonu ve harici olarak yapıştırılmış FRP kumaş ile çeşitli güçlendirme konfigürasyonu ile iç aks kiriş-kolon bağlantı numuneleri üzerinde gerçekleştirilen döngüsel testlerin sonuçlarını bildirmektedir. Numuneler,

yerçekimi yükü tasarım kodlarına uyacak şekilde tasarlanmıştır, ancak sismik tasarım dikkate alınmamıştır. FRP sargı tasarımında iki farklı kumaş türü ve sargı şeritlerinin üç yerleşimi düşünülmüştür (D'Ayala ve diğ., 2003).

FRP ile kesme etkilerine karşı güçlendirilmiş betonarme birleşimlerinin davranışlarını gözlemlemeyi amaçlayan bir deneysel program sunulmaktadır. Çeşitli parametrelerin FRP'nin etkinliği üzerindeki rolü, 18 dış birleşim bölgesi numunesinin 2/3 ölçekli testi ile incelenmiştir. Sonuçlar, erken sıyrılmayı sınırlamada mekanik ankrajların önemli rolünü göstermekte ve aşağıdakiler dahil olmak üzere çeşitli parametrelerin rolü hakkında şu önemli bilgiler sağlanmıştır: FRP'nin alan fraksiyonu, kiriş ve kolon üzerindeki FRP dağılımı, birleşim bölgesi donatı miktarı, karbona karşı cam elyaf, levhalara karşı şeritler ve düzlem dışı kirişlerin etkisi (Antonopoulos ve Triantafillou, 2003).

Bu makale, harici olarak yapıştırılmış bazalt kumaşlarla bir harici kiriş-kolon birleşiminin güçlendirilmesine ilişkin deneysel araştırmanın ilk aşamasının sonuçlarını sunmaktadır. Güçlü kolon-zayıf kiriş konsepti kullanılarak dış kiriş-kolon birleşimlerini temsilen 3'ü referans olmak üzere 11 numune hazırlanmış ve statik yükleme koşulları altında test edilmiştir. Geri kalan sekiz numune, kontrol numunelerinde kaydedilen nihai yükün %50'sine kadar ön yükleme yapılarak indüklenmiş bir hasara maruz bırakılmıştır. Hasarlı numuneler daha sonra dört farklı konfigürasyonu benimseyen bazalt fiber kumaşla güçlendirilmiş ve bu numuneler, nihai kapasiteleri için test edilmiştir. Test sonuçları, bazalt tekstil takviyesinin, performansını arttırdığını göstermektedir (Sakthimurugan ve Baskar, 2021).

Bu makale, CFRP kullanılarak kiriş-kolon bağlantılarının güçlendirilmesi üzerine deneysel bir çalışma sunmaktadır. Bir adet zayıf, bir adet yeterli olmak üzere 2 referans ve 4 adet CFRP sargılı toplam 6 numune test edilmiştir. Bu numunelerde, hem harici olarak yapıştırılmış CFRP levhaları hem de yüzeye yakın CFRP şeritleri güçlendirme seçenekleri kıyaslanmıştır. Test sonuçları, CFRP takviyesinin eklenmesiyle, sismik olarak yetersiz bir kiriş-kolon bağlantısının sismik performansının önemli ölçüde iyileştirilebileceğini göstermiştir. Özellikle, kirişlerde ve panel bölgesinde CFRP şeritlerinin kullanılmasının, plastik mafsallı etkin bir şekilde panel bölgesinden uzağa yerleştirdiği ve böylece bu sismik güçlendirme yönteminin etkinliğini gösteren sünek bir geçme moduna (kiriş eğilme yenilmesi) yol açtığı bulunmuştur (Wang ve diğ., 2019).

Hasarlı numuneler, kesme hasarını ve mukavemet bozulmasını önlemek ve daha sünek bir tepki elde etmek için karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) ile onarıldı ve güçlendirilmiştir. Güçlendirilmiş numuneler benzer döngüsel yüklemeye tabi tutulmuştur. Güçlendirme yapılan ve yapılmayan numunelerin histerezis davranışı, nihai yük, maksimum yer değiştirme, enerji sönüm kapasitesi, sertlik bozulması ve genel göçme modeline göre incelenmiştir. Karşılaştırmalar, CFRP levhaların panel bölgesinin kesme direncini iyileştirdiğini ve enerji sönüm kapasitesini artırdığını göstermiştir (Jape ve diğ., 2021).

Uluslararası literatürde tekstil takviyeli sıva (TRM) veya kumaş takviyeli çimento esaslı matris (FRCM) malzemeleri olarak da bilinen tekstil takviyeli sıva katmanı (TGSK), betonarme elemanların güçlendirilmesi için çözüm olarak kabul görmüş FRP'lere karşı umut verici bir alternatif oluşturdıkları için son yirmi yılda geniş çapta çalışılmıştır. Bu makale, betonarme yapıların TGSK ile güçlendirilmesine ilişkin son teknoloji ürünü bir inceleme sunmaktadır. İlk olarak, TGSK'nin çekme ve bağ davranışı açıklanmıştır. Ardından, beton veya betonarme elemanların eğilme, kesme, sınırlandırma ve sismik güçlendirme için TGSK kullanımına ilişkin çalışmalara genel bir bakış eklenmiş ve temel parametreler araştırılmıştır (Koutas ve diğ., 2019).

Bu çalışmada, sismik olarak yetersiz bir dış kiriş-kolon birleşim yerinin kesme mukavemetini ve sünekliğini iyileştirmede tekstil takviyeli harçların (TGSK) etkinliği incelenmiştir. Sonuçlar daha sonra karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) ve cam elyaf takviyeli polimer (GFRP) ile güçlendirilmiş bağlantı numunelerinin sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Beş adet birleşim bölgesi numunesi, yetersiz tasarım parametreleriyle imal edilmiştir. Bu beş yetersiz numuneden iki tanesi referans olarak seçilmiş ve diğer üçü sırasıyla TGSK, CFRP ve GFRP levhaları ile güçlendirilmiştir. Beş alt grubun tümü, şiddetli deprem hasarının eşdeğerini sağlamak için yarı statik döngüsel yanal yük deneylerine tabi tutulmuştur. Test sonuçları, TGSK'nin, sismik olarak yetersiz kiriş-kolon bağlantılarının hem kesme dayanımını hem de deformasyon kapasitesini, iyi yapılandırılmış CFRP ve GFRP ile bağlantıların güçlendirilmesi ile elde edilen dayanım ve süneklik ile karşılaştırılabilir bir düzeye kadar etkili bir şekilde iyileştirebileceğini göstermiştir (Al-Salloum ve diğ., 2011).

2.2. Yapı-Zemin Etkileşimli Analiz Çalışmalarına Yönelik Literatür Araştırmaları

Yapılan bu tez çalışmasında betonarme yapıların tasarımında tercih edilen farklı taşıyıcı sistem türlerinin, yapı zemin etkileşimi ile incelenmesi konusu işlenmiştir. Çalışma kapsamında analiz işlemlerine tabi tutulacak olan yapı modelleri oluşturulurken yapılan literatür incelemesinden elde edilen bilgilerin yanı sıra; bilgi, birikim ve tecrübelerle bağli kalarak, aynı zamanda yönetmelik ve standartlarda belirtilen koşullar çerçevesinde tasarım ve analizler gerçekleştirilmiştir.

Literatürde yapılmış olan çalışmalar incelenirken yapı taşıyıcı sisteminin tasarımı, temel tasarımı, yapılara servis süreci boyunca etkimesi öngörülen yüklerin analiz modelleri üzerine tanımlanması, doğrusal ve doğrusal ötesi analiz yöntemlerinin seçimi, kullanılan analiz programları, yapı – zemin etkileşim türlerinin bilgisayar ortamındaki analizleri ve analiz sonuçlarında elde edilen parametrelerin yorumlanması vb. iş başlıkları bu bölüm içerisinde yapılan çalışmalardan elde edilen veriler ile desteklenmiştir.

Tez çalışmasının ikinci aşamasında, gerçekleştirilen çalışmanın birinci aşamasında betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin TGSK ile güçlendirilmesi sonucunda elde edilen elastik ötesi plastik deformasyonları ve genel yük-deplasman davranışını içeren tersinir tekrarlanır deprem yüklemesi etkisi altındaki genel yük – deplasman ilişkileri parametrize edilerek genelleştirilmiş ve SAP2000 programı üzerinde bir birleşim noktası mafsallaşma özelliği olarak tanımlanmıştır. Yapılan bu çalışma ile tez çalışmasının ikinci aşamasında farklı yapı modelleri için, farklı zemin türleri de dikkate alınarak, farklı statik itme etkisi altında kolon-kiriş birleşimleri bu teknikle güçlendirilen betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip yapıların analiz edilip performans düzeylerinin incelenmesi amaçlanmıştır. Yapılan kapsamlı literatür taraması sonucunda bu şekilde bir plastik mafsal modelinin oluşturulduğu, betonarme çerçeve yapıların deprem performansının farklı zemin türleri için yapı-zemin etkileşimi de dikkate alınarak incelendiği bir araştırmaya rastlanmamıştır. Tez çalışmasının ikinci aşamasında yürütülecek olan nümerik analiz çalışmasında elde edilen sonuçların da tez çalışmasının özgün değere sahip sonuçlarından bir diğeri olduğu düşünülmektedir.

Yapı-zemin etkileşimini gözeterek yapıların doğrusal ötesi sismik analizleri, literatürde çokça çalışılmış ve bu çalışmalarda OpenSees (2010), SAP2000, Perform3D gibi programlar sıklıkla tercih edilmiştir. Genel olarak üst yapı için yapılan analizlerde

tercih edilen bu programların, az sayıda da olsa güncel çalışmalarda yapı-zemin etkileşimli modellerde yüksek doğruluk ile sonuçlar ortaya koyduğu ispatlanmıştır. Kechidi ve ark. (2021) çalışmalarında OpenSees sonlu elemanlar yazılımını kullanarak 5 katlı çelik çerçevelerden oluşan bina modellerinin yapı-zemin etkileşimli ve etkileşimsiz sismik analiz sonuçlarını kıyaslamışlar ve sonuç olarak zemin amplifikasyonunun, deprem frekansının ve zemin rijitliğinin yapıların doğal titreşim periyoduna olan etkilerindeki farklılıkları ortaya koymuşlardır. Qiu ve diğ. (2019) zemin sıvılaşması senaryolarını da göz önünde bulundurdıkları çalışmalarında yapı-zemin etkileşimli sismik tepkileri irdelemişlerdir. Çalışma sonucunda öncelikle OpenSees programının, yapıların doğrusal olmayan yapı-zemin etkileşimli sismik tepkilerinin yüksek doğruluklu sonuçların elde edilmesine olanak sağladığı ortaya konulmuştur. Oldukça güncel olan Ghorbanzadeh ve diğ. (2022)'nin çalışmasında, 4, 8 ve 12 katlı betonarme binalarda kuvvetli kolon zayıf kiriş davranışının global yapı performansına olan etkisi yapı-zemin etkileşimi de düşünülerek modellenmiştir.

Yapıların sismik yüklere karşı davranışını inceleyen çalışmalarda genel olarak yapı-zemin bağlantı noktaları tam rijit (ankastre) kabul edilmekte, zeminin yapı davranışı üzerindeki etkisi ihmal edilmektedir (Karabörk ve diğ., 2007). Bu şekildeki bir kabulde temellerdeki dönme ve yer değiştirmeler ihmal edilmektedir. Hâlbuki hem statik yükler hem de dinamik yüklerin etkisi altında yapı zemin ile birlikte hareket etmekte ve özellikle dinamik yükleme esnasında temel sistemleri zemin üzerinde farklı konumlarda bulunabilmektedir. Bu nedenle yapı-zemin etkileşimi ihmal edilerek yapılan analizler tartışmaya açık olup, olumsuz sonuçlara neden olabilmektedir. Zemin davranışını temsil eden zemin modellerinin çoğu doğrusal olmayan, hiperbolik bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisine sahiptir. Hem zemin hem de yapı temel sistemlerinin davranışını yeterince doğru temsil edebilecek doğrusal olmayan gerilme – şekil değiştirme bağıntıları kullanarak, yapıların taşıyıcı sistemlerinde oluşacak etkilerin doğru şekilde belirlenebilmesi yapı-zemin etkileşimi analizlerinde temel hedeftir.

Literatürde OpenSees yazılımının kullanıldığı, yapı-zemin etkileşimini de içeren lineer olmayan analizlerde zemini modellemek için zeminin yoğunluğu, kayma dalgası hızı, poisson oranı parametreleri kullanılmaktadır. Analizlerde kullanılması gerekli olan zeminlerle ilgili diğer mukavemet ve rijitlik parametreleri (kohezyon, bulk modülü, içsel sürtünme açısı) ise mevcut olan bu değerlerden çeşitli korelasyon ve bağıntılar ile

hesaplanarak belirlenmektedir (Tavakoli ve diğ., 2019; Canini, 2020; Shahbazi ve diğ., 2020; Tavakoli ve diğ., 2020).

Kjørlaug ve ark. (2015) tarafından yapılan bu çalışmada, tek kazık temel üzerine kurulmuş megawatt ölçekli rüzgar türbinlerinin yatay ve düşey deprem etkileri altındaki dinamik tepkileri incelenmiştir. Yapılan analizler sonlu elemanlar yöntemi ile SAP2000 programı üzerinde gerçekleştirilmiştir. Yapının sonlu eleman modeli, sarsma tablası deneylerinden elde edilen verilere göre ve zemin modelinin deprem etkisi altındaki davranışları ise durgun durumdaki homojen zemin tabakaları üzerinde yapılan analitik çalışmalar sonucu elde edilen verilere göre oluşturulmuştur. Bu çalışmanın amacı, yapı-zemin etkileşimi göz önünde bulundurularak rüzgar türbinlerinin düşey deprem etkisi altındaki davranışlarını gözlemlemektir. Yapılan analizler hem homojen olmayan zemin tabakaları hem de derin zemin durumu göz önünde bulundurularak 3 adımlı analiz metodu ile uygulanmıştır. Ek olarak, yapı zemin etkileşimini doğru şekilde sağlayabilmek adına analizlerde dikkate alınan sönüm oranı yapılan zemin analizlerine göre uygulanmıştır. Yapılan analizler etkin yer ivmesinin kulenin tepesine doğru 2 kat arttığı görülmüştür. Bu ivme değerleri, türbin ya da kulenin yapısal bütünlüğüne hasar verebilir ya da deprem etkisinin sonra ermesi ile türbinde fonksiyon kaybı meydana gelebilir, bu nedenle düşey deprem etkisi rüzgar türbinlerinin tasarımında düşük ya da orta düzeyli deprem tehlike bölgelerinde bile aşamasında kritik bir yükleme durumudur.

Bu çalışmada Gökçe (2008), ilave perdeler ile güçlendirilmiş var olan bir binanın, temel etkileri dikkate alınarak yapılan performans değerlendirmesini sunmuştur. Binanın doğrusal olmayan statik analizine yapı-zemin etkileşimi dahil edilmiştir ve performans değerlendirmesi FEMA 440'ta yer alan Bölüm 6 ve Bölüm 8'e göre yapılmıştır. Analizler radye temel, sürekli temel, kısmi sürekli temel ve tekil temel gibi farklı temel tiplerini içermektedir. Zemin davranış modeli olarak, çekme almayan elastoplastik Winkler zemin modeli kullanılmıştır. Elasto-plastik Winkler zemin davranışı, sadece eksenel kuvvet alan ve eşdeğer eksenel rijitlikleri tanımlanmış, eşdeğer çubuk elemanlar tarafından sergilenmektedir. Statik itme analizinde, eşdeğer çubuk elemanların çekme limitleri sıfır alınmış ve basınç limitleri q_u maksimum zemin taşıma kapasitesinden hesaplanmıştır. Analizlerde radye temel, sürekli temel ve tekil temeller, lineer-elastik kabuk eleman olarak idealize edilmiştir. Tasarım deprem spektrumu kinematik zemin-yapı etkileşimi ve temel sönümü dikkate alınarak Fema440 Bölüm 8'e göre azaltılmıştır. Böylece

kinematik etkileşimden dolayı, serbest zemin hareket spektrumu, ampirik formüllerle hesaplanan çeşitli katsayılar ile çarpılarak temel altı hareket spektruma indirgenmiştir.

Bir çalışmada (Kuyumcu, 2011), değişerek yayılan yer hareketine maruz kablolu köprülerde zemin-yapı etkileşiminin stokastik davranışlar üzerindeki etkilerini içermektedir. Kablolu köprünün sonlu eleman modeli; köprü tabliyesi, kuleler ve kazık temel gruplarından oluşmaktadır. Zemin ise elastik kiriş Winkler modeli ile temsil edilmiştir. Yer tabakasının karmaşık yapısı, yapı sistemlerinin analizinde farklı noktadaki deprem hareketinin değişiminden doğan etkilerin dinamik analizde dikkate alınmasını gerekli yapar. Bu amaçla hazırlanan çalışma 3 bölümden oluşmaktadır. İlk olarak stokastik analiz formülasyonu, yer hareketinin değişerek yayılması, ikinci olarak stokastik analizde kullanılan yer hareket modeli tanımlanmış ve ayrıca zemin-kazık etkileşiminden bahsedilmiştir. Son olarak ise değişerek yayılan deprem etkileri için zemin-yapı etkileşimini içeren ve içermeyen kablolu köprünün analizi ile elde edilen tepki bileşenleri irdelenmektedir.

Bu tez çalışmasında Yurdakul (2011), üç eğrilikli sürtünmeli sarkaç mesnetli yapıların dinamik davranışına zemin eğilebilirliğinin etkisini incelemiştir. Bu amaçla, SAP2000 programında oluşturulan 8 katlı düzlem çerçeve modeli ve Gülburnu Köprüsü üzerinde çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Ele alınan bu çalışmanın ilk bölümünde genel bilgiler verilmiş; deprem izolatör sistemleri, bu sistemlere ait analitik modeller ve formülasyonlar sunulmuştur. Ele alınan çalışmanın ikinci bölümünde; literatürde daha önceden yapılmış olan çalışmalar hakkında kısaca bilgilendirme yapılmıştır. Tez kapsamında yapılan çalışmalar üç kısım halinde gerçekleştirilmiştir. İlk kısımda; üç eğrilikli sürtünmeli sarkaç mesnetli ve ankastre mesnetli olarak modellenen 8 katlı düzlem çerçevenin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılmıştır. İkinci kısımda; zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak üç eğrilikli sürtünmeli sarkaç mesnetli ve ankastre mesnetli olarak modellenen söz konusu düzlem çerçevenin zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Üçüncü kısımda ise sismik izolasyonsuz, tek eğrilikli sürtünmeli sarkaç ve üç eğrilikli sürtünmeli sarkaç mesnetlerini kullanarak sismik izolasyonu yapılan Gülburnu Köprüsü'nde sonlu elemanlar yöntemi kullanarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılmıştır.

Alkan (2012) tarafından yapılan bu tez çalışmasında; 1, 3 ve 5 kata sahip betonarme çerçeve yapısal taşıyıcı sisteme sahip yapılar, mevcut yapı stoğunu temsil

edecek şekilde tasarlanmış ve incelenmiştir. Bu yapıların her birinin Z1; Z2 ve Z3 yerel zemin sınıfı niteliğindeki bölgelerde inşa edilmesi durumu için parametrik bir inceleme gerçekleştirilmiştir. Doğrusal olmayan dinamik analizler için her biri yedi farklı yapay yer hareketinden oluşan ve TDY 2007 'de belirtilen tasarım spektrumları ile uyumlu olan toplam 21 farklı deprem hareketi üretilmiştir. Bu deprem hareketi gruplarının üretilmesi aşamasındaki sayısal hesaplamalar ise TARCHTS adlı bilgisayar programı aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. Tasarlanan yapı modellerinin ön boyutlandırması ve donatı seçimleri gibi ilk adım analizler piyasada ticari amaçlı statik projelerin oluşturulması amacı ile kullanılan bir paket program aracılığı ile uygulanmış, ardından oluşturulan tüm yapı modellerinin yapı zemin etkileşimsiz ve yapı zemin etkileşimli olarak çözümlenmesi ise SeismoStruct (SeismoSoft Ltd.) adlı bilgisayar yazılımı yardımıyla yapılmıştır. Bu adımda yapılan çözümlerlerin tamamında ise, hem geometrik açıdan hem de malzeme bakımından doğrusal olmayan yaklaşım benimsenmiştir. Karşılaştırmalı bir inceleme gerçekleştirebilmek amacıyla ilk olarak yapıların temel seviyesinde rijit bağlı oldukları, sonrasında ise üç değişik yerel zemin üzerinde bulunmalarının etkileri irdelenmiştir.

Bu çalışmada Kılıçer (2016), betonarme yapıların tasarımında yapı-zemin etkileşimi göz önünde bulundurulması üzerinde durmuştur. Bu hususta, basit bir kabul yöntemi olan Winkler yöntemi yerine literatürde daha gerçekçi sonuçlar sağladığı bilinen Geliştirilmiş Vlasov yöntemini kullanmıştır. Bu amaçla MATLAB üzerinden oluşturduğu bir yazılım ve SAP2000 programını eşzamanlı kullanarak bir çözüm sunmuştur. MATLAB üzerinde oluşturulmuş olan bu yazılım SAP2000 programının OAPI (Open Application Programming Interface) ara yüzü üzerinden işleme konulmuştur. Literatürde yapılmış olan bir çalışmadan alınan radye temel örneği üzerine bu çalışmadaki verileri işlemiştir. Yapılan analiz ve çözümler sonucunda; zemin modellerinin, zemin özelliklerinin, deprem parametrelerinin ve kat sayısının sonuçlar üzerindeki etkilerini irdelenmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen düşey taşıyıcı sistem üzerinde oluşan eksenel yükleri ve eğilme momentleri ile donatı elemanlarının oranları her zemin modeli için karşılaştırılmıştır. Yapı – zemin etkileşiminin betonarme yapıların tasarımında ihmal edilemeyecek düzeyde etkili olduğunu vurgulamıştır.

İncelenen bu doktora tezinde Karakaş (2017); yapı-zemin etkileşiminin yapısal davranış üzerindeki etkilerini gözlemleyebilmek adına elastik zemine oturan nükleer enerji santraline ait bir hiperbolik soğutma kulesinin parametrik serbest titreşim, simetrik

rüzgâr etkisinde statik ve deprem etkisinde dinamik analizleri gerçekleştirmiştir. Bu analizlere ek olarak, 1.5 MW rüzgar türbinini taşıyan modüler çelik kule ve betonarme temel sistemin optimum ekonomik tasarımı sağlayacak şekilde farklı rüzgâr ve zemin modelleri için Diferansiyel Gelişim (DE), Armoni Arama (HS) ve Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (TLBO) algoritmaları yardımıyla optimum tasarımları elde edilerek yapı-zemin etkileşiminin bu tür kule tipi yapıların optimum tasarımları üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu amaçla SAP2000 ticari yapısal analiz programının OAPI (Open Application Programing Interface) özelliği ve MATLAB programlama dili kullanılarak geliştirilmiş Vlasov elastik zemin modeliyle birlikte DE, HS ve TLBO algoritmalarının SAP2000 programıyla eş zamanlı kullanımını sağlayan bilgisayar programları geliştirilmiştir. Elastik zemin modeli kullanılarak elde edilen sayısal sonuçlar yapı-zemin etkileşimini dikkate almayan sonsuz rijit mesnet kabulünden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırıldığında, yapı-zemin etkileşiminin hiperbolik soğutma kulesinin frekans, kabuk-kolon kuvvet ve moment değerlerini ve rüzgar türbini taşıyıcı sistem optimum malzeme maliyetini önemli ölçüde etkilediği sonucuna varılmıştır.

Dawood (2019) tarafından yapılan çalışmada, Irak'taki LPG tanklarının UBC97 kodunu kullanarak statik ve zaman geçişi analizini sunmaktadır. Makalede, küresel depolama tankları Irak'ta tehlikeli LPG depolamak için yaygın olarak kullanıldığı, bu nedenle sismik eylemler için yeterli güvenliği sağlayacak biçimde tasarlanması gerektiği vurgulanmıştır. PGA'ya göre ölçeklendirilen El Centro deprem kayıtlarına ek olarak SIMQKE_GR programı kullanılarak üretilen üç yapay deprem kullanılarak zaman tanım aralığında analiz işlemi uygulanmıştır. Maysan'daki son deprem aktivitesi nedeniyle Irak'taki diğer tankları temsil edecek şekilde seçilen Maysan eyaletindeki mevcut bulunan bir tank üzerinde incelemeler yapılmıştır. Çalışma, tank yapısının dinamik ve statik tepkilerinin tahmin edilmesi için STAAD Pro programı kullanılarak sonlu eleman modellemesini içermektedir. Çalışma hem boş tank koşulları için hem de LPG ile %100 dolu çalışırken analizlere tabi tutulmuştur. Ayrıca çalışma kapsamında Irak'ta kullanılan LPG tanklarının özellikleri ve müsaade edilen gerilmelerin tanımı sunulmaktadır. Zaman tanım aralığında yapılan analizinin tank davranışı üzerinde önemli ölçüde etkili olduğu sonucuna ulaşılmıştır. Dinamik analizin önemini yansıtan yer değiştirmeler ve gerilmeler için 1.4 dinamik büyütme faktörü kullanılmıştır. Kürenin ve küre tankı taşıyan sütunların üzerinde oluşan gerilmeleri; izin verilen sınırı hafifçe aşan, küre / sütun bağlantısı hariç, izin verilen sınırlar dahilindeyken, çapraz elemanlardaki gerilmeler verimli sınır

değerlerini aşmış olduğu belirtilmiştir. Bu nedenle çift açılı çapraz elemanlarla desteklenmiş bölümlerin dinamik etkiler altındaki davranışlarının yetersiz olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

Yapı – zemin etkileşiminin incelenmesi üzerine hazırlanmış olan bu çalışmada, Al-Dayyeni (2019) SAP2000 programını kullanarak iki ve üç boyutta analiz işlemleri gerçekleştirmiştir. Yapısal hesap ve analizler yapılırken yapı ve zemin çözümlerin ayrı ayrı yapıldığından yakınan yazar, üst yapının analiz ve çözümlemesinde zemin etkilerinin göz önünde bulundurulmaması halde tasarımdaki eksikliklerin ne derece büyük olabileceğini vurgulamıştır. Çalışmada altı katlı ve altı açıklıklı olacak şekilde simetrik ve düzenli betonarme çerçeveler oluşturulmuştur. Farklı dinamik karakteristiklere sahip üç yapısal sistem, üç farklı homojen elastik özelliklere sahip zeminler üzerinde analiz edilmiş ve deprem etkilerine karşı tepkileri incelenmiştir. Aynı zamanda bu yapıların analiz sonuçları, aynı şekilde modellenmiş olan fakat zemine ankastre mesnetlendirilmiş olan modellerin sismik etkiler altında yapılan analizlerinden elde edilen sonuçlar ile kıyaslanmıştır. Yapı – zemin etkileşimi ile modellenmiş olan yapılar, tekil temel ve radye temel kullanılarak modellenirken zemin etkisi göz önünde bulundurulmayan yapılar ankastre mesnetli olarak analiz işlemlerine tabi tutulmuştur. Yapı – zemin etkileşimli olarak tasarlanan yapılarda Winkler modeli kullanılarak temel elemanlarının altına zemin yayları tanımlanmıştır. Yapıların dinamik etkiler altındaki analizleri, ASCE 7 – 10 ‘da verilmiş olan ivme spektrumları kullanılarak gerçekleştirilmiş, zaman tanım alanında yapılan analizlerde ise 1940 yılında yaşanmış olan El Centro depreminin ivme kaydı kullanılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde, zemin ile birlikte ele alınan modellerin mod periyotlarının dolaylı olarak uzadığı, kat deplasmanlarının arttığı ve taban kesme kuvveti değerlerinin de daha yüksek hesaplandığı görülmüştür.

Bu çalışmada Kamal ve ark. (2020), Endonezya'da, yürürlüğe giren son standart SNI 2833: 2016 yayınlanmadan önce inşa edilen köprülerin, depremlere karşı güvenliğini sağlamak için gözden geçirilmesinin gerekliliğini savunmuştur. Bu çalışmada, deprem yükleri nedeniyle köprü yapısını analiz etme ve değerlendirme yöntemi olarak doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizler kullanılmıştır. Yapı, 7 adet ölçeklendirilmiş ivme yer hareketi kaydı kullanılarak deprem yükleri etkisi altında ile analizlere tabi tutulmuştur. Analiz sonucunda, yedi farklı deprem kaydının hedef spektrum tepki değerlerine ölçeklendirme uygulanmıştır. Fakat bu yönetmelikte belirtilen şekilde

hazırlanan plastik mafsal sonuçları ve deprem hasarı değerleri üzerinde çeşitli incelemelerin yapılması gerekliliği vurgulanmıştır. Cisomang otoyol / ücretli köprüsünün analizine dayanan değerlendirme sonucu, taşıyıcı sistem davranış katsayısı değerinin (R) SNI 2833: 2016 standardının izin verilen değeri sınırında olduğunun altı çizilmiştir.

Yapılan çalışmada Arslan E. (2018a), yapı zemin etkileşimini dikkate alarak çalışmaya konu olan ayaklı bir su deposu modelini, zemin ve üst yapı etkilerini göz önünde bulundurarak doğrusal ötesi analizler ile incelemiştir. Geçerli sonuçların mantıklı bir düzeyde kıyaslanabilmesi için, hem doğrusal hem de doğrusal ötesi yöntemler kullanılarak zaman tanım alanında yapılan sismik analizlerde, harmonik ivme kayıtları ve gerçekte yaşanmış olan depremlerin yer ivme kayıtları kullanılmıştır. Doğrusal ötesi analizler uygulanırken, P-Delta etkilerini dikkate almak için düğümde bulunan kütlelerin P Delta etkisinden dolayı oluşturduğu momentler dış yük olarak verilmiştir. Doğrusal ve doğrusal ötesi kabuller ile uygulanan zaman tanım alanındaki analizlerden elde edilen tepe deplasmanları, taban kesme kuvvetleri ve yapıya ait devrilme momentleri karşılaştırılarak karşılaştırılmıştır.

Hazırlanmış olduğu bu tez çalışmasında Bayrami (2018), yapmış olduğu analizlerde kullanmış olduğu yapıların, üzerine inşa edilmesi öngörülen zeminin de sismik etkiler açısından üst yapı ile olan etkileşimini dikkate alarak taban izolasyonlu çelik elemanlardan oluşan taşıyıcı sisteme sahip yapıların sismik davranışlarını incelemiştir. Söz konusu bu çelik yapıların sismik analizlerinin uygulanması için SAP2000 programı kullanılmış ve bu program üzerinde öncelikle sayısal bir model hazırlanmıştır. Uygulanan deprem analizlerinde; zemin davranışının, sismik izolatörlerin sönümlleme etkisinin, sismik yüklerin ve üst yapı dinamiğinin yapı davranışları üzerindeki etkileri gözlemlenmiştir. Yapı – zemin etkileşimlerinin inceleneceği analiz uygulaması için zaman tanım alanında sismik analiz yöntemi kullanılmıştır. Çalışma kapsamında uygulanan analiz işlemleri, serbest titreşim ve zorlanmış titreşim olacak şekilde iki farklı şekilde gerçekleştirilmiştir. Sayısal değerlerin gerçekleşmiş bir deprem kaydından alındığı zaman tanım alanında gerçekleşmiş olan doğrusal ötesi analiz işlemlerinde, üst yapı ve sismik izolatörlerin tepkilerini doğrusal ötesi olarak, zemin davranışının ise doğrusal elastik olarak tanımlandığı belirtilmiştir. Sayısal çözümlemelerden elde edilmiş olan sonuçlara bakıldığında, yapıların doğal serbest titreşim periyodu, rölatif ötelenme ve taban kesme kuvvetleri gibi sismik analiz çıktıları

karşılaştırılmıştır. Ayrıca deprem etkilerine karşı oluşturulan zemin izolatör sisteminin performansını belirleyebilmek için, izolatör performans faktörü belirlenmiş, bu faktörden kullanılarak farklı zemin türleri için sismik sönümleyici performansı da test edilmiştir. Yapılan analiz işlemleri ardından ulaşılan sonuçlar, sismik sönümleyici bulunduran yapıların çözümleme hesapları ve tasarım basamaklarında, üst yapı ve zemin etkilerinin birlikte değerlendirilmesinin gerekliliği vurgulanmış ve bu konunun yönetmeliklerde belirtilen analiz ve hesap koşullarının üzerine ilave edilmesi hususunda dikkate alınması gerektiği önerilmiştir.

Bu çalışmada Arslan M. (2018b), farklı zemin türleri üzerine inşa edilmesi öngörülen çok katlı ve perdeli – çerçeveli taşıyıcı sisteme sahip yapı modellerinin yapı – zemin etkileşimlerini karşılaştırmalı olarak incelemek adına hem ankastre mesnetli hem de temel ile modellenmiş olan yapıları düşey deprem etkisi altında incelemeyi amaç edinmiştir. Yapılan çalışma TDY 2007 ‘de belirtilen hususlara bağlı kalınarak gerçekleştirilmiştir. 10 katlı olarak tasarlanan bu yapılar, taşıyıcı sistem davranış katsayıları $R = 7$ olacak şekilde tasarlanmış ve modellenmiştir. Düşey deprem etkisi altında yapısal tepki ve sismik davranışları gözlemlemek gayesi üzerine temellendirilen bu çalışmada; kullanılan deprem kayıtları özenle seçilmiştir. Bu durumun sebebi TDY 2007 ‘ye göre yapılan analizlerde, sismik etkiler altında incelenen yapılarda deprem etkisinin düşey bileşenlerinin göz önünde bulundurulmamasıdır. Yazar bu durumun önemini açıkça ifade edebilmek adına maksimum düşey / yatay deprem ivmesi oranları farklı olan 3 farklı yer ivmesi kaydını göz önünde bulundurmuştur. Ankastre mesnetli olarak modellenmiş olan yapı; çubuk ve kabul elemanlar kullanılarak süneklik düzeyi normal olarak modellenmiştir. Yapı – zemin etkileşiminin inceleneceği temel ile modellenmiş olan yapı ise direk metot kullanılarak modellenmiştir. Temellerin oturacağı zemin tabakası analiz işlemlerinin uygulanacağı program üzerinde solid elemanlar olarak modellenmiştir. Düşey doğrultudaki deprem yüklemesinin etkisini belirleyebilmek adına, taban kesme kuvveti, total devrilme momenti, taban eksenel kuvveti ve çatı deplasmanları gibi analiz çıktıları karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir. Sonuçlarda, her iki mesnetlendirme koşulu için yalnızca yatay yer hareketlerinin yanı sıra elde edilen yatay ve düşey yer hareketleri için elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak teze işlenmiştir. Bu durumda temel ile modellenen yapı – zemin etkileşimli olan modelin analiz sonucunda elde edilen parametrelerin daha kritik değerlere sahip olduğu görülmüştür.

Erdem (2019) yapmış olduğu çalışmada, kazıklı temele sahip olan Yeşilirmak köprüsünü ele almış ve yapı – zemin etkileşimi çerçevesinde incelemiştir. Bu yapı, hem üst yapı v kazıklı temeller işe birlikte modellenerek analiz işlemlerine tabi tutulmuş, hem de yalnızca zemin yapısı ele alınarak oluşturulan sonlu eleman analiz modeli üzerine üst yapıdan gelen tesirler yüklenmiş ve temel yapısı ayrıca değerlendirilmiştir. Yapılan bu değerlendirmeler zaman tanım alanında sismik analiz yöntemleri ile uygulanan çözümlemeler sonucundan elde edilen çıktılar ile gerçekleştirilmiştir. Yeşilirmak Köprüsü, üç sıra fore kazıklı temeller üzerine inşa edilmiş olan bir yapıdır. Köprü kazıkları, yeraltı su seviyesinin altında kalan sert kil içerisine kadar uzanacak şekilde tasarlanmış temeller olarak kabul edilmiştir. Yapılan analiz işlemleri, SAP2000 üzerinde gerçekleştirilmiştir. Yapının üzerinde bulunduğu zemini doğrusal ötesi davranış sergileyen bir zemin modeli olarak programa tanıtabilmek için p -y yöntemi ile deplasman değerleri belirlenmiştir. Samsun ili çarşamba ilçesinde yer alan köprü, bu lokasyona yakın olan fay uzaklığı ve fay türüne bağlı olarak belirlenen deprem parametreleri göz önünde bulundurularak deprem yükleri belirlenmiştir. Ayrıca, LPile yazılımında, her sıradaki kazıklar ayrı olarak modellenerek kazıklar üzerindeki moment, kesme ve deplasman değerlerinin karşılaştırılması yapılmış ve deprem yükleri altında kazık, temel ve yapı etkileşimi ile tek olarak modellenen kazık davranışı arasındaki farklar sonuçlar bölümünde sunulmuştur.

Yapılan bu çalışmada Ulusoy (2019); her birinin periyot değerleri farklı olacak şekilde ve darbe titreşimi içermeyen 60 adet deprem ivme kaydı elde etmiş ve bu sismik kayıtları kullanarak farklı serbestlik derecelerine sahip yapı modellerine uygulayarak zaman tanım alanında sismik analiz işlemleri gerçekleştirmiştir. Çalışma kapsamında yapılan analizlerin sonuçlarında göz önünde bulundurulan sismik ivme kayıtları altında ele alınan yapı modellerinin maksimum tepkileri karşılaştırmalı olarak gözlemlenmiştir. Çalışmada incelenen yapı modelleri üzerine uygulanan ivme değerlerine karşı yapının tepkileri, PID kontrolcüsü kullanılarak ölçülmüştür. PID kalibrasyonu yapılırken ve kontrol parametreleri belirlenirken üç farklı metasazgisel algorithmadan faydalanılmıştır. Kullanılan bu metasezisel algorithmalar; Jaya algoritması, Öğretme – Öğrenme algoritması ve Çiçek Tozlaşma algoritmasıdır. Bu sistem kullanılarak yapı – zemin etkileşimi ile ve bu etkileşim olmadan tasarlanan, her katında aktif tendon bulunduran yapı modelleri; ilk olarak PID limitini aşamayacak şekilde belirlenmiş olan kontrol kuvveti ile daha sonra ise önceden belirlenmiş olan ivme – zaman yüklemeleri uygulanmış ve bu yüklemeler

altında her model için tepki değerleri ölçülmüştür. Yapı modelleri üzerinde kontrol kuvveti ile oluşan toplam maksimum ivme değerinin optimizasyonu için çok katlı yapı modellerine sismik izolatörler uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar gözlemlendiğinde; kontrolcünün üzerine tanımlanan parametrelerin, metasezgisel algoritmalar ile başarılı olduğu ve yapı reaksiyonlarında kayda değer azalışların meydana geldiği ispatlanmıştır.

Yapılan bu çalışmada Daloğlu ve ark. (2016), yapı – zemin etkileşiminin, çelik uzay kafes sistemlerinin optimum tasarımı üzerindeki etkisini metasezgisel algoritmaları kullanılarak araştırmışlardır. Yapı – zemin etkileşimini birleştirmek için üç parametrelilik elastik temel modeli kullanılır. MATLAB kullanılarak, tüm optimizasyon prosedürlerinde iki yönlü veri akışı için SAP2000-OAPI (Açık Uygulama Programlama Ara yüzü) ile etkileşime giren bir bilgisayar yazılımı geliştirilmiştir. Uzay kafes sistemlerin optimum tasarımı LRFD-AISC (Yük Dayanım Katsayılarına Göre Tasarım Yöntemi, Amerikan Çelik Konstrüksiyon Enstitüsü) özel durumlarına göre formülize edilmiştir. Temel modelinin parametreleri, zemin yüzeyindeki yer değiştirmeleri kullanılarak elde edilmiştir. Yapı – zemin etkileşimi ile incelenen yapılarda, daha ağır kafes sistemlerin tasarımına gerek duyulmasına ve yöntemin pratik amaçlar için daha uygun sonuçlar verebileceği sonucuna varılmıştır.

Hazırlanmış olan bu çalışmada Farghaly ve ark. (2013); binaların, sismik etkiler altında olduğu sırada zeminin dinamik özelliklerinde meydana gelen değişikliklerden dolayı yapı – zemin etkileşimine karşı hassas olduğu belirtilmiş ve bu zararlı etki nedeniyle, hazırlanmış olan bu makale, hasar kontrolünü sağlamak ve ele alınan binaların sismik etkiler altındaki güvenliğini artırmak için binaların güçlü sismik etkiler altında yer hareketlerine olan tepkileri üzerindeki zemin yapısı etkileşim etkisini açıklamayı amaçlamaktadır. Büyük bir deprem yer hareketi altında doğrusal olmayan yapı – temel - zemin modellerinin üç boyutlu zaman tanım alanında sismik etkiler altındaki analizini gerçekleştirmek için SAP2000 programı kullanılarak histeretik yüklemeli bir dinamik analiz gerçekleştirilmiş ve sonuçlar, yapı - zemin etkileşimini yapının ve dahi yapı elemanlarının analiz ve tasarımı aşamasında hesaplara dahil etmenin, performans ve üst yapı deplasman tepkisini daha doğru tahmin etme olasılığı sağlar. Bu durumun aksine yazarlar çalışmadan elde ettikleri sonuçları değerlendirerek, binaların esnek temelleri, rijit temel bulunduran yapılara kıyasla üst yapı tepkisinin iç kuvvetlerinde belirgin bir

azalma sağlayarak binaların yapısal davranışları üzerinde belirgin bir etkiye sahip olduğu sonucuna varmışlardır.

Ele alınan bu çalışmada Farouk ve ark. (2014), yapıların statik analizler ile taşıyıcı sistemlerinin tasarımını yapan mühendislerin çoğu, temelleri yapısal modellerde mafsallı veya sabit mesnetler olarak kabul ettiklerinden yakınmaktadırlar. Bu duruma ilave olarak da tasarım mühendislerinin bazen zemini, yatak katsayısı k_s modülüne ($\text{kN} / \text{m}^2 / \text{m}$) eşit olan yay katsayısı K (kN / m) olan bir yay grubu olarak kabul ettiklerinden de bahsetmişlerdir. Tasarımcıların bu modülü ACI tarafından önerilen hesaplama yöntemi gibi yapı – zemin etkileşimini dikkate almayan farklı yollara başvurarak kullandıkları belirtilmiştir. ACI, izin verilen taşıma kapasitesini 1.0 cm varsayılan oturma veya hesaplanan oturma ile yapı – zemin etkileşimi olmadan alan değerine bölerek k_s değerinin hesaplanabildiği de yaygın olarak bilinmektedir. Bu makale, yapı – zemin etkileşiminin yatak katsayısı modülü üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Genellikle tasarımcıların, kenar için K 'nin iç olanın yarısı olduğunu ve köşenin çeyrek olduğunu varsaydıklarının altını çizen yazarlar; k_s değerinin temeller altına eşit olarak dağılmadığı gerçeğinin göz ardı edildiğini bildirmişlerdir. Yapı – zemin etkileşimi göz önüne alındığında, kolonlardaki oluşması öngörülen eksenel kuvvetlerde nispeten doğru olmayan değişikliklerin meydana geldiğini savunmuşlardır. Uygulanan bu temel modelinin düzlemsel çerçeveler için düşünüldüğü durumlar için oluşan bu değişiklik dış kolonlarda artışa ve iç sütunlarda azalmaya yol açmıştır. Karmaşık yapısal sistemler için kolonlardaki eksenel yüklerin dağılımı tahmin edilemez. Normal kuvvetlerdeki değişiklik, sonuçta ortaya çıkan gerilmeleri ve oturma miktarlarını değiştirir ve bu da sonuçta ortaya çıkan k_s değerlerini değiştirir. Doğru hesaplamayı basitleştirmek için bu konuda daha fazla araştırmaya ihtiyaç duyulduğunun önemine değinen yazarlar, günümüzde zemin, temeller ve üst yapının etkileşimini birlikte göz önünde bulundurabilen bir jeoteknik sonlu elemanlar programının kullanılması şiddetle tavsiye etmişlerdir.

Güllü ve ark. (2014) tarafından hazırlanmış olan bu çalışma, dinamik yapı – zemin etkileşimi (SSI) metodolojisine dayanan bir yapı üzerindeki zemin yapısı rezonans etkilerini 2D sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanarak doğrudan yöntem konfigürasyonu ile araştırmayı amaçlamıştır. Araştırma, özellikle rezonans durumuna geçebilecek şekilde ayarlanan dört zemin yapısı modelinin sayısal uygulamasına

odaklanmıştır. Bu modeller, alternatif kalınlıkları 0, 25, 50 ve 75 m olan tek katmanlı homojen zeminleri ve zemin hızı değerleri (PGV) 300, 600, 900 m / sa olan ve genişliği 1400 m olan bir zemin üzerine oturan, orta yükseklikteki 6 katlı ve üç açıklıklı olarak modellenen bir betonarme yapı, bu çalışma kapsamında yapılan analizlerde incelenmiştir. Altyapı, düzlem şekil değiştirme ile modellenmiştir. Yaygın olarak bilinen ve güçlü bir sismik kayıt olarak tanınmış olan yer hareketi kaydı olan 1940 El Centro Depremi, zaman tanım alanında sismik etkiler altında doğrusal ötesi olarak uygulanan analizin dinamik yüklemesi olarak kullanılmış ve yapıyı etkileyen genlikler, kesme kuvvetleri ve momentler rezonans altında hesaplanmıştır. FEM modellemesinin yapı – zemin etkileşimine uygulanabilirliği ve doğruluğu Shake programının saha tepki analizi ile doğrulanmıştır. Sonuçlar, yapı üzerindeki rezonans etkisinin, artan zemin tabakası kalınlığı ile birlikte zemin amplifikasyonu ile ön plana çıktığını göstermektedir. Zemin tabakası iyi mühendislik özelliklerine sahip olsa da, rezonans altındaki yapının zemin katının, rezonansa girmiş olan daha büyük zemin tabakası kalınlıklarından muzdarip olduğu bulunmuştur. Kesme kuvvetlerindeki artış oranı, yapının orta katları üzerinde daha belirgindir, bu da depreme maruz kalan orta yükseklikteki binalarda bulunan ağır hasarın açıklanmasına katkı sağlayabilir. Bu çalışmada elde edilen bulgular yapı – zemin etkileşimini yapı üzerindeki rezonans etkisinin önemini açıkça ortaya koymaktadır ve rezonansa karşı yönetmeliklerde belirtilen hükümler hakkında bir fikir edinmede faydalı olabilir.

Massumi ve ark. (2007) bu çalışmada, rijit olmayan bir zeminde sabit temelli sütunlar olarak kurulan yapı yapılarının modellenmesinde yapı - zemin etkileşiminin rijit bir temel üzerindeki etkilerinin ihmal edilmesi, sismik analizlerden elde edilen yanıtların gerçek yapıdakilerden farklı olabileceği endişesi meydana getirebileceğini savunmaktadırlar. İran Binaların Depreme Dayanıklı Tasarımı Uygulama Esasları (Standart No. 2800-05) yapı – zemin etkileşimini açıkça ele almadığından, bu etkileşimin, sünek moment dirençli çerçeveler ile tasarlanmış ve yüklenmiş betonarme binaların davranışları üzerindeki etkileri İran Yapı Yönetmeliklerine göre, bu araştırmada, doğrudan yapı – zemin etkileşim yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Bu amaca ulaşmak için, deprem riski yüksek bir bölgedeki tipik binaları temsil eden 3, 5, 7 ve 10 katlı binalardan oluşan dört tip yapı; 2800-05 sayılı İran Standardında sınıflandırıldığı gibi II, III ve IV tip zemin sınıflarını temsil eden üç tip zeminle birlikte modellenmiştir. Sünek betonarme moment aktaran çerçeveler ile tasarlanan yapılar, sabit mesnetli yapılar olarak,

bir kez yapı – zemin etkileşimi olmadan ve bir dahaki sefere doğrudan yapı – zemin etkileşimlerini dikkate alarak modellenmiş ve farklı deprem kayıtlarına tabi tutulmuştur. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar, zemin tipi IV hakkında beş kattan ve zemin türü III hakkında yedi kattan daha yüksek binalarda sismik tasarım için yapı - zemin etkileşiminin dikkate alınmasının gerekliliği ispatlanmıştır.

Hazırlanan bu çalışmada Patel ve ark. (2011); yazılım araçlarının günümüzde, analizler için köklü yöntemlerin bulundurmadığını, ve durumun bu yazılımlar kullanılarak tasarlanan yapılar adına gözlemlenebilecek yapısal sorunlar için çok önemli hale geldiğini belirtmişlerdir. Yapı – zemin etkileşimi ile yapılan analizlerde, analizle ilgili tüm bilgilerin araştırma seviyesine kadar kaldığı ve uygulamaya geçmediği de bu çalışmada belirtilmiş olan benzer bir sorundur. Bu çalışmada, sonlu elemanlar yöntemi ile yüksek betonarme su deposu, yapı – zemin etkileşimi dikkate alınarak modellenmiş ve analiz edilmiştir. Tankın tabanına zemin etkisini sağlayabilmek için yaygın olarak kullanılan koni modeli ve elastik katı modelleme teknikleri seçilmiştir. İlk yöntemde, su tankının tabanında eşdeğer yay modeli kullanılmış ve diğer zeminler için elastik katı gövde olarak modellenmiştir. Her iki yöntemin etkinliği ve çıktı sonuçları karşılaştırılmış, ardında SAP2000 yapısal analiz yazılımı kullanılarak modelleme teknikleri arasındaki kontrast karşılaştırılmıştır.

İzlanda ‘da yapılmış olan bir çalışmada Garðarsson (2012); kompakt çakıllı zeminlerin üzerinde inşa edilmiş yapılara İzlanda ‘da sıklıkla rastlanıldığını belirtmiştir. Bu zemin tabakasının kalın olduğu bölgelere inşa edilen kazıklar üzerine temellendirilmiş yapıların bulunmasının daha yaygın olduğu global temel yöntemlerinden farklıdır. Bu çalışmanın konusu genellikle yapı – zemin etkileşimi olarak adlandırılan bir olgudur, yani kalın bir çakıllı zemin tabakasına ait dinamik özelliklerinin göz önünde bulundurulduğu bir yapının dinamik özellikleri ile birlikte nasıl çalıştığı incelenmiştir. Yapılan çalışmada, 13 katlı betonarme bir konut binası incelenmiştir. Yapının taşıyıcı sisteminin tanımlaması, veri setinden elde edilen deprem kayıtlarına dayanılarak gerçekleştirilmiştir. Binanın üzerine inşa edildiği 7 metre kalınlığındaki çakıllı zemin tabakasının dinamik özellikleri incelenmiştir. Bina, SAP2000 sonlu eleman programı kullanılarak modellenmiştir. Zemin yapısının dinamik özellikleri, bina için yay mesnetler kullanılarak incelenmiş ve sabit mesnetli bir binaya kıyasla dinamik özelliklerdeki genel farklılıklar değerlendirilmiştir. Yay mesnetlerini içeren yapısal model; modelin, yapının dinamik

özelliklerini temsil etmesini sağlamak için yapının sistem tanımlamasından elde edilen sonuçlara göre kalibre edilmiştir. Daha sonra sabit mesnetlendirilmiş ve yaylarla mesnetlendirilmiş model için tepki spektrumu analizi yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonlu eleman modeli ile tahmin edilen yapının doğal frekanslarının önemli ölçüde destekleyici koşullara bağlı olduğu bulunmuştur. Mod birleştirme analizi, dinamik kuvvetlerin yay mesnetli model için sabit mesnetli modelden önemli ölçüde daha yüksek olduğunu göstermiştir. Bu nedenle, betonarme yapıların tasarım sürecinde, yapıların modellenip analiz edildiğinde zeminin dinamik özelliklerinin etkisini dikkate almak önemli olduğunun da altı çizilmiştir.

Bu çalışmada Tabatabaiefar ve ark. (2014), zeminin ve yapının davranışını aynı titizlikle ele alan gelişmiş bir sayısal yapı – zemin modeli geliştirmişlerdir. Önerilen sayısal yapı – zemin modeli, deneysel sarsma tablası deneyleri yapılarak incelenmiş ve doğrulanmıştır. Bu amaca ulaşmak için, dört ölçekli deprem ivme kayıtlarının etkisi altında fiziksel sabit tabanlı (sallama masasının üzerine doğrudan sabitlenmiş yapı) ve esnek taban (zemin ve yapı dikkate alınarak) modeller üzerinde bir dizi deneysel sarsma tablası deneyi yapılmış ve sonuçlar ölçülmüştür. Deneysel sonuçlar ile sayısal analiz tahminleri karşılaştırıldığında, sayısal tahminler ve laboratuvar ölçümlerinin iyi bir uyum içinde olduğu bu çalışma sonuçlarında kaydedilmiştir. Dolayısıyla, önerilen sayısal yapı – zemin modeli, daha fazla sayısal yapı – zemin etkileşimi araştırma çalışmaları için kullanılabilecek yeterli doğrulukta geçerli ve nitelikli bir simülasyon yöntemidir. Sabit mesnet ve esnek zemin modellerinin yanal ötelenmelerinin öngörülen ve gözlenen değerlerine dayanarak, esnek zemin modelinin yanal deplasmanları, sabit mesnetli modele kıyasla belirgin şekilde yükselmiştir. Yanal ötelenme amplifikasyonlarının bir sonucu olarak, ölçekli yapısal modelin performans seviyesinin önemli ölçüde değiştiği ve yapı – zemin etkileşiminin göz önünde bulundurulmadan yapı tasarımı işlemlerinin uygulanması durumunun güvenliği tehdit edebileceği gözlemlenmiştir.

Kathrotiya ve ark. (2016) bu çalışmada; mevcut yapılarda sıklıkla görülebilen bir taşıyıcı sisteme sahip çok katlı ve radye temelli olarak modellenmiş yapıları yumuşak, orta sert ve sert zeminler gibi zeminler üzerinde farklı varyasyonlar ile tasarlanabileceğinden bahsetmişlerdir. Burada üç farklı zemin türüne, yani sert zemin, orta sert zemin ve yumuşak zemine oturan radye temelli çok katlı binadaki sismik tepki parametrelerini karşılaştırmak için bir girişimde bulunulmuştur. Ayrıca, zemin

esnekliğinin radye temel üzerine oturan yapı çerçevelerinin performansı üzerindeki etkisini gözlemleyebilmek için bu çalışma gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmada, dönemin en güncel SAP2000 versiyonu kullanılarak farklı zemin türüne oturan radye temelli çok katlı binanın sismik tepkilerinin karşılaştırması yapılmıştır. Bina hem dikey yüklere hem de yatay yüklere maruz kalmaktadır. Dikey yükler kiriş, kolon, döşeme vb. yapısal bileşenlerin ölü yüklerden meydana gelmektedir. Yatay yükler ise sismik ivme yüklemesi sonucu oluşan eylemsizlik durumundan meydana gelir. Bu nedenle, bu çok katlı yapı, IS 456-2000 uyarınca belirtilen hareketli yükler, ölü yükler ve IS 18930-1993 uyarınca belirlenen sismik yükler altında tasarlanmıştır. Bina SAP2000 yazılımı kullanılarak maksimum ve minimum eğilme momenti ve kesme kuvveti açısından analiz edilmiştir.

Bu çalışmada Liu ve ark. (2012); basitleştirilmiş bir yöntem olarak kullandıkları statik itme analizi yöntemini, yapıların doğrusal olmayan sismik analizi ve sismik kuvvet direnç kapasitesinin değerlendirilmesinde yaygın olarak kullanıldığı için kendi yapı modelleri üzerine de uygulamışlardır. Bu nedenle, yapı – zemin etkileşimi, sisteminin doğrusal olmayan sismik analizi için statik itme yöntemi bu çalışmaya göre uyarlanmış ve benimsenmiştir. İlk olarak, geleneksel statik itme yöntemi yapı – zemin etkileşimi ile oluşturulmuş olan sisteminin doğrusal olmayan sismik analizi için daha uygun olacak şekilde modifiye edilmiştir. Daha sonra statik itme analizi için bir elasto-plastik analiz modeli tasarlanmıştır. Çerçevesel taşıyıcı sisteme sahip yapılar, çeşitli temel koşulları dikkate alınarak analiz edilmiştir. Bu makaledeki yapılan mevcut araştırmaya dayanarak, uyarlanmış bir statik itme yöntemi geliştirilmiş ve uygulama alanı da genişletilmiştir. Çalışma sonucunda ise yapı – zemin etkileşiminin göz önünde bulundurularak tasarlanana yapıların elasto-plastik sismik yük kapasitesine karşı etki düzeyi belirlenmiştir.

Bu tez çalışmasından üretilen yayında TBDY2018 (2018)'e göre belirlenmiş 3 farklı taşıyıcı sisteme sahip ve 3 farklı temel tipine sahip 20 katlı 9 adet bina modelinin taşıma düşü düşük zemin üzerine inşa edilmesi senaryosu ile sismik tepkileri kıyaslanmıştır. Gerçekleştirilen doğrusal ötesi statik itme analizleri sonuçlarında taşıma gücü düşük zeminlere inşa edilecek yüksek binaların tasarımlarında veya güçlendirilmesi aşamalarında yapı-zemin etkileşimli analizlerin önemi vurgulanmıştır (Doğan ve Erkan, 2024).

3. MATERYAL ve YÖNTEM

Kesme donatısı yetersiz, düşük beton basınç dayanımına sahip betonarme kolon-kiriş birleşim düğümlerinin güçlendirilmesi için TGSK (Tekstille Güçlendirilmiş Sıva Katmanı) yöntemi ile bir güçlendirme metodunun geliştirilmesi amacıyla gerçekleştirilen bu tez çalışmasında kapsamlı bir deneysel çalışma yürütülmüştür. Çalışmanın birinci aşamasında deprem performansı yetersiz betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin TGSK ile güçlendirilmesinde kullanılabilecek optimum şerit genişliği, şerit aralığının belirlenmesi, çalışmanın başlıca hedeflerindendir (dayanım ve süneklik açısından yeterli, malzeme kullanımı açısından da ekonomik olanı). Ayrıca tekstil ile takviye edilen sıva şeritler yerine betonarme kolon-kiriş birleşiminin tamamen tekstil ile takviye edilen sıva katmanı ile sargılanması uygulaması kullanılarak yapılan güçlendirme detaylarının da kıyaslanması amaçlanmıştır. Projenin birinci aşamasında yürütülecek olan deneysel çalışma ile deprem performansı yetersiz kolon-kiriş birleşim düğümlerinin tekstil ile takviye edilmiş sıva katmanı yöntemi ile optimum bir şekilde güçlendirilmesi için bir çözüm geliştirilmesi tez çalışmasının temel amaçlarından biridir. Elde edilen deneysel verilerden kolon-kiriş birleşim bölgesinin güçlendirme sonrası değişen plastik mafsallık özellikleri sayısal olarak elde edilecek ve ABAQUS sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak yapılacak modelleme ile deneylerde kullanılmayan farklı tekstil örgü düzeni ve boyuna donatı oranı değişimi için de analiz çalışması yapılacak ve deney elemanlarının güçlendirme sonrası davranışı ayrıntılı olarak incelenecektir. ABAQUS analizleri sonrası elde edilen plastik mafsallık verileri kullanılarak makro model analizleri yürütülecektir.

Yürütülen deneysel çalışma sonucunda elde edilen veriler kullanılarak TGSK ile güçlendirilmiş betonarme kolon-kiriş birleşim düğümleri için SAP2000 yazılımı üzerinde birer bağlantı düğümü modeli nonlinear link olarak tanımlanmıştır. Oluşturulan olan bu yeni birleşim modeli tez çalışmasının birinci aşamasında güçlendirilmiş betonarme kolon-kiriş birleşim düğümleri için elde edilen tüm elastik ötesi plastik özellikleri de içeren bir mafsallık özelliğindedir. Ayrıca ABAQUS yazılımı yardımıyla, farklı eksenel yük ve bu eksenel yüklere göre değişen moment-dönme ya da moment-eğrilik kapasiteleri için veri seti genişletilmiş ve deney elemanlarının yükleme altındaki davranışı ayrıntılı olarak incelenmiştir. Geliştirilen yeni plastik mafsallık özelliği ile SAP2000 yazılımı kullanılarak farklı deprem yükleri etkisi altında farklı yapısal sistemlerin geliştirilen güçlendirme tekniğinin kullanılması durumunda lineer olmayan statik itme analizleri

yapılarak uygulanan güçlendirme tekniği 4, 8 ve 12 katlı 2 boyutlu yapısal sistemlerin performansı ve doğrusal ötesi davranışı üzerindeki etkileri incelenmiştir.

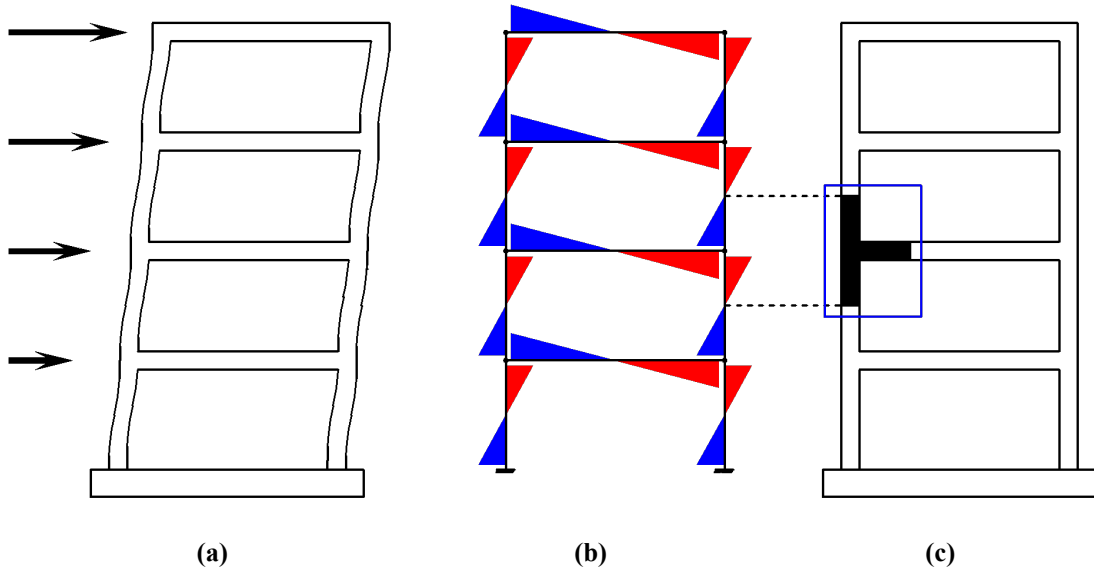
Tez çalışmasının üçüncü aşamasında modellerde yapı-zemin etkileşimi de dikkate alınmış ve SAP2000 yazılımı ile yapılacak olan analizlerde temel tabanı altında farklı zemin türleri bulunan yapıların lineer olmayan statik itme analizleri ile farklı zemin sınıflarının ve bu zemin sınıflarının sınır durumlarını temsil eden farklı özelliklerinin güçlendirilmiş yapısal sistemlerin deprem davranışı ve deprem performansları üzerindeki etkileri de yorumlanmıştır.

3.1. Deneysel Çalışma

Beton basınç dayanımı yetersizliği, kesme donatısı yetersizliği bulunan betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin deprem yüklemesi etkisi altındaki genel yük-deplasman davranışlarının belirlenmesi ve deprem performanslarının iyileştirilmesi için TGSK yöntemi ile güçlendirilmesine yönelik olarak kurgulanan bu tez çalışmasının birinci aşamasında bir deneysel çalışma planlanmıştır. Deneysel çalışmada gerçekte var olabilecek standart bir betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip yapıda çerçeve kenar aks kolon-kiriş birleşim düğümü göz önünde bulundurularak deney elemanlarının tasarımı yapılmıştır. Deney elemanları, planlanan güçlendirme uygulamaları ardından artımsal histeretik yüklemeye tabi tutulmuş ve kiriş ucu yük-deplasman eğrileri elde edilmiştir. Bu eğriler, tez kapsamında gerçekleştirilen analitik çalışmalarda kullanılmıştır.

3.1.1. Deney Numunelerinin Tasarımı

Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme davranışı ve güçlendirilmesi üzerine gerçekleştirilen deneysel çalışmada deney numuneleri, gerçek bir binada mevcut bulunabilecek bir birleşim detayından kesit alınmışçasına modellenmiştir. Yanal yükler etkisi altındaki yapısal bir sistem üzerinde oluşabilecek moment diyagramlarında moment değerinin sıfır olduğu noktalardan kesilerek bir kat yüksekliği boyunda bir kolon ve buna orta noktasından saplanan bir kiriş şeklinde deney numuneleri tasarlanmıştır. Deney elemanındaki kolon yüksekliğinin bir kat yüksekliğine eşit olmasının sebebi, kolon alt ve üst uçlarının gerçek bir yapıda kat ortasındaki moment sıfır noktalarına karşılık geliyor olmasıdır. Daha detaylı anlatılacak olursa deney numuneleri, Şekil 3.1’de temsili olarak oluşturulan ve yanal yükler etkisindeki tek açıklıklı ve 4 katlı betonarme bir çerçeve sistemin deformasyon ve buna bağlı moment grafikleri ile bağdaştırılarak gösterilmiştir.



Şekil 3.1. Deney numunelerinin çok katlı bir yapısal çerçeve üzerindeki temsili gösterimi, **a)** Yanal yük etkisindeki çerçevenin deforme olmuş hali, **b)** Bu çerçeveye ait moment diyagramları, **c)** Deney numunesinin yapısal sistem üzerindeki gösterimi.

Tezin deneysel çalışma aşamasında beton basınç dayanımı yetersizliği, kesme donatısı yetersizliği bulunan betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin deprem yüklemesi etkisi altındaki genel yük-deplasman davranışlarının belirlenmesi ve deprem performanslarının iyileştirilmesi için TGSK yöntemi ile güçlendirilmesine yönelik olarak bir deneysel çalışma planlanmıştır. Deneysel çalışmada gerçekte var olabilecek standart bir betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip yapıda çerçeve dış kolon-kiriş birleşim düğümü göz önünde bulundurularak bir deney elemanı tasarımı yapılmıştır. Bilindiği gibi orta kolon (iç aks) düğüm noktası deneyleri kenar kolon (kenar aks) düğüm noktasına göre yapılması daha zor olan deneylerdir. Ayrıca mevcut bir betonarme binada iç aks kolon-kiriş birleşimlerinin TGSK ile güçlendirilmesi pratik değildir. Bu nedenle bu çalışmada bina dış akslarının kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesinin performansa olan getirisi sınanmış olacaktır.

Şekil 3.1’de gösterildiği üzere “T” şeklinde deney numuneleri üretilip güçlendirilmesi ve histeretik yükleme deneylerine tabi tutulması planlanmıştır. Deney programı için toplamda 8 adet numune üretilmiştir. Bunlardan 2 tanesi güçlendirilmemiş referans numune, 6 tanesi de güçlendirilmiş referans numunedir. Referans numunelerden bir tanesi TBDY 2018 tasarım kriterlerini karşılayan, beton dayanımı güçlendirilecek numunelere kıyasla daha yüksek, kolon-kiriş birleşim bölgesinde yeterli sargı donatısına sahip bir numune iyi referans olarak üretilmiştir. Geriye kalan numunelerin tümü, beton

dayanımları düşük ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinde yeterli sargı donatısı bulundurmayan elemanlar olarak üretilmiştir. Zayıf olarak üretilen numunelerden bir tanesi de kötü referans olarak seçilmiştir. Böylece güçlendirme uygulanan numuneler için bir alt sınır referansı ve güçlendirme ile dayanımına ulaşılacak ve/veya aşılacak olan bir hedef referansı oluşturulmuştur.

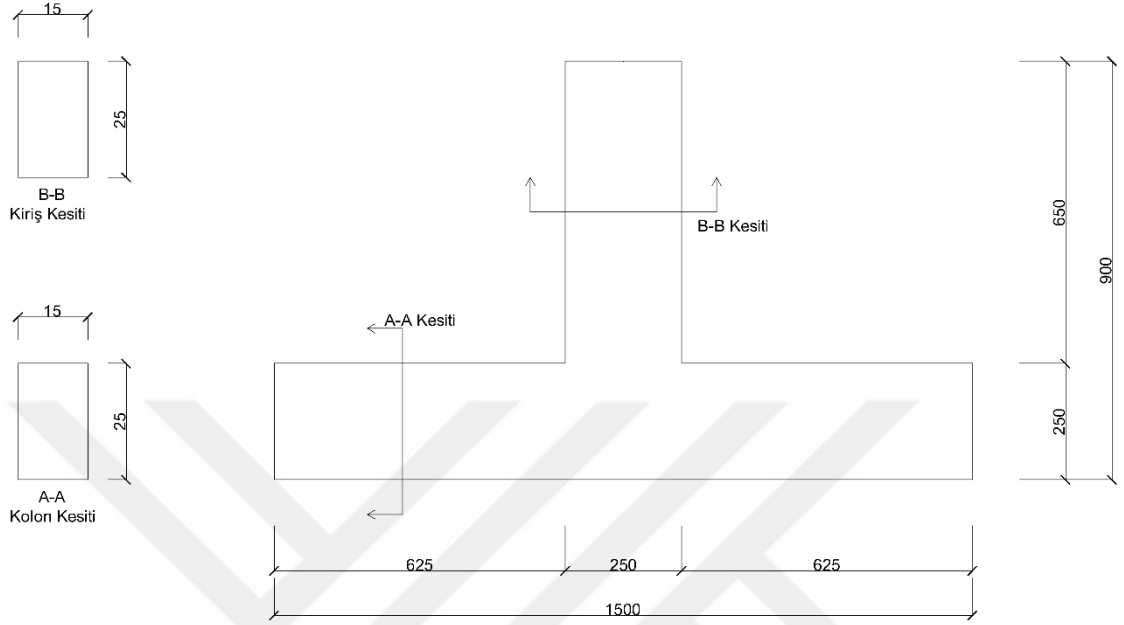
Deney numunelerinin güçlendirilmesi hususunda daha önce de belirtildiği üzere Tekstil ile Güçlendirilmiş Sıva Katmanı (TGSK) kullanılmıştır. Bu yöntem, file formundaki lifli polimerlerin beton yüzeyine çimento bazlı harçlar ile yapıştırılarak uygulanmasıdır. Referans numuneler ayırıldıktan sonra kalan 6 adet düşük beton dayanımlı ve kolon-kiriş bölgesindeki sargı donatısı yetersiz olan numunelere bu yöntem ile güçlendirme işlemi uygulanmıştır. Bu numunelerden 5 tanesine farklı şerit genişlikleri ve farklı şerit aralıkları ile güçlendirme işlemi uygulanırken 1 tanesinin tüm yüzeyleri tamamen güçlendirme malzemesiyle kaplanmıştır. Deprem performansı yetersiz, sünek bir çerçeve hareketi sergilemesi mümkün olmayan bir betonarme çerçeve taşıyıcı sisteminde yer alabilecek dış kolon-kiriş birleşim düğümü 1/2 ölçekte deney elemanı olarak tasarlanmış olup, kolon ve kirişler çerçeve açıklıklarının orta noktalarından kesilerek dış düğüm noktası bölümü deney elemanı olarak tasarlanmıştır. Deneysel programda yer alması planlanan deney elemanlarının özellikleri Tablo 3.1’de sunulmuştur. Deney elemanlarının geometrik boyutları ise Şekil 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.1. Deney elemanlarının tasarım özellikleri.

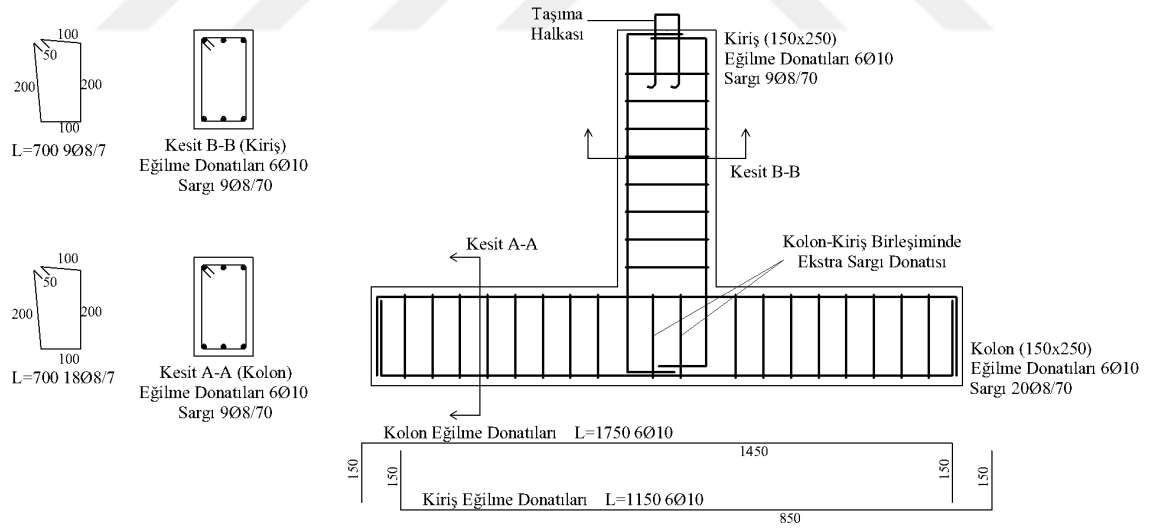
Numune Numarası	Hedeflenen Beton Basınç Dayanımı f_c (MPa)	TGSK Güçlendirme Tipi		Ankraj Durumu	Kolon Kiriş Birleşiminde Etriye Durumu
		Şerit Genişlik (w_s) (mm)	Şerit Aralık (s_s) (mm)		
S-1	15	---	---	Yok	Yok
S-2	25	---	---	Yok	Var
S-3	15	Tamamen Sarılmış Numune		Var	Yok
S-4	15	70	150	Var	Yok
S-5	15	70	200	Var	Yok
S-6	15	70	150	Var	Yok
S-7	15	70	200	Var	Yok
S-8	15	125	200	Var	Yok

Deneyler sırasında, uygulanan TGSK şeritlerinin beton yüzeyinden ayrılmaması için her şeride CFRP fan tipi ankraj uygulanmıştır. Deneysel programda yer alan deprem yönetmeliklerine göre tasarlanmış sünek davranış sergilemesi öngörülen referans deney

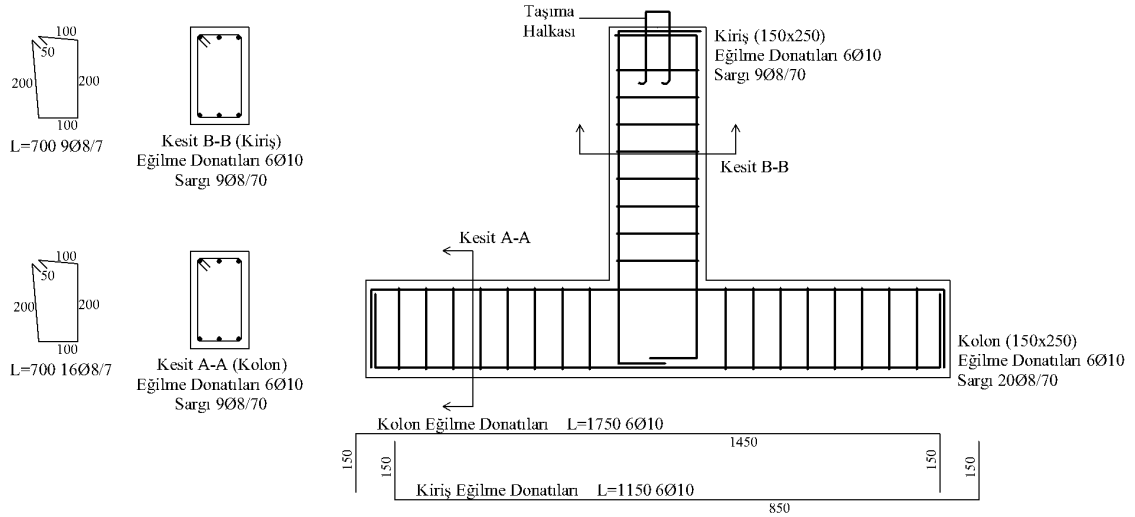
elemanının (S-1) donatı detayları Şekil 3.3'te, güçlendirmeye ihtiyaç duyan, sünek olmayan bir davranış sergileyecek referans deney elemanları ile güçlendirilecek diğer tüm deney elemanlarının donatı detayları ise Şekil 3.4'te sunulmuştur.



Şekil 3.2. Deney numunelerinin geometrik özellikleri (Boyutlar mm)

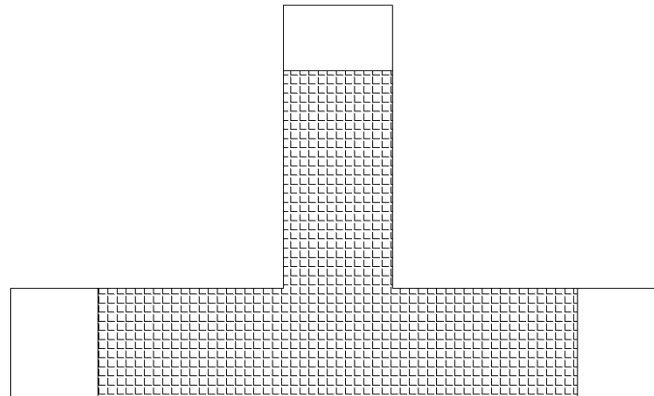


Şekil 3.3. Sünek davranış sergilemesi öngörülen referans deney elemanlarının donatı detayları (S-2).



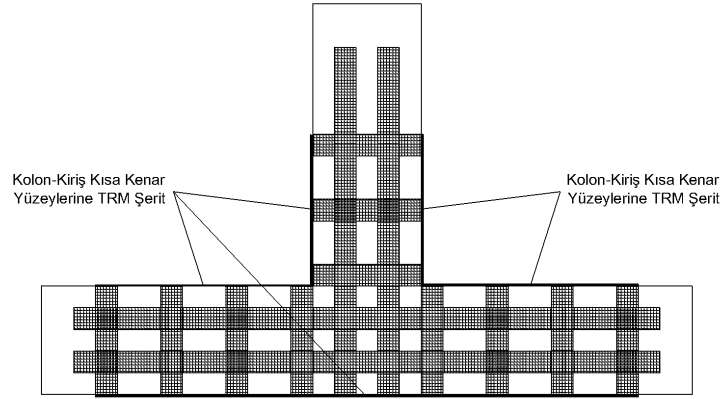
Şekil 3.4. Güçlendirme işlemi uygulanacak olan deney elemanlarının donatı detayları (S-3).

Deneysel çalışma kapsamında geliştirilmesi hedeflenen güçlendirme tekniğinin performansı üzerinde etkili olacağı düşünülen tekstil ile takviye edilmiş sıva şerit genişliği ve şerit aralıkları değişken olarak belirlenmiştir. Kesme donatısı yetersiz olan kolon-kiriş birleşimlerinin şeritler ile sargılanarak güçlendirilmesi planlanmıştır. Aynı şekilde kesme donatısı ile sargılanmayan kolon-kiriş birleşim düğümündeki güçlendirme için de hem çubuk elemanların doğrultularına paralel şeritler hem de sargılama şeritleri yapıştırılacaktır. Güçlendirme işlemlerinde TGSK şeritler tek katman olacak şekilde 5 yüzeyli sargı tasarlanmıştır. Kolonlarda ankraj yapılacak yüzeyde bindirme yapılarak 5 yüzeyli sargı sağlanmış, kirişlerde ise döşeme sebebiyle tam sargı yapılamayacağından kiriş “U” şeklinde 3 yüzeyinden sarılmış ve şerit uçlarına fan tipi CFRP ankraj uygulanmıştır. Deney elemanlarının güçlendirme detayları ise Şekil 3.5’te verilmiştir.



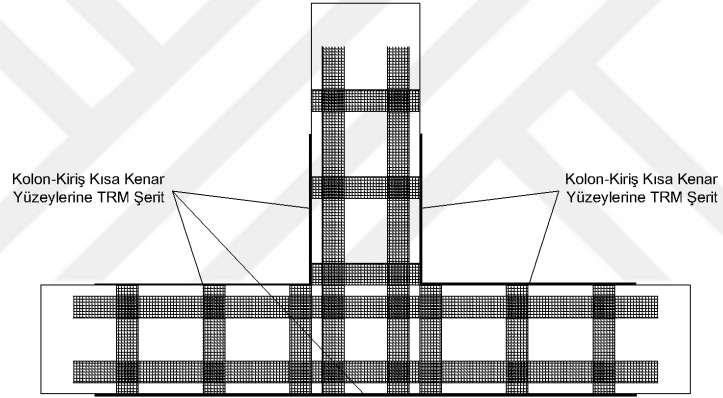
Kolon Boyundan 1100mm tam TGSK sargı
Kiriş Boyundan 550mm tam TGSK Sargı

a) S-3



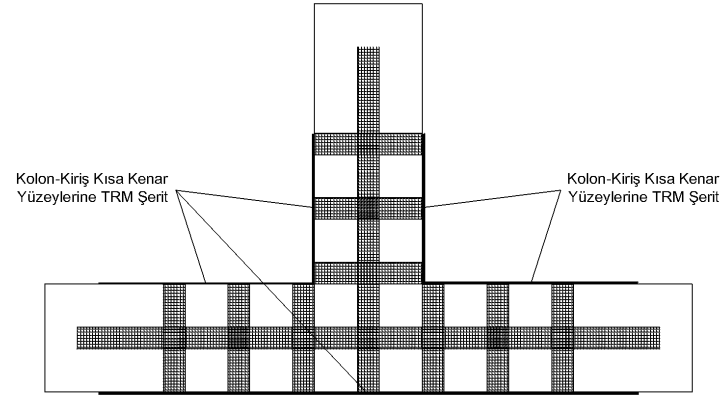
Kolonda genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 150 mm olan TGSK Sargı
Kirişte genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 150 mm olan TGSK Sargı

b) S-4

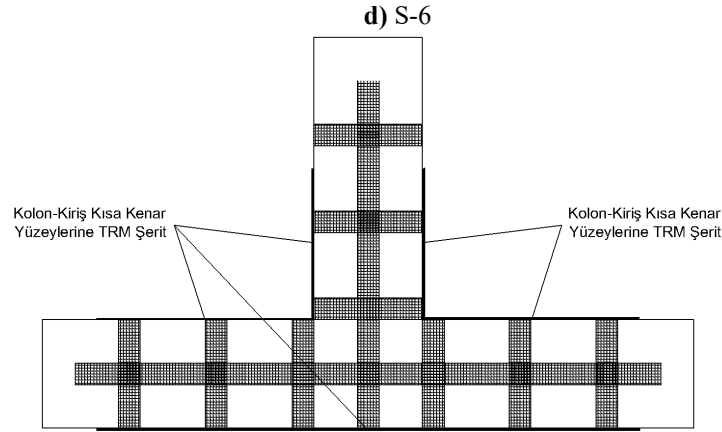


Kolonda genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 200 mm olan TGSK Sargı
Kirişte genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 200 mm olan TGSK Sargı

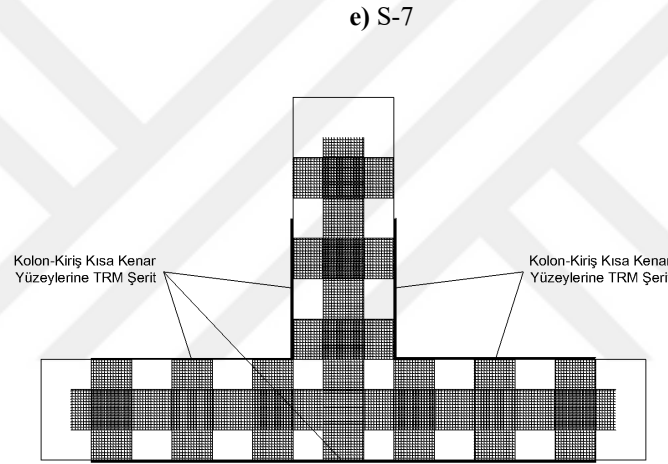
c) S-5



Kolonda genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 150 mm olan TGSK Sargı
Kirişte genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 150 mm olan TGSK Sargı



Kolonda genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 200 mm olan TGSK Sargı
Kirişte genişliği 70mm ve merkezden merkeze aralığı 200 mm olan TGSK Sargı



Kolonda genişliği 125mm ve merkezden merkeze aralığı 200 mm olan TGSK Sargı
Kirişte genişliği 125mm ve merkezden merkeze aralığı 200 mm olan TGSK Sargı

f) S-8

Şekil 3.5. TGSK ile uygulanan sargı türleri.

3.1.2. Malzemeler

Deney numuneleri, Konya Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda testlere tabi tutulmuş ancak betonarme numuneler üniversite dışında bir şantiyede üretilmiştir. Betonarme donatı detaylandırmasında eleman boyuna donatıları $\Phi 10$, sargı donatıları ise $\Phi 8$ olarak tercih edilmiştir. Kullanılan donatı sınıfı da TS500'de verilen S420a olarak seçilmiştir.

Numunelerin imalatında 1 adet C25 beton dayanımına sahip numune için bu dayanıma uygun reçeteli beton karışımı sipariş edilmiş ve gelen betondan 2 adet küp

numune alınmıştır. Beton dayanımı düşük olan numuneler için ise betonarme şantiyelerinde genellikle grobeton olarak kullanılan C16 dayanıma göre reçetelendirilmiş beton sipariş edilmiş ve bu betondan da 4 adet küp numune alınmıştır. Alınan küp numunelere ait 28 günlük beton dayanımları Tablo 3.2’de sunulmuştur.

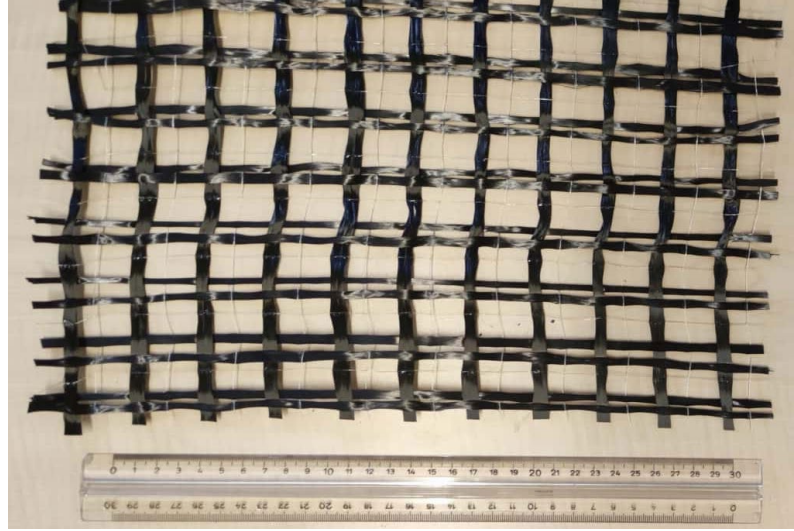
Tablo 3.2. Deney numunelerine ait beton basınç dayanım test sonuçları.

Kırılma Yüğü (N)	Alan (mm ²)	Kırılma Dayanımı (Mpa)	Silindir Dayanımı (Mpa)	Ortalama Dayanım (Mpa)
567221	22500	25.20982	20.16786	21.23232
627097	22500	27.87098	22.29678	
295134	22500	13.11707	10.49365	10.4756
312158	22500	13.87369	11.09895	
279209	22500	12.40929	9.927431	
292004	22500	12.97796	10.38236	

Deneysel çalışma kapsamında geliştirilecek olan güçlendirme yönteminde kullanılacak olan karbon malzemenin mekanik özellikleri Tablo 3.3’te sunulmuştur. Bu veriler üretici tarafından sağlanan föy verileridir. Deneysel çalışmada geliştirilecek güçlendirme yönteminde tekstil olarak karbon tabanlı bir tekstil ağ örgü kullanılması planlanmıştır. Deneysel çalışmada kullanılacak olan tekstil örgünün ağ şeklinde yapısı harç malzemesi içerisine daha iyi yerleşmesine ve aderansı artırmaya yönelik olarak tasarlanmıştır. Tekstil örgünün lifleri birbirine ortogonal olarak örülmüş olup, aynı özellikte ve lif alanında örülmüş 25x25 mm boyutlarında bir ağ şeklindedir. Kullanılan karbon file malzeme Şekil 3.6’da gösterilmiştir.

Tablo 3.3. Karbon fileye ait mekanik özellik föy verileri.

Özellik	Carbon mesh-300
Çekme Mukavemeti	240 kN/m
1 m ² Ağırlığı (gr)	300
Kalınlık (mm)	0.048
Elastisite Modülü (GPa)	235
Kopma Uzaması (%)	1.8



Şekil 3.6. TGSK güçlendirme için kullanılan karbon file

TGSK güçlendirmesinin uygulanması için ölçü ve aralıkları belirlenen karbon file şeritlerin betonarme elemanlara çimento bazlı sıva harcı ile yapıştırılması gerekmektedir. Bu işlem için tamir harcı olarak kullanılan ve rötresiz harç olarak da bilinen malzemeler kullanılmıştır. Bu işlemlerde Şekil 3.7’de verilmiş olan Sika markasına ait Monotop 610 Aderans Harcı ve Monotop 612 Yapısal Tamir Harcı kullanılmıştır (Sika, 2025).



Şekil 3.7. TGSK güçlendirme uygulaması için kullanılan sıva harçları (Sika, 2025).

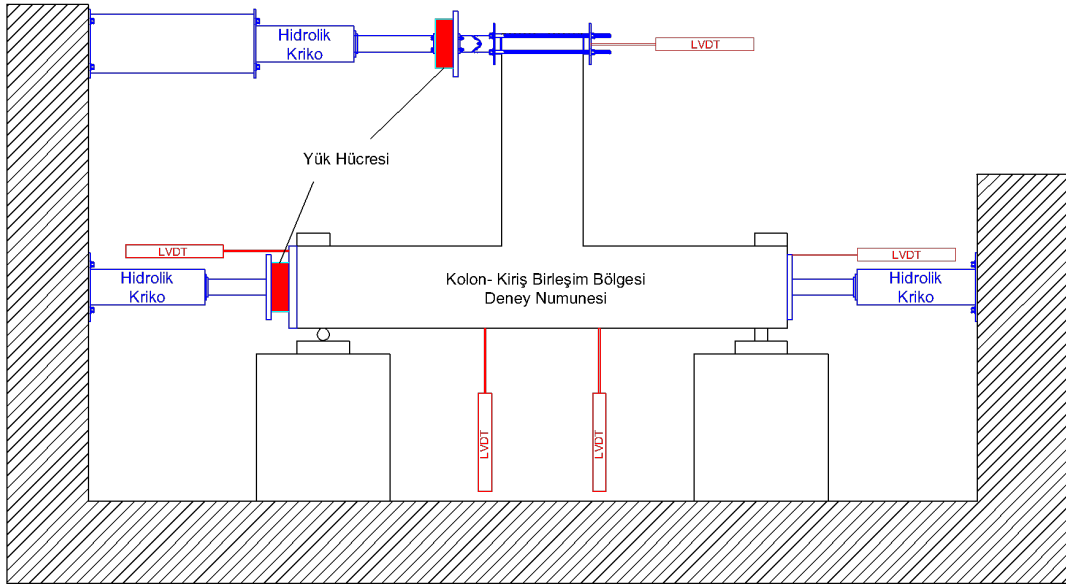
Güçlendirme sırasında, deney elemanlarına uygulanan sargı şeritlerin deneyler süresince sıyrılma ya da açılma yapmaması için sargılamının başladığı eleman yüzeyinde üst üste bindirilen sargı şeritlerinin arasından betonarme yüzeye kimyasal ankraj işlemi uygulanmıştır. Ankrajlarda yine Sika markası tercih edilmiş, Şekil 3.7’de verilen Sika AnchorFix 3030 epoksi malzemesi kullanılmıştır. Tablo 3.4’te Sıva ve ankraj için kullanılan malzemelere ait marka tarafından sağlanan malzeme föylerindeki teknik veriler sunulmuştur.

Tablo 3.4. Sıva ve ankraj malzemelerinin teknik verileri

Malzeme	Özellik	Dayanım	Standart
Sika Monotop 612 Tamir Harcı	Basınç Dayanımı	50-85 MPa (28 Gün)	(EN12190)
	Elastisite modülü	> 20 GPa	(EN 13412)
	Eğilmede Çekme Dayanımı	7-12 MPa	(EN 196-1)
	Çekme Yapışma Dayanımı	≥ 2 MPa	(EN 1542)
Sika Monotop 610 Aderans Harcı	Basınç Dayanımı	60-85 MPa	(TS EN 196-1)
	Eğilmede Çekme Dayanımı	5-12 MPa	(TS EN 196-1)
Sika AnchorFix 3030 Epoksi Ankraj	Basınç Dayanımı	~95 MPa (7 gün)	(ASTM D 695)
	Eğilmede Çekme Dayanımı	~45 MPa (7 gün)	(ASTM D 790)
	Çekme Dayanımı	~23 MPa (7 gün)	(ASTM D 638)
	Elastisite modülü	~5500 MPa (7 gün)	(ASTM D 638)

3.1.2. Deney Düzeneği

Deney numunelerinin bina üzerindeki pozisyonunu kullanarak bir deney düzeneği hazırlamak, deneylerin uygulanabilirliği ve deney düzeneğinin kurulması açısından çeşitli zorluklar barındırmaktadır. Bu nedenle gerçekleştirilen deneyler, deney numuneleri 90° döndürülerek gerçekleştirilmiştir. Dolayısıyla deney düzeneğine kolonlar yatay, kirişler ise düşey pozisyonda bulunacak şekilde yerleştirilmiştir. Kolonlar, rijit döşemeye 4 adet 90mm çapındaki çelik rod ile sabitlenmiş her biri yarım metreküp hacmindeki beton bloklar üzerinde mesnetlendirilmiştir. Şekil 3.8’de deney düzeneği şeması ve Şekil 3.9’da deney düzeneğine yerleştirilen bir numune gösterilmiştir.



Şekil 3.8. Deney düzeneği şeması.

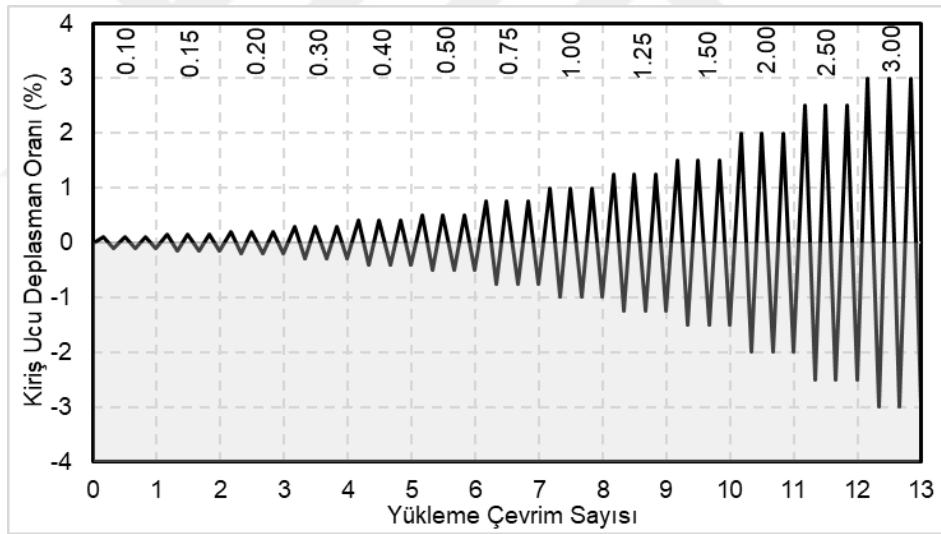


Şekil 3.9. Deney düzeneği ve deney elemanının yerleşimi.

Burada görüldüğü üzere deney numunesi binadaki herhangi bir kolon-kiriş birleşiminin aksine 90° devrik bir pozisyonda deneylere tabi tutulmuştur. Yatık pozisyonundaki kolonlar, her iki ucunda yerleştirilmiş bulunan hidrolik krikolar ile hem deney boyunca sabit tutulmuş hem de $0.15 A_c f_{ck}$ (TBDY2018) mertebesinde sabit eksenel kuvvetle yüklenmiştir. Söz konusu eksenel kuvvet, Şekil 3.8'de şeması verilen sistemde kolonun sol ucuna yerleştirilen yük hücresi ile izlenmiştir. Tersinir tekrarlanır yüklemeler sırasında yükleme yönünün tersindeki kolon uçlarının yukarı doğru hareketlerinin önlenmesi amacıyla da kolon uç noktalarına mesnetler hizasında çelik plakalar yerleştirilmiş ve bunlar da mesnetlerde kullanılan beton bloklara sabitlenmiş olan rijit kirişlerle sıkıştırılmıştır.

Deneylerde kirişin ucuna bağlanan bir yatay hidrolik krik o vasıtasıyla kirişler uç noktalarından itilip çekilerek çevrimsel yükleme testi uygulanmıştır. Kiriş uç noktasında yatayda yerleştirilen LVDT (Linear Varying Differential Transformator) aracılığıyla yükleme sırasında kiriş uç ötelenmeleri de kaydedilmiştir. Bu sayede her deneye ait yük-deplasman ilişkilerinin grafikleri oluşturulmuştur. Ayrıca kolon uçlarına yatayda ve deney numunelerinin altına düşeyde yerleştirilen LVDT'lerden alınan okumalar kullanılarak sistem içindeki farklı hareketler normalize edilmiş ve nihai yük-deplasman grafikleri oluşturulmuştur.

Tasarlanan 8 adet numunenin kiriş uçlarına artımlı histeretik ve deplasman kontrollü bir yükleme programı uygulanacaktır. FEMA-461 (FEMA, 2007) ve ACI-374 (ACI, 2006) göz önüne alınarak her bir yükleme adımı üç kere tekrarlanacaktır. Deney elemanlarına uygulanacak olan yükleme geçmişinin özdeş olarak her deney elemanı için Şekil 3.10'da verildiği şekilde uygulanması planlanmaktadır.



Şekil 3.10. Deney elemanlarına uygulanacak histeretik yükleme protokolü

3.1.3. Deney Numunelerinin Hazırlanması

Kolon-kiriş birleşim deneyleri için tasarlanan numuneler, Laboratuvar ortamında değil, üniversite dışında bir şantiye ortamında hazırlanmıştır. Tasarım ölçüleri Şekil 3.2.'de verildiği üzere oluşturulan kalıplar ve betonarme donatıları hazırlandıktan sonra sipariş edilen hazır beton ile deney elemanları üretilmiştir.

Deney numunelerinin özdeş bir şekilde üretilmesi için kullanılan kalıp malzemesinde daha önce kullanılmamış plywood malzemesi seçilmiş ve deney numunelerinin ölçülerine uygun olarak kalıplar imal edilmiştir. 8 adet deney numunesi için hazırlanan kalıplardan 4 tanesi Şekil 3.11’de gösterilmiştir. Bu şekilde iki set kalıp üretilmiştir. Donatıların yerleştirilmesi ve betonlamadan önce kalıplar yıkanmış ve yağlanmıştır.



Şekil 3.11. Deney numuneleri için hazırlanan plywood kalıplar.

Elemanların kalıpları oluşturulduktan sonra Şekil 3.3 ve 3.4’te verilen donatı düzenlerine göre betonarme donatıları kalıplara yerleştirilmiştir. Kalıplara yerleştirilen donatılar Şekil 3.12’de sunulmuştur.



a) S-2 numunesine ait donatı düzeni



b) S-1 – S-7 numunelerine ait donatı düzeni



c) Tüm numunelerin donatıları

Şekil 3.12. Donatıları hazırlanmış deney numuneleri.

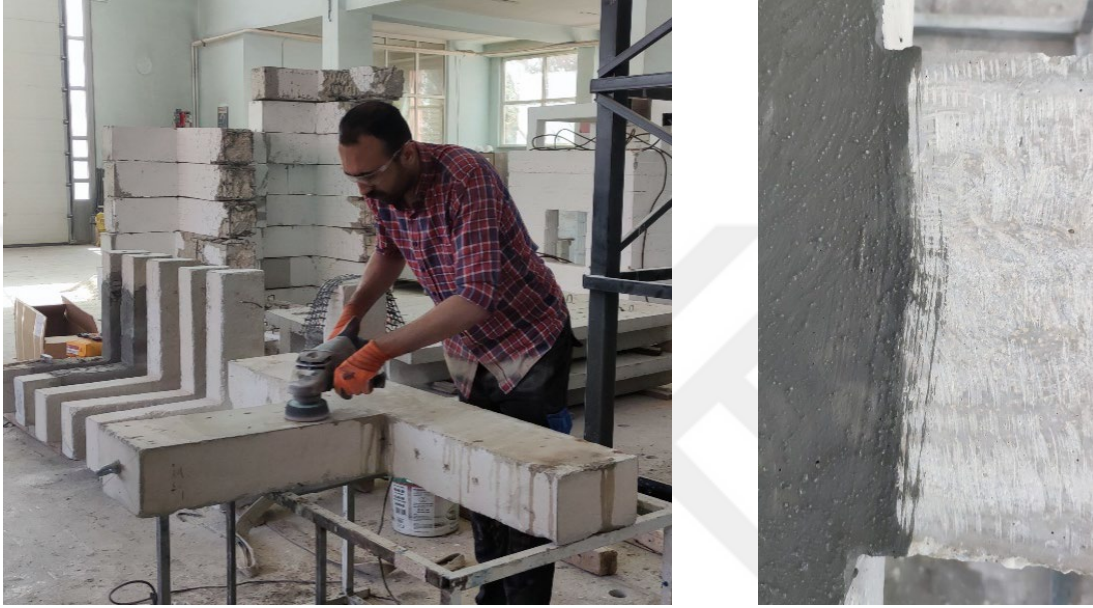
Donatıların da hazırlanmasının ardından deney numuneleri için hazır beton sipariş edilmiştir. S-2 numunesi, TBDY 2018 esaslarına uygun olarak hazırlanmış ve iyi referans ya da hedef referans numune olarak tasarlanmıştır. Bu nedenle bu numune için C25 sınıfı beton sipariş edilmiştir. Diğer tüm numuneler için ise düşük beton basınç dayanımı hedeflendiğinden genellikle grobeton olarak kullanılan C16 sınıfı beton sipariş edilmiştir. C25 sınıfı olan betondan 2 adet, C16 sınıfı olan betondan ise 4 adet 150x150 mm küp numune alınmıştır. Betonlama işlemlerinin tümüne ait görseller Şekil 3.13'te gösterilmiştir.



Şekil 3.13. Betonlama ve numune alma işlemlerine ait görseller.

Betonlama işleminin tamamlanmasından 20 gün sonra numuneler Konya Teknik Üniversitesi (KTÜN) Yapı mekaniği laboratuvarına getirilmiştir. Betonlamadan tam 1 ay sonra da güçlendirme işlemlerine başlanmıştır. Güçlendirmede kullanılan çimento bazlı harçların föylerinde uygulama detayları yer almaktadır. Tamir harcı olarak üretilen ve ticari piyasada sıklıkla kullanılan Sika Monotop 612 tamir harcının uygulamasında ilk olarak Sika Monotop 610 tamir astarının uygulanması önerilmiştir. Bu malzemelerinin önerilen karışım oranları ile hazırlanması sonucunda Monotop 612 kıvamı pek de akışkan olmayan ortalama bir slump değerine sahip beton karışımına benzediği söylenebilir.

Ancak Monotop 610 astar harcı oldukça akışkan bir kıvama sahiptir. Uygulama önerilerine göre tamir harcı sıva olarak uygulanmadan önce astar karışımının fırça ile yüzeye uygulanması ve astar harcının kuruması beklenmeden tamir harcının uygulanması gerekmektedir. Ancak bu uygulamaya ilave olarak aderansı daha da artırmak amacıyla güçlendirme yüzeylerinin tümü traşlanarak pürüzlendirilmiş ve keskin ayrıtlar yuvarlatılmıştır. Şekil 3.14'te yüzey hazırlık uygulamasına ait görseller sunulmuştur.



Şekil 3.14. Yüzey pürüzlendirme işlemleri ve pürüzlendirilmiş – astar uygulanmış beton yüzeyi.

Yüzey hazırlıklarının tamamlanmasının ardından deney numuneleri üzerinde ankraj deliklerinin yerleri belirlenmiş ve ankraj delikleri açılmıştır. Tüm delikler 60mm derinliğinde ve 10mm çapında delici uç kullanılarak açılmıştır. Delikler açıldıktan sonra basınçlı hava ile ikişer kez temizlenmiş, daha sonra kimyasal ankraj malzemesi ile doldurulmuştur. Fan tipi ankraj olarak hazırlanan CFRP stripler, aralarına 6mm çapında çelik pim yerleştirilerek epoksi doldurulan deliklere yerleştirilmiştir. Bu noktada TGSK şeritlerini sıva harcı ile yapıştırma işlemlerini kolaylaştırmak için tüm numunelerin şeritleri kesilerek hazırlanmış ve yerlerine yerleştirilmiştir. Fan tipi ankrajların uygulanması sırasında sargı şeritlerin yerlerinde durabilmesi adına tüm şeritler bağ teli kullanılarak yerlerine sabitlenmiş ve ankrajlar uygulanmıştır. Ankrajların uygulanmasının ardından güçlendirme işleminin uygulanacağı numuneler Şekil 3.15'te sunulmuştur.



a) S-3



b) S-4



c) S-5



c) S-6



d) S-7



e) S-8

Şekil 3.15. TGSK ile güçlendirilmiş numuneler.

Güçlendirme şeritleri üzerindeki bağ telleri, ankraj işleminin tamamlanmasından sonra kesilerek çıkarılmıştır. Kullanılan epoksinin priz alması için çalışmalara 2 gün ara verildikten sonra TGSK şeritlerin sıva ile yapıştırılması işlemine geçilmiştir. Yüzeyleri pürüzlendirilen numunelere ilk olarak fırça ile astar harcı uygulanmıştır. Bu harcın kuruması beklenmeden sıva işlemi tüm numuneler için tamamlanmıştır. Numunelerin yan ve üst yüzeyleri sıvandıktan sonra 3 saat ara verilmiş ve sıvanın priz alması ve yüzeye yapışması beklenmiştir. Ardından her üç ucuna birer tretuvar taşı gelecek şekilde yükselti oluşturularak ters çevrilmiş arka yüzleri de sıvanarak güçlendirme uygulaması tamamlanmıştır. Numunelerin sıva ile kaplanmasına dair görseller de Şekil 3.16'da sunulmuştur.



Şekil 3.16. Deney numunelerine astar ve sıva uygulanması işlemleri.

Numunelerin şeritlerle kaplanması ve sıva işlemlerinin tamamlanmasının ardından 2 hafta sonra deneysel çalışmalara başlanmıştır. İlk olarak 2 adet referans numuneler kırılmış daha sonra güçlendirilmiş numunelerin deneyleri tamamlanmıştır.

3.2. Mikro Analitik Çalışma

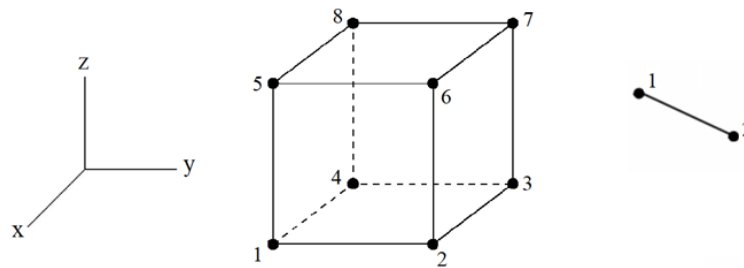
Bu çalışmanın bu bölümünde, sayısal benzetimler bilgisayar ortamında Abaqus sonlu elemanlar analiz yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir (SIMULIA, 2015). Yazılım, farklı disiplinlerdeki karmaşık mühendislik problemlerini simüle etmedeki güçlü yetenekleriyle tanınmaktadır. Hem lineer hem de lineer olmayan analizleri destekleyerek, malzeme davranışlarının, geometrik doğrusal olmayan etkilerin ve farklı yükleme koşullarındaki temas etkileşimlerinin doğru şekilde modellenmesine olanak sağlamaktadır. Araştırmacılar, kapsamlı malzeme modeli kütüphanesi, gelişmiş ağ (mesh) oluşturma teknikleri ve termal, mekanik ve birleşik alan analizlerini içeren çoklu fizik problemlerini çözebilme kapasitesi nedeniyle Abaqus'u sıklıkla tercih etmektedir. Yazılımın çok yönlülüğü, statik ve yarı-statik koşullardan dinamik ve darbe senaryolarına kadar geniş bir yükleme yelpazesinde kullanılmasına imkân tanımaktadır. Ayrıca, kullanıcı dostu arayüzü ve Python tabanlı kapsamlı betik desteği sayesinde özelleştirme, otomasyon ve diğer hesaplama araçlarıyla entegrasyon kolaylaşmakta, bu da üretkenliği artırmakta ve oldukça özel araştırma problemlerinin simülasyonuna olanak vermektedir.

Abaqus, her biri belirli analiz gereksinimlerine yönelik tasarlanmış Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit ve Abaqus/CAE gibi özel modüllerden oluşmaktadır. Abaqus/Standard, statik, yarı-statik ve düşük hızlı dinamik simülasyonlar için optimize edilmiştir; Abaqus/Explicit ise yüksek doğrusal olmayan, geçici ve darbe ile ilgili problemler için tasarlanmıştır. Abaqus/CAE, model oluşturma, görselleştirme ve son işlem (post-processing) için entegre bir ortam sunarak, geometri tanımından sonuçların yorumlanmasına kadar iş akışını kolaylaştırmaktadır. Yazılımın gelişmiş sayısal çözücüler, kapsamlı eleman kütüphanesi ve hassas temas algoritmaları, karmaşık yapıların ve malzemelerin doğru şekilde modellenmesine imkân tanımaktadır. Bu yetenekler, literatürde pek çok çalışmada Abaqus çıktıları ile deneysel sonuçlar arasındaki güçlü korelasyonun gösterilmesiyle doğrulanmıştır (Tuğrul Erdem, 2021; Yılmaz ve diğ., 2022; Yılmaz ve diğ., 2024). Bu tutarlılık, yazılımın güvenilir bir öngörü aracı olarak kullanılmasını pekiştirerek, araştırmacıların parametrik çalışmalar

yürütmesine, tasarım değişikliklerini değerlendirmesine ve kapsamlı fiziksel test ihtiyacını azaltmasına olanak sağlamaktadır.

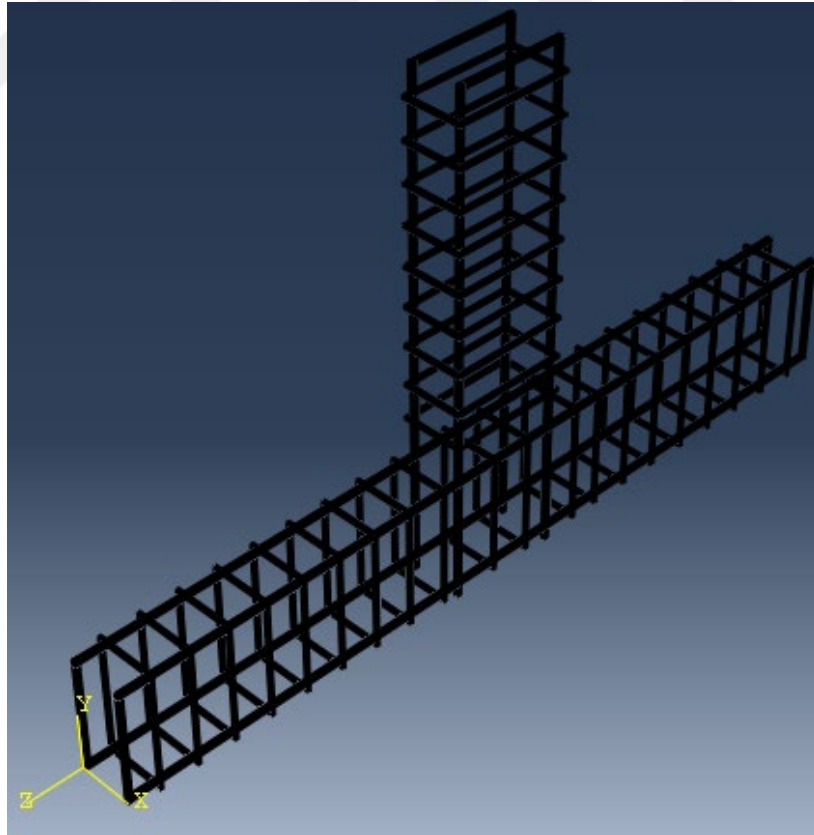
Bu kapsamlı yetenekler göz önünde bulundurulduğunda, söz konusu yükleme senaryoları altında deneysel koşulları tekrar oluşturmak ve yapısal tepkileri incelemek amacıyla, bu çalışmada ana hesaplama platformu olarak Abaqus seçilmiştir. Seçim ayrıca, hem küresel hem de yerel davranışları yakalamadaki doğruluğunun literatürdeki önceki doğrulama çalışmalarıyla kanıtlanmış olmasıyla da motive edilmiştir (Yılmaz ve diğ., 2018; Dönmez ve diğ., 2020; Erdem ve Gücüyen, 2024). Mevcut çalışmada, yazılımın gelişmiş ağ oluşturma stratejileri, malzeme modelleme özellikleri ve doğrusal olmayan çözüm algoritmaları kullanılarak, deneysel düzenele örtüşen yüksek hassasiyetli bir sayısal model geliştirilmiştir. Bu yaklaşım, simülasyon sonuçlarıyla ölçülen verilerin doğrudan karşılaştırılmasını sağlayarak, sayısal öngörülerin doğrulanması ve temel mekanik olguların daha derinlemesine anlaşılması için sağlam bir çerçeve sunmaktadır.

Başlangıçta, sonlu eleman modelleri deney numunelerini yeniden oluşturmak amacıyla yazılım ortamında geliştirilmiştir. Üç boyutlu sayısal temsiller; numuneler, çelik donatılar, tekstil ile güçlendirilmiş harç (TGSK) şeritler ve ankrajlar olmak üzere ana bileşenleri içermektedir. Her ne kadar tüm numuneler aynı geometrik boyutlara sahip olsa da, donatı düzenlerinin ve güçlendirme detaylarının deneysel düzenele birebir örtüşmesini sağlamak için modelleme aşamasında titizlikle dikkat edilmiştir. Numune gövdeleri için, azaltılmış integrasyonlu sekiz düğümlü katı elemanlar (C3D8R) kullanılırken, çelik donatılar Şekil 3.16’da gösterildiği üzere iki düğümlü B31 tip kiriş elemanlarıyla modellenmiştir. Beton-çelik etkileşiminin doğru şekilde simüle edilmesi, donatı elemanlarının çevresindeki beton ağı (mesh) içinde tamamen bütünleşmesini sağlayan “embedded region” kısıt özelliği aracılığıyla gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.16. Simülasyonlardaki Element Türleri

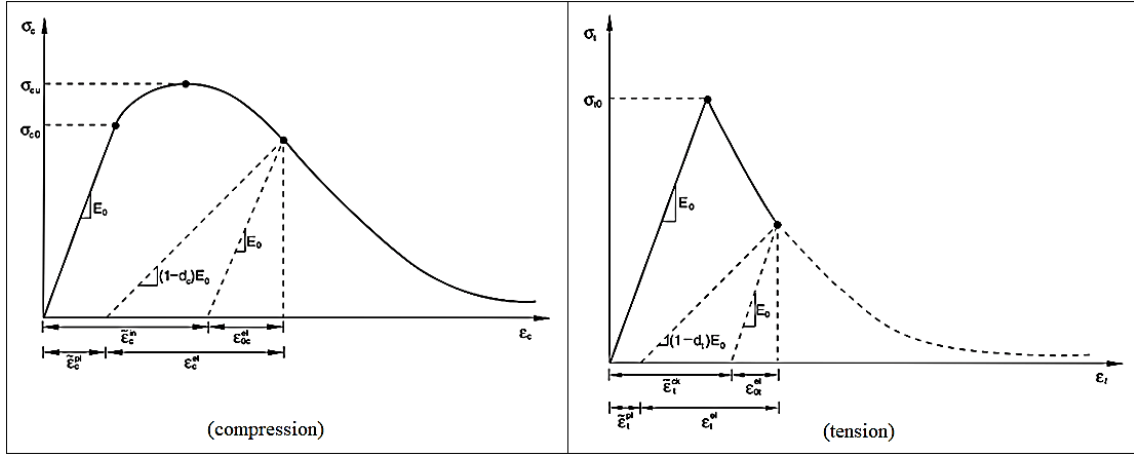
Toplamda 8 adet deney numunesi, farklı sargı donatıları, tekstil ile güçlendirilmiş TGSK tipleri ve ankraj detaylarını içerecek şekilde, deneysel koşulların yeniden oluşturulması amacıyla Abaqus yazılımında modellenmiştir. Kolondaki sürekli etriye düzenini göstermek için Numune 2'nin donatı detayları Şekil 3.17'de sunulmuştur. Geometriler tanımlandıktan sonra, deneysel aşamadan elde edilen malzeme özellikleri sayısal modellerde ilgili bileşenlere atanmıştır. Betonun hem basınç hem de çekme altındaki doğrusal olmayan davranışı, yazılımın malzeme kütüphanesinde bulunan Concrete Damage Plasticity (CDP) modeli kullanılarak simüle edilmiştir. Bu model, süreklilik temelli ve plastikliğe dayalı bir hasar formülasyonu olup, çekme çatlaması ile basınç ezilmesinin bağımsız tanımlanmasına, ayrıca plastiklik ve hasar parametrelerinin belirlenmesine imkân tanımaktadır. Numunelerde iki farklı basınç dayanımı değeri gözlemlendiğinden, bu davranışların doğru şekilde yansıtılabilmesi için iki ayrı beton modeli oluşturulmuştur. Çelik donatının mekanik davranışı ise klasik metal plastisite modeli kullanılarak temsil edilmiştir; böylece yükleme altında elastik-plastik davranışın gerçekçi bir şekilde simüle edilmesi sağlanmıştır.



Şekil 3.17. S-2 Numunesine Ait Donatı Detayları

Abaqus'taki Concrete Damage Plasticity (CDP) modeli, beton ve diğer gevrek ya da yarı-gevrek malzemelerin doğrusal olmayan davranışını tanımlamak için yaygın olarak kullanılan bir yaklaşımdır. Plastikleşme teorisi ile hasar mekaniği kavramlarını birleştirerek, model çekme çatlaması ve basınç ezilmesi gibi temel göçme mekanizmalarını tek bir çerçevede temsil edebilmektedir. En önemli güçlü yönlerinden biri, çevrimsel yükleme altında rijitlik bozulmasını, geri dönüşsüz şekil değiştirme gelişimini ve kısmi toparlanmayı yakalayabilmesidir; bu da karmaşık gerilme durumları altında yapısal performansın gerçekçi bir şekilde tanımlanmasını sağlar. Modelin formülasyonu ayrıca çekme ve basınç davranışlarını ayrı ele almakta ve laboratuvar verilerine göre kalibre edilebilen gerilme-şekil değiştirme ilişkileri kullanmaktadır. Bu da araştırmacıların ve mühendislerin modeli belirli malzemelere ve yapısal koşullara uyarlamasına olanak verir. Bu özellikleri nedeniyle CDP modeli; betonarme bileşenlerin incelenmesi, sismik ve dinamik yükleme değerlendirmeleri, çatlak yayılımı ve darbe ya da patlama analizlerinde kapsamlı bir şekilde uygulanmıştır. Esnekliği, güvenilirliği ve sonlu elemanlar ortamına sorunsuz entegrasyonu sayesinde hem akademik araştırmalarda hem de mühendislik tasarımında güçlü bir araç olarak öne çıkmaktadır.

CDP modelinde, betonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisi, farklı yükleme koşulları altındaki farklı tepkilerini yakalayabilmek için basınç ve çekme için ayrı ayrı tanımlanmaktadır (Şekil 3.18). Basınç altında, model tipik olarak ilk doğrusal elastik bölgeyi, ardından şekil değiştirme pekleşmesini ve daha sonra mikro-çatlaklar ile ezilmeden kaynaklanan yumuşama davranışını temsil eder. Bu doğrusal olmayan eğri, hem tepe gerilmesine kadar dayanım artışını hem de hasarın ilerlemesiyle birlikte rijitlikteki kademeli azalmayı yansıtır. Çekme altında ise davranış, çekme dayanımına kadar doğrusal elastik olup, ardından çatlak oluşumu ve yayılımını simüle etmek için bir yumuşama kolu eklenir. Çekme için kullanılan bu yumuşama kanunu, uygulamaya ve mevcut deneysel verilere bağlı olarak gerilme-şekil değiştirme ya da gerilme-çatlak açılma deplasmanı cinsinden tanımlanabilmektedir. Bu iki rejimin ayrı ele alınması sayesinde CDP modeli, çekmedeki gevreklik ile basınçtaki süneklik arasındaki asimetrisinin etkili bir şekilde hesaba katılmasını sağlayarak, beton davranışının yapısal simülasyonlarda daha gerçekçi bir temsilini sunmaktadır.



Şekil 3.17. Betonun Gerilme-Birim Deformasyon İlişkisi (Mercimek ve diğ., 2025a)

Beton, CDP modelinde çekme ve basınç için ayrı ayrı tanımlanan skaler hasar değişkenleri (d_t ve d_c) ile birlikte hasar-kuplajlı (damage-coupled) elastoplastik bir yasa kullanmaktadır. Bu değişkenlerin değerleri 0 ile 1 arasında değişmekte olup elastik rijitlik bozulmasını belirlemektedir. Burada 0 değeri hasarsız durumu, 1 değeri ise dayanımın tamamen kaybolduğu durumu ifade etmektedir. Bu tanıma dayanarak, aşağıdaki denklemler çekme ve basınç için gerilme–şekil değiştirme ilişkilerini tanımlamaktadır. Bu denklemlerde E_0 malzemenin başlangıç elastisite modülünü temsil ederken, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ ve $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ sırasıyla çekme ve basınçtaki eşdeğer plastik şekil değiştirmelere karşılık gelmektedir.

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (3.1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (3.2)$$

Çekme ve basınç için gerilme–şekil değiştirme ilişkilerine ek olarak, CDP modeli malzemenin konstitütif davranışını belirleyen beş temel plastiklik parametresini de içermektedir. Bunlar; genleşme açısı (ψ), akma potansiyelinin dış merkezliliği (e), başlangıç eş-eksensel basınç akma gerilmesinin başlangıç tek eksenli basınç akma gerilmesine oranı (σ_{b0}/σ_{c0}), deviatorik kesit şeklinin kontrolünü sağlayan katsayı (K_c) ve sayısal kararlılığı ve hız etkilerini düzenleyen viskozite parametresi (μ) şeklindedir. Bu parametreler birlikte modelin akma yüzeyini, akma potansiyelini ve viskoz düzenlemesini tanımlamaktadır.

Betonun basınç altındaki davranışı, Mander (Mander ve diğ., 1988) tarafından önerilen sarılmamış (unconfined) gerilme–şekil değiştirme ilişkisi kullanılarak temsil edilmiştir. Bu modelde betonun nihai basınç şekil değiştirmesi (ε_{cu}) 0.003 olarak kabul

edilmiştir. Çekme davranışı için nihai şekil değiştirme değeri (ε_{tu}) ise $\varepsilon_{tu} = 10 \varepsilon_{cr}$ olarak tanımlanmış, burada ε_{cr} , betonun nihai çekme dayanımındaki şekil değiştirmesini ifade etmektedir. Betonun çekme davranışı, ε_{cr} değerine kadar doğrusal artışla modellenmiş, ardından ε_{tu} değerine ulaşana kadar kademeli bir azalma gösterilmiştir. Ayrıca, Poisson oranı, yoğunluk, basınç dayanımı, çekme dayanımı ve elastisite modülü değerleri, iki farklı beton sınıfı için Denklem (5) ve (6) kullanılarak belirlenmiştir (Obaidat ve diğ., 2010). Betonun özellikleri ve plastiklik parametreleri özet halinde Tablo 3.5'te sunulmuştur.

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (3.3)$$

$$f_t = 0.623\sqrt{f_c} \quad (3.4)$$

Tablo 3.5. Beton Malzeme Özellikleri

Özellik	C15 Değeri	C25 Değeri
Poisson Oranı	0.20	
Birim Hacim Ağırlık (kg/m ³)	2400	
Elastisite Modülü (MPa)	15212	21657
Basınç Dayanımı (MPa)	15	25
Çekme Dayanımı (MPa)	1.4	1.8
ψ	30	
e	0.10	
σ_{b0}/σ_{c0}	1.16	
K_c	0.6667	
μ	0.0001	

Beton malzemesinin tanımlanmasının tamamlanmasının ardından, çalışmanın deneysel kısmından elde edilen nervürlü çelik donatıya ait özellikler yazılımda tanımlanmıştır. Bu amaçla, Abaqus'ta mevcut olan klasik metal plastisite modeli kullanılmıştır. Çelik donatıya ait değerler Tablo 3.6'da verilmiştir. Beton ile donatı arasındaki etkileşimi simüle etmek için, yazılımın embedded region constraint özelliği uygulanmış ve böylece iki malzeme arasında mükemmel aderans sağlanmıştır.

Tablo 3.6. Donatı Çeliğinin Malzeme Özellikleri

Özellik	Değer
Poisson Oranı	0.30
Birim Hacim Ağırlık (kg/m ³)	7850
Elastisite Modülü (MPa)	200000
Akma Dayanımı (MPa)	423
Kayma Modülü (MPa)	76923
Bulk Modülü (MPa)	166670

Referans numuneleri S-1 ve S-2 hariç olmak üzere altı numune, Tablo 3.1’de sunulduğu şekilde farklı genişlik ve aralıklara sahip TGSK şeritleri kullanılarak her iki yönde güçlendirilmiştir. Şeritler, numunelerle tam temas sağlayacak şekilde modellenmiş ve böylece ayrılmaların önüne geçilmiştir. Buna göre, TGSK şeritleri yazılımda tamamen bütünleşmiş elemanlar ile elastik malzemeler olarak tanımlanmıştır. Tablo 3.2 ve Tablo 3.3’te verilen mekanik özellikler, betonarme kiriş ve kolonların ilgili kesitlerine atanmıştır.

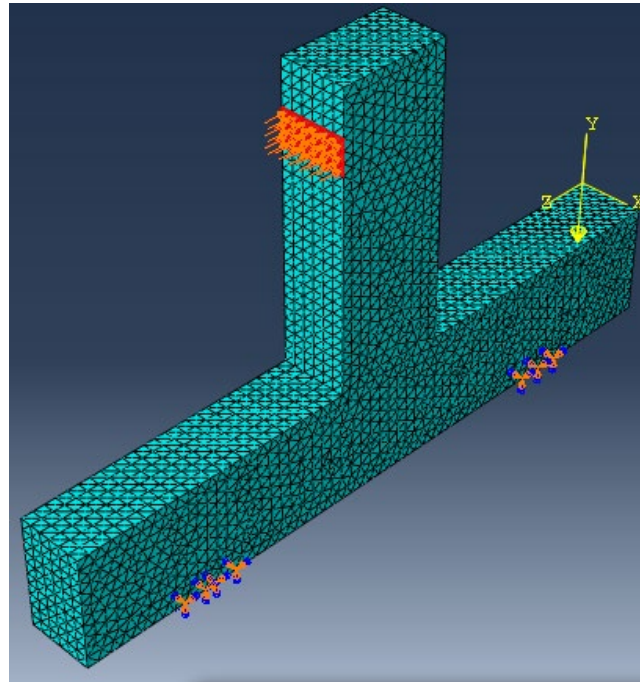
TGSK kompozitlerinin oluşturulmasında, şeritler ana bölge (host region), karbon fiber tekstil ise gömülü bölge (embedded region) olarak tanımlanmıştır. Ayrıca, güçlendirilmiş numunelerde TGSK şeritlerin iç yüzeyleri ile beton alt tabakası arasında yeterli aderans sağlamak için yüzey tabanlı bağ (tie constraint) kısıtları tanımlanmıştır. Fan tipi ankrajların modellenmesinde dört düğümlü, çift eğrilikli ince kabuk elemanlar kullanılmıştır. Ankraj konfigürasyonları, deneysel çalışmaya uygun şekilde benimsenmiş ve numunelerin ilgili bölgelerinde tam bağlı (fully bonded) temas davranışını sağlayacak biçimde modellenmiştir. Fan tipi ankrajları içeren numunelerde, ankrajın kiriş içerisine gömülü kısmı doğrudan kirişe bağlanmış, TGSK şeritler içindeki kısmı ise Abaqus’un embedded region constraint özelliği aracılığıyla modellenmiştir.

Sonlu eleman boyutunun optimum belirlenmesi, doğrusal olmayan sonlu eleman analizinde kritik bir adımdır. Buna uygun olarak, sayısal modeller doğruluğu artırmak ve sonuçların güvenilirliğini iyileştirmek için daha küçük elemanlara ayrıştırılmıştır. Bununla birlikte, sonlu eleman boyutunun küçültülmesi sonuçların güvenilirliğini artırsa da çözüm süresinin önemli ölçüde uzamasına neden olmaktadır. Dolayısıyla optimum sonlu eleman boyutunun seçimi, sayısal analizlerin kritik bir yönünü oluşturmaktadır.

Yazarların benzer yükleme koşulları altında daha önce gerçekleştirdikleri çalışmalarda yapılan ağ (mesh) tasarım analizine uygun olarak, Numune 1 için gerçekleştirilen ağ yakınsama analizine dayanarak tüm sayısal modeller için 25 mm'lik ağ boyutu benimsenmiştir (Mercimek ve diğ., 2025a; Mercimek ve diğ., 2025b). Bu şekilde, her bir sayısal model için düğüm ve eleman sayıları ağ oluşturma işleminden sonra elde edilmiş ve Tablo 3.7'de verilmiştir. Ayrıca, Numune 3'ün sonlu eleman modeli örnek olarak Şekil 3.18'de sunulmuştur.

Tablo 3.7. Numunelere Ait Düğüm ve Eleman Sayıları

Numune #	Düğüm Sayısı	Eleman Sayısı
S-1	49404	31770
S-2	52558	34913
S-3	50245	33416
S-4	65404	44891
S-5	54950	37696
S-6	53416	35901
S-7	58796	39957
S-8	60559	41955

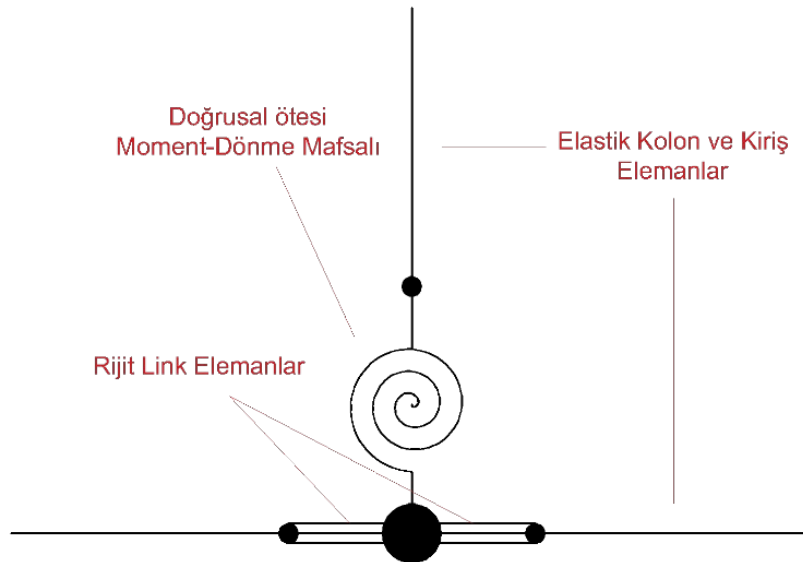


Şekil 3.28. Mesh İşlemi Ardından S-3 Numunesi

3.3. Makro Analitik Çalışma

DeneySEL çıktıların kullanılarak analitik verifikasyonun yapıldığı mikro analiz çalışmaları ardından uygulanan güçlendirme yönteminin bina sismik davranışı üzerinde etkisinin incelenmesi adına makro analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda güçlendirme yöntemlerinin etkinliği, iyi referans ve kötü referans olarak hazırlanmış olan S-2 ve S-1 numuneleri ile oluşturulan bina modelleri ile kıyaslanmıştır.

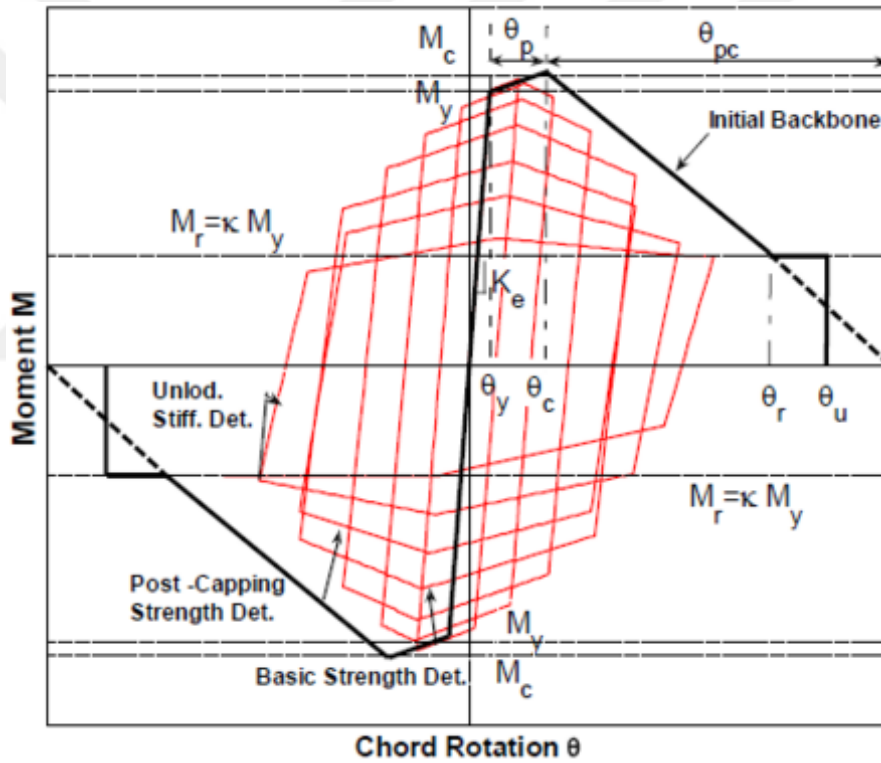
Gerçekleştirilen analizler için SAP2000 v26.1.0 yazılımı kullanılmıştır (CSI, 2024). Program üzerinde ilk olarak deney numuneleri kendi ölçüleri ile çubuk elemanlardan teşkil edilecek şekilde modellenmiştir. Çubuk elemanlar doğrusal elastik olarak kabul edilmiş, birleşim bölgesi ise doğrusal ötesi davranış tanımlanmış link elemanlardan teşkil edilmiştir. Kolon kiriş bölgesine tanımlanan 2 kolon uç ve 1 kiriş uç link elemanını temsil eden linklerden kiriş ucu olan link eleman üzerine 2 düğüm noktalı link eleman ataması yapılmış ve deney sonucundan elde edilen moment-dönme ilişkisi bu eleman üzerine tanımlanmıştır. Kolon uç linkleri ise kiriş kesit yüksekliğinin yarısı kadar yükseklikte olacak şekilde her iki kolon ucuna da dönme ve şekil değiştirme yapmayacak rijit elemanlar olarak tanımlanmıştır. Bu durum Şekil 3.29'da şematize edilmiştir. Bu sayede deneysel sonuçların üzerine tanımlandığı moment-dönme link elemanı ile deneysel davranış, analiz modeli üzerine tanımlanmıştır.



Şekil 3.29. Analizler için Oluşturulan Dış Kolon-Kiriş Birleşim Düğüm Şeması

3.3.1. Plastik Mafsal Verilerinin Parametrize edilmesi

Şematize edilen analiz modeli için 1/2 ve 1/1 ölçekli mafsal parametrelerinin belli bir davranış modeli ile belirlenmesi gerekmektedir. Deneylerden elde edilen veriler yalnızca 1/2 ölçekli analizlerde doğrudan kullanılabilir. Ancak makro analizler 1/1 ölçekli bina modelleri üzerinde gerçekleştirileceği için deney çıktıları, yükleme değerine karşılık gelen şekil değiştirme ilişkisi parametrize edilerek histeretik bir davranış ilişkisine dönüştürülmelidir. Bu işlem için Ibarra ve diğ. (2005) tarafından sunulan ve Lignos ve diğ. (2011) tarafından geliştirilmiş Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration modeli ile deneysel veri, davranış modeline dönüştürülmüştür. Geliştirilmiş modele ait moment-dönme ilişkisi temsili olarak Şekil 3.30'da sunulmuştur.



Şekil 3.30. Geliştirilmiş Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Modeli (Lignos ve Krawinkler, 2011)

Burada M_y ve θ_y sırasıyla efektif akma momentini ve akma dönmesini temsil etmektedir. K_e başlangıç rijitliği, M_c ve θ_c sırasıyla moment kapasitesi ve bu momente karşılık gelen dönme değerine karşılık gelmektedir. Akma dönmesi ile maksimum moment anındaki dönme arasındaki şekil değiştirme kapasitesi θ_p ve maksimum moment değerinden göçme noktasına kadar olan dönme kapasitesi de θ_{pc} ile gösterilmiştir. Artık dayanım ise M_r ile gösterilmiş ve $M_r = \kappa M_y$ ile hesaplanmıştır. Son olarak θ_u nihai dönme kapasitesini temsil etmektedir.

Ibarra Medina ve Krawinkler (IMK) modeli, yapı bileşenlerinin (çelik/ beton vs.) sönümlü plastik davranışını ve histeretik yük altında dayanım (strength) ve rijitlik (stiffness) kayıplarını modellemek için geliştirilmiştir. Bu model başlığında geçen “deterioration” kelimesinin tam Türkçe karşılığı “bozunma” olarak çevrilebilir. Ancak model, çevrimsel yüklemeler ile kaybedilen dayanım ve rijitlik azalması anlamında bu ismi almıştır. Yöntemin amacı, özellikle yapının göçmeye yakın olduğu yüksek deplasmanlı durumlarda talep tahminlerinin doğruluğunu arttırmaktır. Bunu gerçekleştirirken deneysel olarak elde edilmiş olan sayısal verilerin davranış temsil parametrelerine dönüştürmekte ve bu davranış parametreleri sayısal analiz modellerinde plastik mafsal modeli olarak kullanılabilir. Bu yöntem ile literatürde birçok yapısal elemanın deneysel sonucu nümerik olarak parametrize edilmiştir (Lignos ve Krawinkler, 2011; Bosco ve diğ., 2024; Cilsalar ve Anil, 2025; Patlán ve diğ., 2025). Bu çalışmalarda yapısal elemanların moment-dönme ilişkilerinin yanı sıra histeretik davranışlardan elde edilen yük-deplasman ilişkilerinin dönüşümleri de uygulanmıştır.

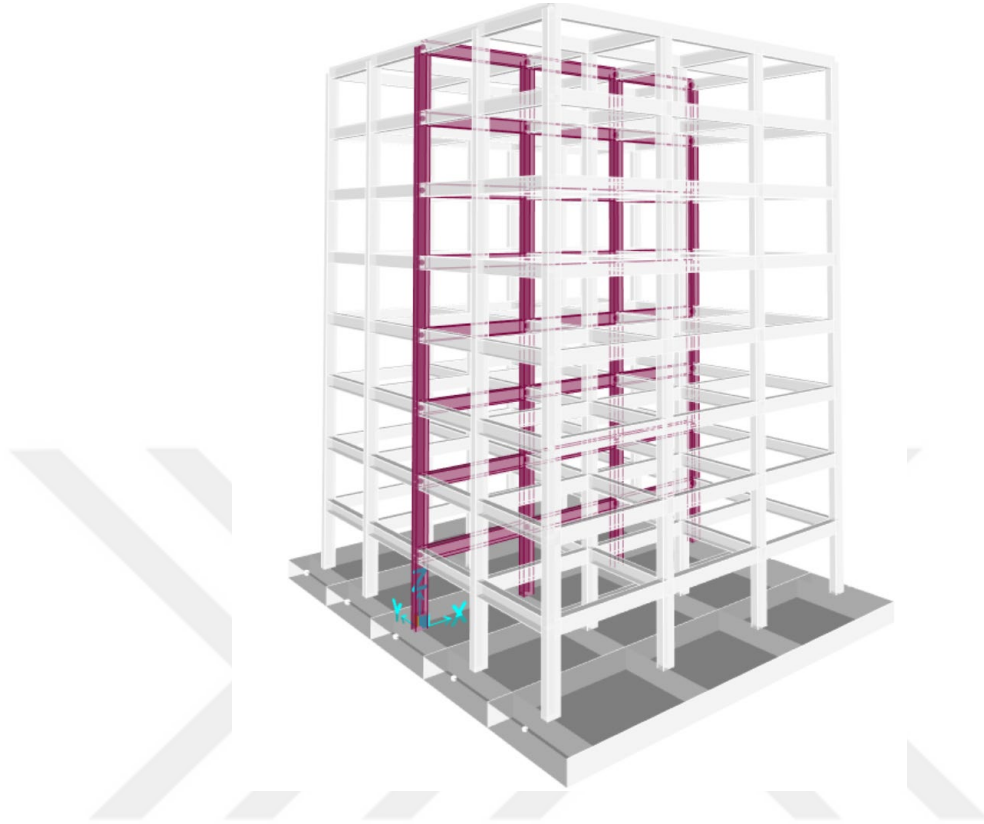
3.3.2. Bina Modellerinin Oluşturulması

Geliştirilen güçlendirme yönteminin mikro analizler ile verifikasyonunun ardından ilgili yöntemin binaların sismik davranışları üzerindeki etkilerinin irdelenebilmesi adına 1/1 ölçekli bina modelleri üzerinde yapı-zemin etkileşimli makro analizler gerçekleştirilmiştir.

Uygulanan analizler için bina modelleri, Haselton ve Deierlein (2007) tarafından sunulan modern betonarme çerçeveli binaların sismik çökme güvenliğinin değerlendirilmesi ve betonarme moment çerçeveli binanın çökme güvenliği değerlendirmesi (Haselton ve diğ., 2011) üzerine gerçekleştirilen çalışmalarındaki modellere uyarlanarak tasarlanmıştır. Ancak bu çalışmada dış kolon kiriş birleşim düğümleri incelendiği için uygulanan güçlendirme sonucu elde edilen davranış parametrelerinin etkilerini daha net gözlemleyebilmek ve kıyaslayabilmek adına bina modelleri 3 açıklıklı ve 2 boyutlu olarak tasarlanmıştır (Şekil 3.31).

Bina modelleri 3 farklı zemin özelliği ve 3 farklı bina yüksekliği kombine edilerek 9 ana grupta analiz edilmiştir. Bu analizler için TBDY 2018 16. Bölümde verilen 5 adet zemin sınıfından 3 tanesi seçilmiştir. ZA, ZC ve ZE zemin sınıfları için belirlenen yay

katsayıları, bina zeminlerine modellenen temel kirişlerine tanımlanarak analizler gerçekleştirilmiştir. Bina yükseklikleri de 4 kat, 8 kat ve 12 kat olarak modellenmiştir.



Şekil 3.31. Analizler için oluşturulan çerçeve temsili.

4, 8 ve 12 katlı olarak tasarlanan çerçeveler, analizler yönünde 3 açıklıklı olarak modellenmiş ve bu çerçeveye dik doğrultudaki 4 açıklıklı çerçeve sistemin orta aksı seçilerek tasarlanmıştır. Deneysel çalışma için numuneler 1/2 ölçekli olarak tasarlanmıştır. Deney numunelerindeki kolonlar arası mesnet açıklığı 1375mm olduğu ve deney numunelerinin mesnetleri gerçek bir yapıdaki kat orta yüksekliğine karşılık geleceği için kat yüksekliği 2.75 m olarak modellenmiştir. Yine deney numunesi ölçeğinden yola çıkılarak kolonlar ve kirişler 300/500 mm boyutlarında oluşturulmuştur. Taşıyıcı sistem tasarımı için TS500 ve TBDY2018’de belirtilen koşullara bağlı kalınmıştır. Binaların modellenmesinde kullanılan yükler Tablo 3.8’de verilmiştir.

TBDY2018’e göre yüksek sünek tasarım esasları çerçevesinde betonarme kolonların tasarım eksenel yük üst sınırı, kolon adi eksenel yük kapasitesinin %40’ı olarak belirtilmiştir ($N_d \leq 0.4 A_c f_{ck}$). Bu şart göz önünde bulundurularak bina zati ağırlığı, ölü yükler, hareketli yükler ve deprem yüklerinin bulunduğu yük kombinasyonunda ($G + Q + E$) en kritik kolon yükü $0.4 A_c f_{ck}$ sınırında kalmıştır. Bu değer düşük dayanımlı beton

sınıfı kullanılarak imal edilmiş olan kötü referans ve güçlendirme uygulanan numuneler için hazırlanan betondan alınan numunelerin basınç deneylerinden elde edilen dayanım değeri ile modellenen analizlerden elde edilmiştir.

Tablo 3.8. Bina tasarım yükleri

Yükleme Türü	Yük Miktarı
Döşeme Ölü Yüğü	2 kN/m ²
Döşeme Hareketli Yüğü	2 kN/m ²
Kiriş Duvar Yüğü	3 kN/m
Deprem Yükleri	$S_s = 2.090$ $S_{Ds} = 1.672$ $S_1 = 0.542$ $S_{D1} = 1.147$ $PGA = 0.836g$ $PGV = 51.729 \text{ cm/sn}$

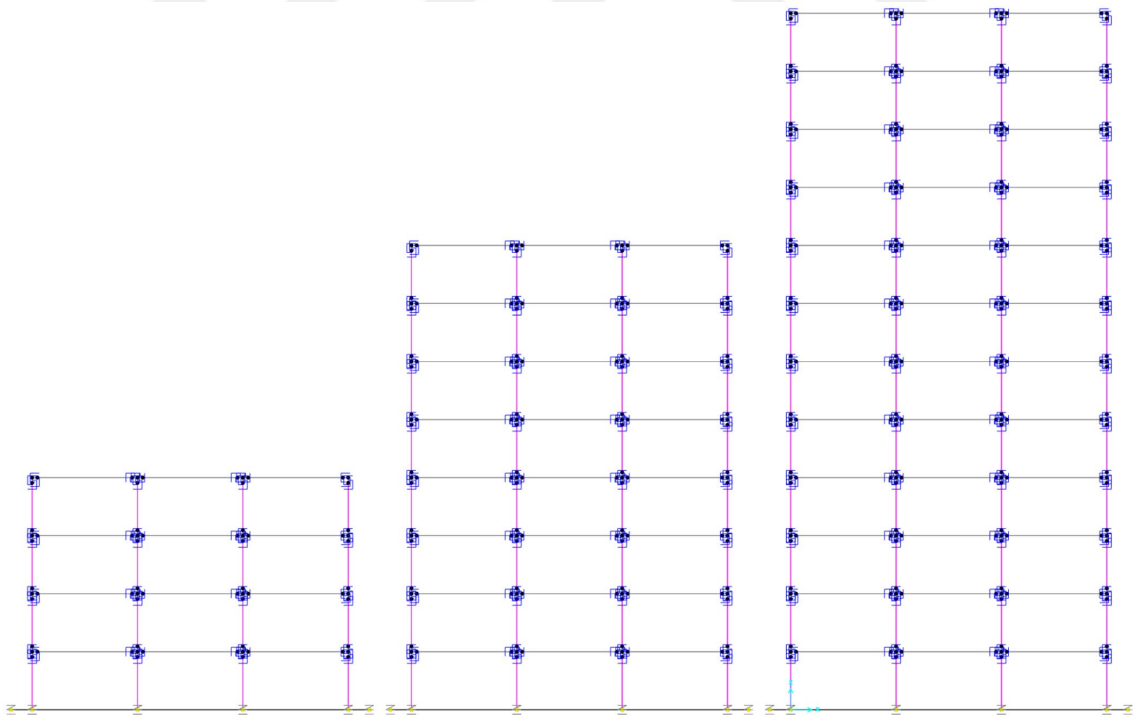
Deney numunelerinde çubuk elemanların eğilme hasarına karşı donatılması için gerekli donatı miktarı, TBDY 2018’de belirtilen minimum eğilme donatısı oranı olan kolon kesit alanının %1’i miktarda donatı eklenmiştir (6 ϕ 10). 1/1 ölçekli analiz modellerinde de aynı donatı oranını korumak adına 300x500mm kesitli kolon ve kirişlerin kısa kenarlarına 3’er adet dizilmek kaydıyla 6 ϕ 20 donatılar tanımlanmıştır. Sargı donatıları ise deney numunelerinde 70mm aralıkla yerleştirilmiştir. Analiz modellerinde ise sargı donatıları 140mm aralık ile yerleştirilmiştir.

Yapı-zemin etkileşimli analizler için betonarme temeller, 800mm kalınlığındaki radye plaktan teşkil edilmiştir. 2 boyutlu çerçevenin analizi için açıklıkların ortasından kesildiğinde 4 metre genişliğinde, 800mm kalınlığında ve 17 metre uzunluğunda (3 açıklık x 5 metre + 1’er metre ampatman) betonarme temeller, çerçeve kolonlarının alt uçlarına modellenmiştir. Yapı-zemin etkileşimli analizler için seçilen zemin sınıfları ve bu zeminler için belirlenen yay katsayıları ile zemin emin taşıma gücü değerleri Tablo 3.9’da sunulmuştur.

Tablo 3.9. Zemin sınıflarına göre yay katsayıları ve zemin emin taşıma gücü değerleri

Zemin Sınıfı	Yatak Katsayısı (kN/m ² /m)	Taşıma Gücü (kN/m ²)
ZA	50000	400
ZC	25000	300
ZE	7500	200

Bu zemin parametreleri ve IMK model ile elde edilen plastik dönme kapasiteleri kullanılarak oluşturulan 4, 8 ve 12 katlı bina modelleri SAP2000 üzerinde tamamlanmıştır. Gerçekleştirilen analizlerde çerçeve sistemi oluşturan elemanların doğrusal ötesi davranışları yığılı plastik mafsalsal model ile simüle edilmiştir. Yığılı plastik mafsalsal model basitçe açıklanacak olursa bu model; yenilme deformasyonunun akma deformasyonuna oranı olarak bilinen süneklik düzeyinin yüksek olduğu yapısal elemanlarda doğrusal ötesi deformasyonların eleman üzerinde belli bölgelerde sınırlandığı ve bu bölgeler dışındaki tüm kesitlerin ise doğrusal elastik sınırlar içerisinde kaldığı kabulüdür. Bu kabule dayalı hazırlanan analiz tip modelleri Şekil 3.32’te sunulmuştur. Deneyisel çalışma yalnızca 1/2 ölçekli dış kolon-kiriş birleşim numuneleri üzerinde gerçekleştirildiği için plastik moment-dönme davranışları, bina analiz modelleri üzerinde yalnızca dış birleşim düğümlerine tanımlanmıştır. İç kolon-kiriş birleşim düğümlerinin doğrusal ötesi davranışlarının temsil edilebilmesi adına bu düğümler, düğüm noktasından kolon ve kiriş yüzlerine kadar rijit kabul edilmiş ve sonrasında ise kolon kiriş uçlarına fiber mafsalsal kabulü ile SAP2000 bünyesinde bulunan doğrusal ötesi davranış modeli ile analiz edilmiştir.



Şekil 3.32. Analizler için oluşturulan 4, 8 ve 12 katlı tip bina modelleri

Fiber mafsalsal modeli, sonlu eleman analizlerinde olduğu gibi fiber davranışın tanımlandığı eleman kesitini, bu kesitte bulunan malzeme ve bölgeleri ayrı ayrı temsil

eden fiber demeti mantığına dayanır. Örneğin betonarme bir kesit için oluşturulan fiber ağına göre her boyuna donatı bir fiberi temsil eder. Benzer şekilde ağ hassasiyetine göre pas payı katmanı belli uzunluklarda beton fiber katmanını, çekirdek betonu da beton fiberler demetini temsil eder. Eksenel yük ve bileşke moment etkisi (P-M-M) altındaki elemanlar için doğrusal ötesi davranışın yığılı plastik mafsallık kabulü ile simüle edebilen bu mafsallık modeli, eleman iç kuvvetleri altında her fiber için gerilme-birim deformasyon ilişkisine göre hasar düzeyinin belirlenmesinde rol oynar.

Analiz modellerinin tamamlanması ardından bu modeller üzerinde statik itme analizleri gerçekleştirilmiştir. Statik itme analizi, bina tepe noktasında seçilen bir düğümün, belli bir ötelenme değerine kadar itilmesi ile elde edilen taban kesme kuvveti ve tepe ötelenme değeri ilişkisinin yorumlanması prensipleri üzerine temellendirilmiş bir analiz yöntemidir. Uygulanan analizler için kullanılan bu yöntemde ATC – 55 (ATC, 2005) esaslarına bağlı kalınmıştır. Bina modelleri, kendi temel üst kotlarından itibaren ölçülen bina yüksekliklerinin %4'ü ile hesaplanan yanal ötelenme değerlerine kadar itilmiş ve taban kesme-tepe deplasman ilişkileri elde edilmiştir.

Statik itme analizleri, 4, 8 ve 12 katlı olarak 3 farklı zemin türü ve ilave olarak ankastre mesnetli olarak modellenmiştir. Deneysel çalışma ile bütünlük yürütülen nümerik makro analizlere 8 farklı deney numunesinden elde edilen moment-dönme ilişkileri de parametrik değişken olarak eklendiğinde 96 adet doğrusal ötesi statik itme modeli elde edilmektedir. Bu modellerin analizleri sonucunda elde edilen taban kesme-tepe deplasman ilişkileri, bina yüksekliği ve bina ağırlıkları ile normalize edilmiştir. Analiz sonuçlarında sunulan normalize grafikler 5. Bölüm'de taban kesme kuvveti/ bina ağırlığı (base force ratio) ve tepe deplasman/bina yüksekliği (roof drift ratio) eksenleri ile sunulmuştur. Taban kesme/bina ağırlığı ilişkileri hesaplanırken bina ağırlığına temel ağırlıkları dahil edilmemiştir. Bu durum analiz sonrasında temel ağırlığı çıkarılarak değil analizlerden önce temel elemanlarının “mass” ve “weight” çarpanlarını 0 olarak tanımlayarak sağlanmıştır. Çünkü itme analizleri öncesinde 0.8x4 metre kesitli ve 17 metre uzunluğunda bir betonarme temel kütlesi, analizlerde taban kesme kuvveti değerini artıracığından temel kütlesi değeri yapı-zemin etkileşimli analizlerde 0 olarak tanımlanmıştır.

4. DENEY SONUÇLARI

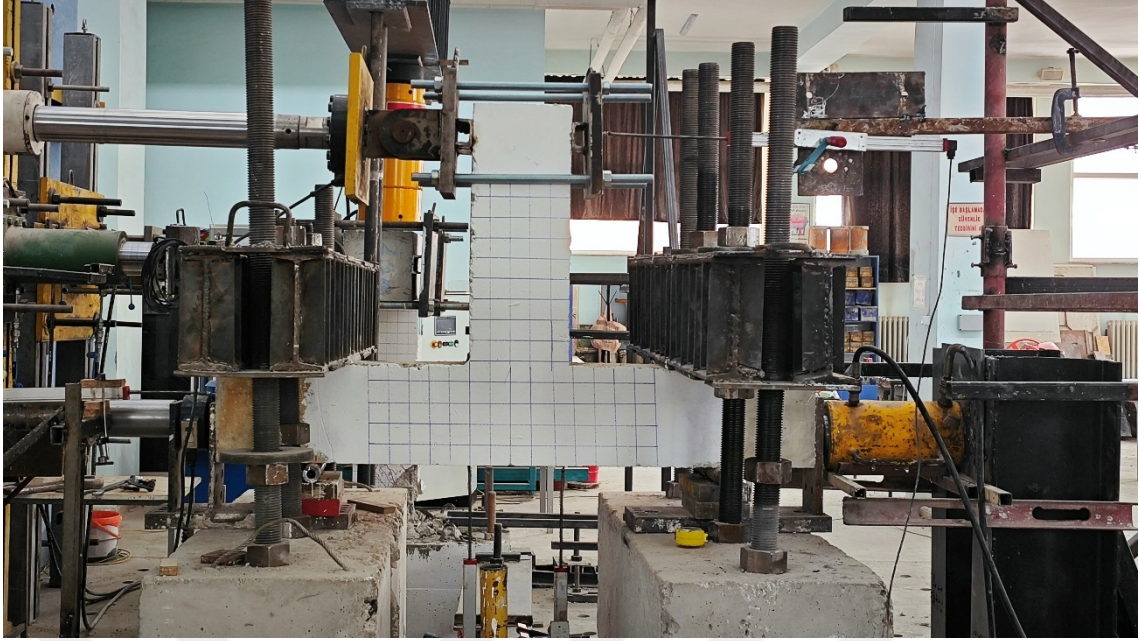
Betonarme kolon-kiriş birleşim düğümlerine TGSK ile uygulanan güçlendirmenin betonarme çerçevesel binalardaki deprem tepkilerinin incelenmesi, genel doğrusal ötesi davranış ve dayanımına olan katkılarının değerlendirilebilmesi, alternatif uygulama çeşitlerinin de deneysel olarak incelenmesi ve optimum bir sonucun ortaya konulması adına bir deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir. 3. Bölüm’de tasarım ve imalat detayları anlatılan iki tanesi referans olmak üzere 8 adet numune, FEMA-461 ve ACI-374 yükleme protokollerine göre tersinir tekrarlanır, artımlı ve yer değiştirme kontrollü testlere tabi tutulmuştur. Ancak TGSK güçlendirme malzemeleri ve ankrajların dayanım sınırlarına ulaşmak ve aşmak amacıyla nihai yük taşıma kapasitesinde kayda değer bir düşüşün gözlemlenebilmesi adına Şekil 3.10’da verilen şema üzerine %4 ve %6 ötelenme çevrimleri de eklenmiştir. Uygulanan deneylerin sonuçları bu bölümde sunulmuştur.

4.1. Referans Deneyler

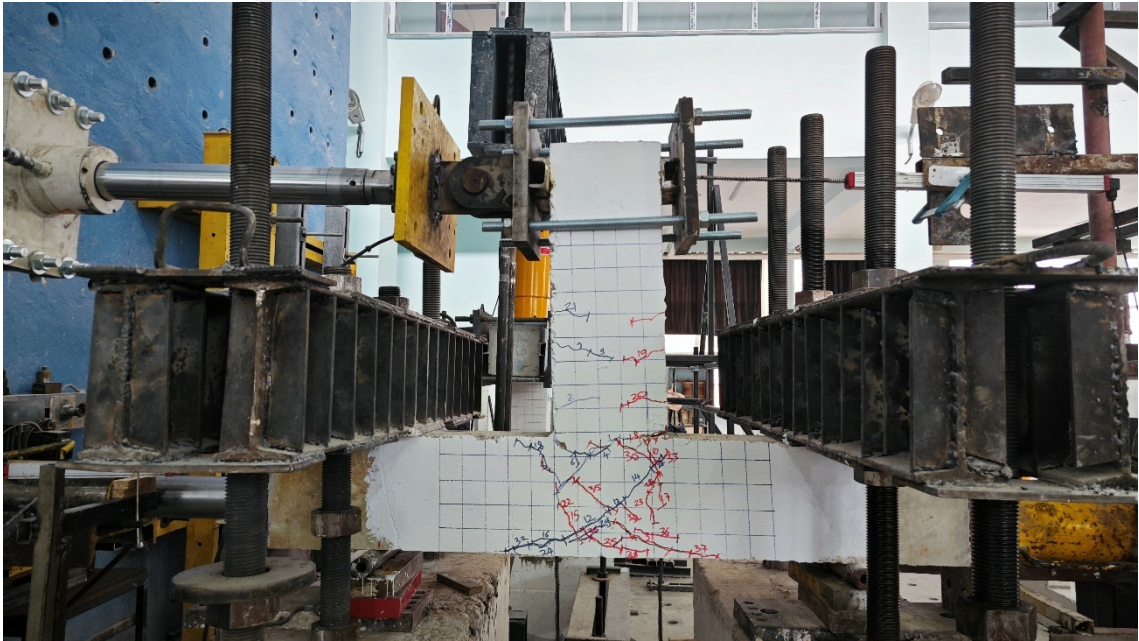
TGSK ile uygulanan güçlendirmenin, mevcut betonarme elemanlar üzerindeki dayanım ve davranışa olan katkılarının izlenebilmesi adına referans deney numuneleri üretilmiş ve test edilmiştir. Bu numunelerden ilki güçlendirme uygulanan numuneler ile özdeş bir numunedir. Beton sınıfı düşük ve kolon-kiriş birleşim bölgesinde sargı donatısı bulundurmayan bu numune, güçlendirme öncesi baz dayanım ve davranış sergilemek üzere tasarlanmış ve üretilmiştir. Öte yandan, uygulanan güçlendirmeler ile hedeflenen dayanım ve davranış parametrelerine sahip olan bir referans numune daha üretilmiştir. Bu numune modern tasarım ve deprem yönetmeliklerde belirtilen şartları karşılayan bir test elemanıdır. Bu bölümde referans olarak tasarlanmış ve üretilmiş olan bu numunelerin artımsal histeretik test sonuçları sunulmuş ve kıyaslanmıştır.

4.1.1. Referans S-1 Numunesine Ait Deney Sonuçları

Deneysel çalışmanın kötü referans davranışını temsil eden numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda birleşim bölgesi sargı donatısı bulundurmayan bu deney elemanı, hedeflendiği üzere bu bölgede oluşan kesme hasarı ile göçme mekanizmasına ulaşmıştır. Deney numunesine ait deney başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.1’de gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve bu yükleme protokolüne bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.1’de sunulmuştur.



a) S-1 numunesine ait deney düzeneği



b) S-1 Numunesine ait deney sonu görseli

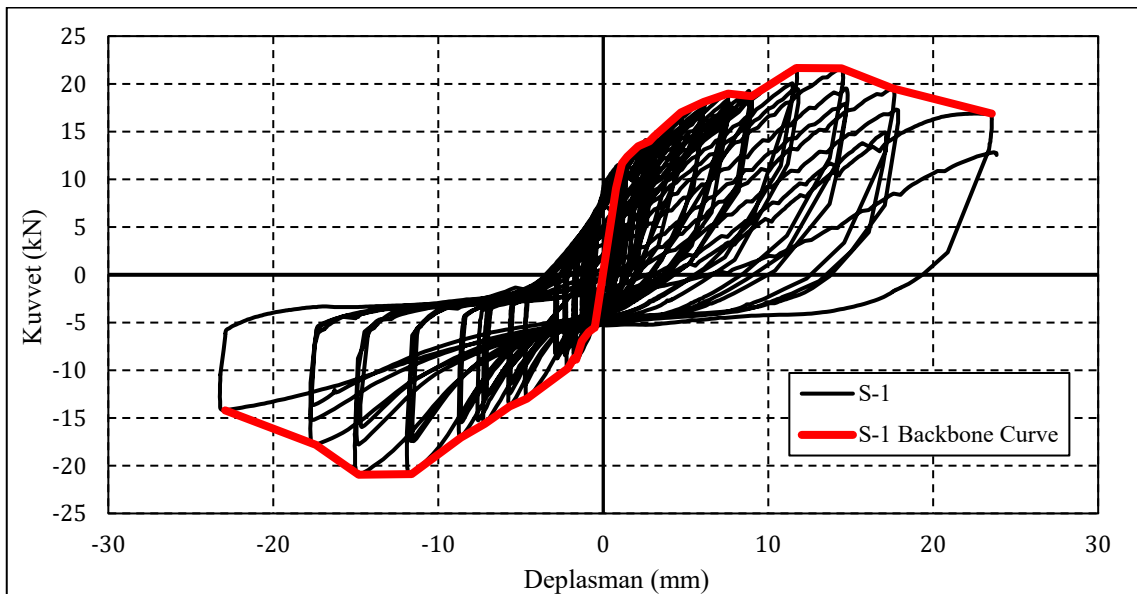
Şekil 4.1. S-1 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

Deneysel çalışmada kötü referans numunesi olarak tasarlanmış olan S-1 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Yük-deplasman grafiği Şekil 4.2’de sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar ilk olarak S-2 iyi referans numunesiyle, daha sonra da güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.1. S-1 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	1 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
2	0.001	0.65	1 nolu çatlağın devamı olarak 2 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
4	0.0015	0.975	Kiriş uç bölgesine 3 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
5	0.0015	0.975	Birleşim bölgesinde 4 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	5 ve 6 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.002	-1.3	7 nolu çatlak oluşmuştur.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	4 nolu çatlak genişlemiş (0.4mm) ve uzamıştır.
	-0.003	-1.95	1 ve 7 nolu çatlaklar birleşerek uzamış, 8 nolu çatlak oluşmuştur.
11	0.003	1.95	3 nolu çatlak uzamış ve 9 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.003	-1.95	10 nolu çatlak oluşmuştur.
12	0.003	1.95	6 nolu çatlak 0.6mm genişliğine ulaşmıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	3 ve 6 nolu çatlakların genişlikleri 1mm değerini aşmıştır.
	-0.004	-2.6	10 nolu çatlak uzamış ve 11 nolu çatlak oluşmuştur.
14	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
15	0.004	2.6	12 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	12 nolu çatlak uzamış ve 13 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	13 nolu çatlak uzamış ve 14 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	6 nolu çatlak genişliği 1mm olarak ölçülmüştür.
	-0.0075	-4.875	15 nolu çatlak oluşmuştur.
20	0.0075	4.875	12 nolu çatlak uzamış 16 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
21	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	11 nolu çatlak uzamış ve 17 nolu çatlak oluşmuştur.
22	0.01	6.5	5 nolu çatlak uzamış ve 18 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	Kiriş üzerinde 19 ve 20 nolu çatlaklar oluşmuştur.
23	0.01	6.5	Kiriş üzerinde 21 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
24	0.01	6.5	6 nolu çatlak 1.5mm genişliğine ulaşmıştır.
	-0.01	-6.5	15 nolu çatlak uzamış, 22ve 23 nolu çatlaklar oluşmuştur.
25	0.0125	8.125	16 nolu çatlak uzamış ve 24 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	25 nolu çatlak oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	25 nolu çatlak uzamış ve 26 nolu çatlak oluşmuştur.
27	0.0125	8.125	14 nolu çatlak uzamış ve 27 nolu çatlak oluşmuştur.

	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
28	0.015	9.75	6 nolu çatlak genişliği 2mm olarak ölçülmüştür.
	-0.015	-9.75	23 nolu çatlak uzamış ve 28 nolu çatlak oluşmuştur.
29	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
30	0.015	9.75	29 nolu 2 adet yeni çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	30 ve 31 nolu çatlaklar oluşmuştur.
31	0.02	13	24 nolu çatlak uzamış ve 32 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	33 nolu çatlak oluşmuştur.
32	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	34 nolu çatlak oluşmuştur.
33	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	31 nolu çatlak uzamış ve 35 nolu çatlak oluşmuştur.
34	0.025	16.25	6 nolu çatlak genişliği 2.3mm olarak ölçülmüştür.
	-0.025	-16.25	36 nolu çatlak oluşmuştur.
35	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	7 nolu çatlak genişliği 2mm olarak ölçülmüştür.
36	0.025	16.25	İtme doğrultusuna göre basınç bölgesinde ezilme oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	31 nolu çatlak kolon kenarına ulaşmış 37 nolu çatlak oluşmuştur.
37	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
38	0.03	19.5	12 nolu çatlak genişliği 2mm olarak ölçülmüştür.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
39	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
40	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
41	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
43	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
44	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
45	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



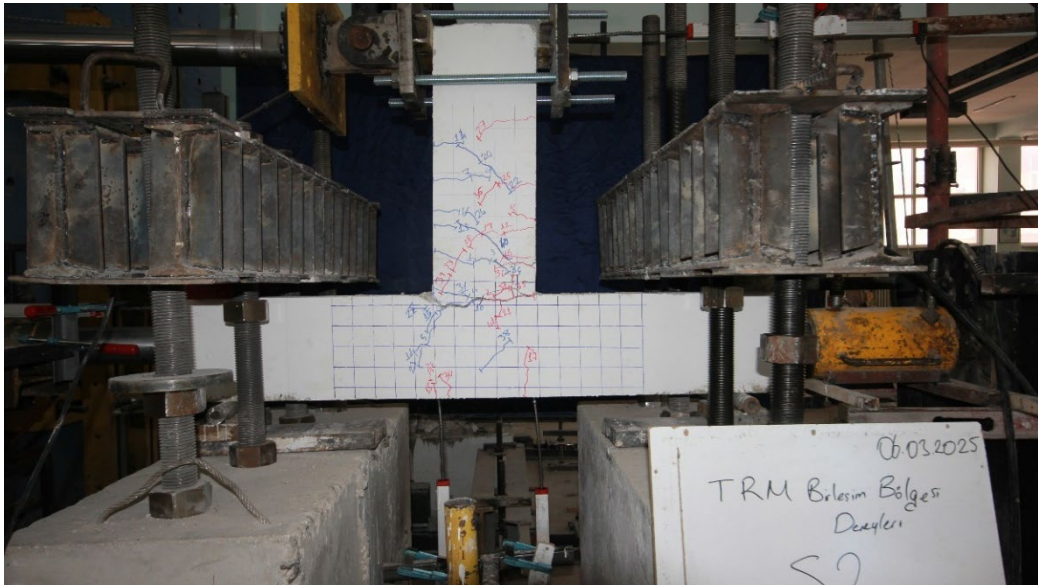
Şekil 4.2. S-1 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

4.1.2. Referans S-2 Numunesine Ait Deney Sonuçları

Deneyisel çalışmanın iyi referans davranışını temsil eden numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda birleşim bölgesi sargı donatısı bulunduran ve beton dayanımı yüksek olan bu deney elemanı, hedeflendiği üzere eğilme hasarıyla göçme mekanizmasına ulaşmış, son çevrimlerde de kesme hasarı almıştır. Bu deneye ait başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.3'te gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve buna bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.2'de sunulmuştur.



a) S-2 numunesine ait deney düzeneği



b) S-2 Numunesine ait deney sonu görseli

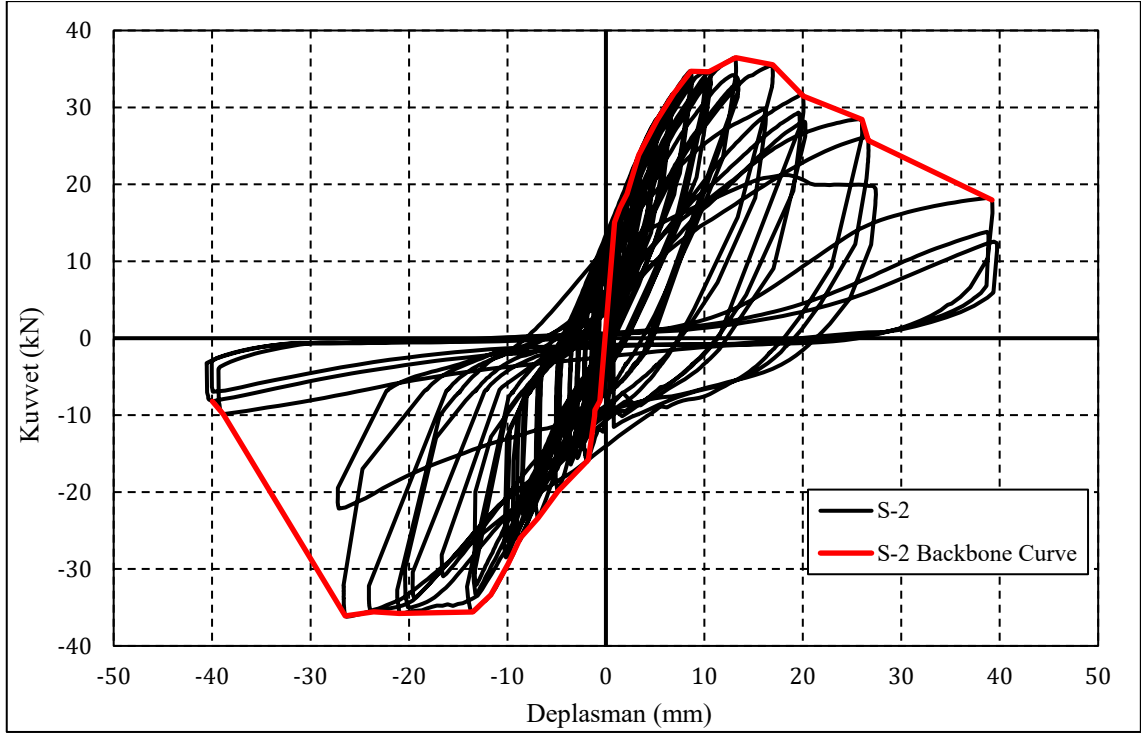
Şekil 4.3. S-2 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

Deneyisel çalışmada iyi referans olarak tasarlanmış olan S-2 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Yük-deplasman grafiği Şekil 4.4'te sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar ilk olarak S-1 kötü referans numunesiyle, daha sonra da güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.2. S-2 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	1 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	2 nolu çatlak oluşmuştur.
2	0.001	0.65	3 ve 4 nolu çatlaklar olumuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	5 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
4	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
5	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	6 ve 7 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	8 nolu çatlak oluşmuştur.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
11	0.003	1.95	9 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
12	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	10 ve 11 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
14	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
15	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	12 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	13 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	14 ve 15 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	16 nolu çatlak oluşmuştur.
20	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
21	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.

	-0.0075	-4.875	17 ve 18 nolu çatlaklar oluşmuştur.
22	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	19 nolu çatlak oluşmuştur.
23	0.01	6.5	20 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	21 nolu çatlak oluşmuştur.
24	0.01	6.5	22 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
25	0.0125	8.125	23 ve 24 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	25 nolu çatlak oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
27	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	26 nolu çatlak oluşmuştur.
28	0.015	9.75	27 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	28 nolu çatlak oluşmuştur.
29	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
30	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
31	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	29 nolu çatlak oluşmuştur.
32	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
33	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	30 nolu çatlak oluşmuştur.
34	0.025	16.25	31 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	32 nolu çatlak oluşmuştur.
35	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
36	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	33 nolu çatlak oluşmuştur.
37	0.03	19.5	34 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	35 nolu çatlak oluşmuştur.
38	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	36 nolu çatlak oluşmuştur.
39	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	37 nolu çatlak oluşmuştur.
40	0.04	26	38 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.04	-26	39 nolu çatlak oluşmuştur.
41	0.04	26	40 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.04	-26	41 nolu çatlak oluşmuştur.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
43	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
44	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
45	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



Şekil 4.4. S-2 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

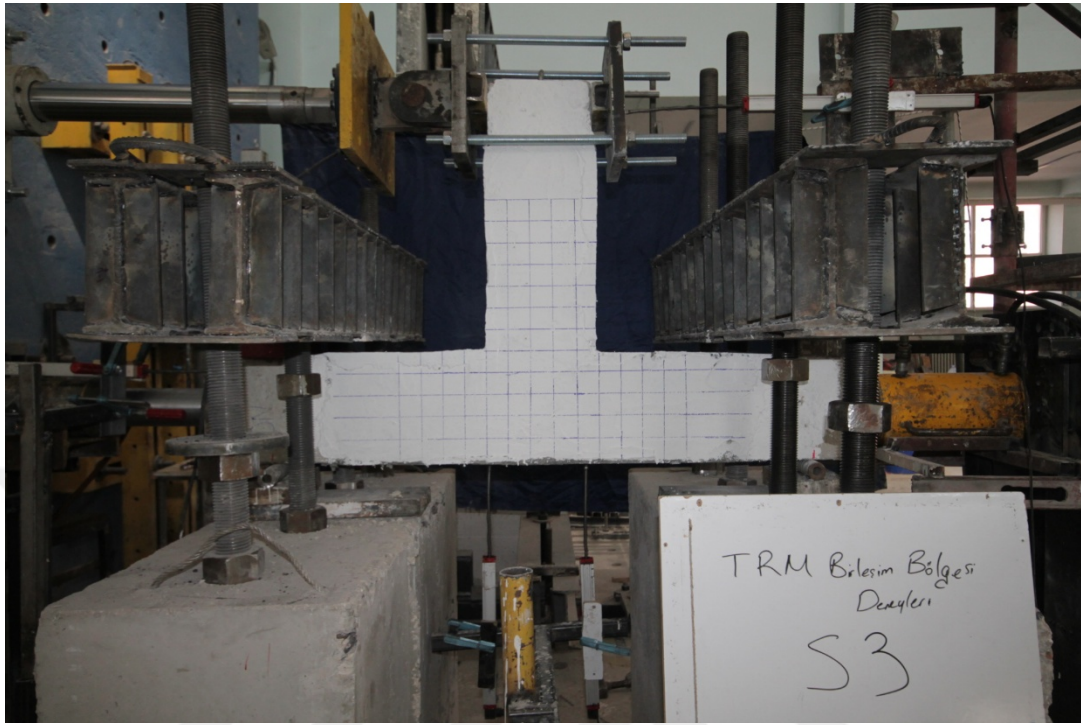
4.2. Güçlendirilmiş Eleman Deneyleri

TGSK ile uygulanan güçlendirmenin, mevcut betonarme elemanlar üzerindeki dayanım ve davranışa olan katkılarının izlenebilmesi adına çeşitli güçlendirme korelasyonlarıyla deney numuneleri üretilmiş ve test edilmiştir. Bu numuneler, S-1 numunesi ile özdeş olarak tasarlanmış ve üretilmiştir. Beton sınıfı düşük ve kolon-kiriş birleşim bölgesinde sargı donatısı bulundurmeyen bu numuneler, farklı şerit genişlik ve aralıklarıyla güçlendirilmiştir. Ardından bu numunelerin deney sonuçları S-1 ve S-2 deney sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Bu bölümde referans olarak tasarlanmış ve üretilmiş olan bu numunelerin artımsal histeretik test sonuçları sunulmuş ve kıyaslanmıştır.

4.2.1. Güçlendirilmiş S-3 Numunesine Ait Deney Sonuçları

Deneyisel çalışmanın TGSK yönteminde şeritlerle uygulanan güçlendirme varyasyonlarına kıyasla gözlemlenebilecek en yüksek dayanım ve davranış farkını ortaya koymasının beklendiği numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda tüm birleşim bölgesi, kolon ve kiriş uçları TGSK sargı ile güçlendirilen bu deney elemanı, hedeflendiği üzere yük taşıma ve deplasman kapasitesi oldukça artmış, kesme hasarı mekanizmasını oldukça geciktirmiştir. Bu deneye ait başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.5'te gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca

uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve buna bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.3'te sunulmuştur.



a) S-3 numunesine ait deney düzeneği



b) S-3 Numunesine ait deney sonu görseli

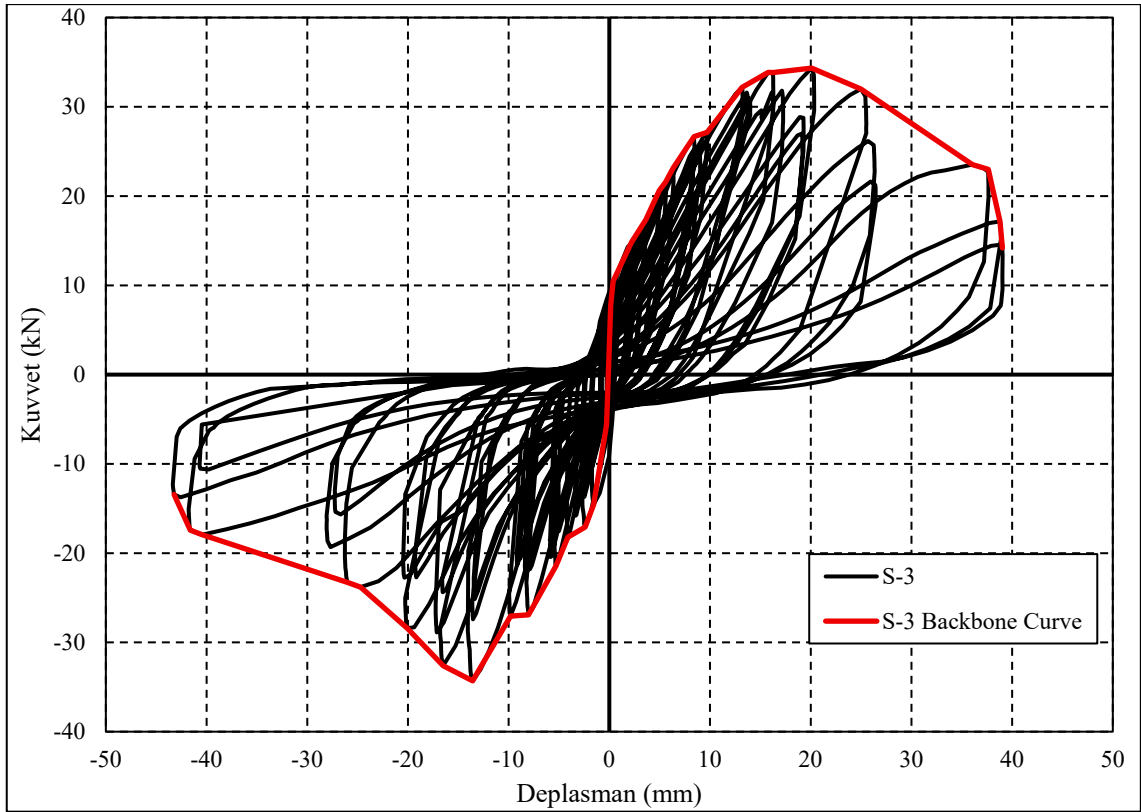
Şekil 4.5. S-3 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

Deneyisel çalışmada en yüksek performansı sağlaması beklenen S-3 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Yük-deplasman grafiği Şekil 4.6'te sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.3. S-3 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	Çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	1 nolu çatlak oluşmuştur.
2	0.001	0.65	2 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
4	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
5	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
11	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
12	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	3 nolu çatlak oluşmuştur.
14	0.004	2.6	4 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	5 nolu çatlak oluşmuştur.
15	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	Kiriş ortasında eğilme hasarı şeklinde 6 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Kiriş ortasında eğilme hasarı şeklinde 7 nolu çatlak oluşmuştur.
20	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Kiriş ortasında eğilme hasarı şeklinde 8 nolu çatlak oluşmuştur.
21	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.

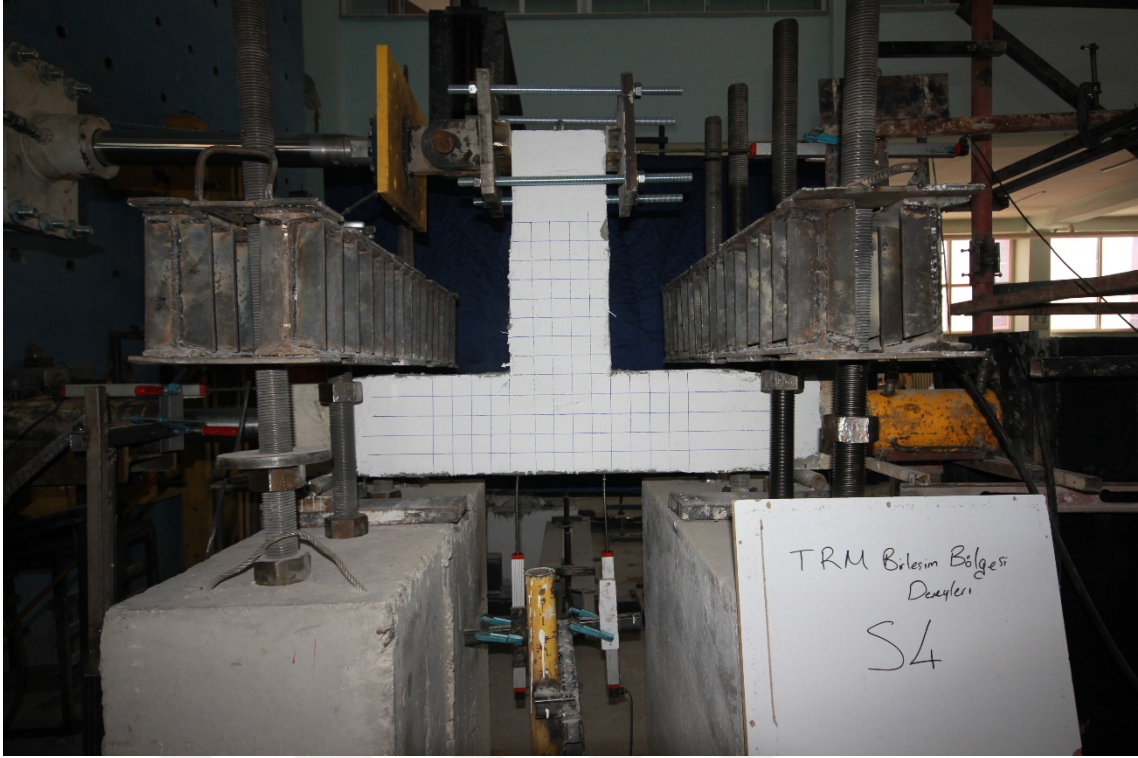
	-0.0075	-4.875	Kiriş ortasında eğilme hasarı şeklinde 9 nolu çatlak oluşmuştur.
22	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
23	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	10 nolu çatlak oluşmuştur.
24	0.01	6.5	Birleşimde kesme hasarı şeklinde 11 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
25	0.0125	8.125	Kiriş üzerinde eğilme hasarı şeklinde 12 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	Kiriş üzerinde eğilme hasarı şeklinde 13 nolu çatlak oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	Birleşimde kesme hasarı şeklinde 14 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
27	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
28	0.015	9.75	Birleşimde kesme hasarı şeklinde 15 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	Birleşimde kesme hasarı şeklinde 16 nolu çatlak oluşmuştur.
29	0.015	9.75	2 nolu çatlakla komşu olarak kiriş ucunda 17 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	Birleşimde kesme hasarı şeklinde 18 nolu çatlak oluşmuştur.
30	0.015	9.75	Kiriş üzerinde 19 nolu eğilme çatlakları oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
31	0.02	13	Birleşimde kesme hasarı şeklinde 31 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	4 nolu çatlak uzamış ve 21 nolu çatlak ile kiriş ucunda beton tamamen ayrılmıştır.
32	0.02	13	3 ve 11 nolu çatlaklar birleşmiş ve 22 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
33	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	Kiriş ucunda eğilme hasarı şeklinde 23 nolu çatlak oluşmuştur.
34	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
35	0.025	16.25	Birleşim bölgesinde 24 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	Birleşim bölgesinde 25 nolu çatlak oluşmuştur.
36	0.025	16.25	Birleşim bölgesinde 20 nolu uzamış ve 26 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
37	0.03	19.5	Birleşim bölgesinde 27 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	Birleşim bölgesinde 28 nolu çatlak oluşmuştur.
38	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
39	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	Birleşim bölgesinde 29 nolu çatlak oluşmuştur.
40	0.04	26	Kiriş ucunda eğilme hasarı şeklinde 30 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.04	-26	Birleşim bölgesinde 31 nolu çatlak oluşmuştur.
41	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Birleşim bölgesinde 32 nolu çatlak oluşmuştur.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
43	0.06	39	Birleşim bölgesinde 33 nolu çatlak oluşmuştur. Yükte düşme görülmüştür.
	-0.06	-39	Birleşim bölgesinde 34 nolu çatlak oluşmuştur.
44	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
45	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



Şekil 4.6. S-3 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

4.2.2. Güçlendirilmiş S-4 Numunesine Ait Deney Sonuçları

Deneyisel çalışmanın en sık ve yoğun şeritlerle uygulanan TGSK yönteminde gözlemlenebilecek en yüksek dayanım ve davranış farkını ortaya koymasının beklendiği numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda tüm birleşim bölgesi, kolon ve kiriş uçları şerit TGSK sargı ile güçlendirilen bu deney elemanı, hedeflendiği üzere yük taşıma ve deplasman kapasitesi oldukça artmış, kesme hasarı mekanizmasını oldukça geciktirmiştir. Bu deneye ait başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.7’de gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve buna bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.4’te sunulmuştur.



a) S-4 numunesine ait deney düzeneği



b) S-4 Numunesine ait deney sonu görseli

Şekil 4.7. S-4 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

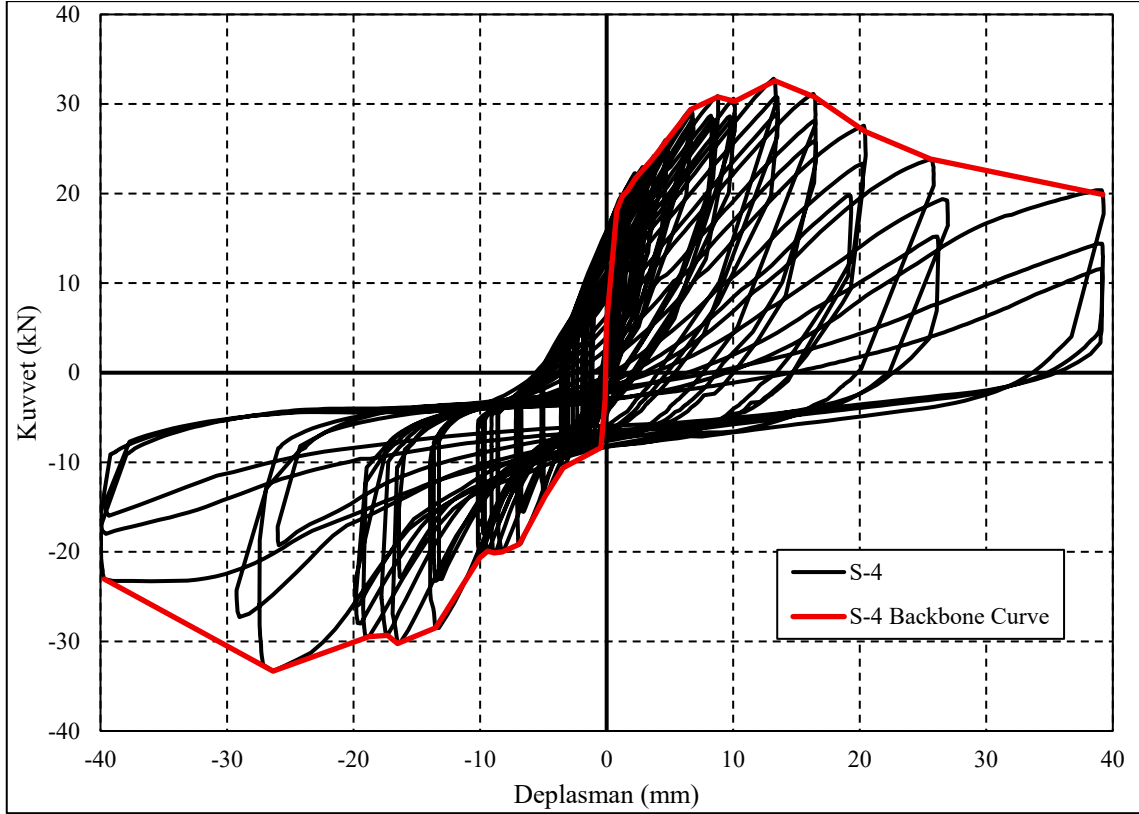
Deneyisel çalışmada en iyi 2. sıradaki performansı sağlaması beklenen S-4 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Yük-

deplasman grafiği Şekil 4.8’de sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.4. S-4 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	Çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Çatlak oluşmamıştır.
2	0.001	0.65	1 ve 2 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	3 ve 4 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
4	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
5	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	5 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.002	-1.3	6 nolu çatlak oluşmuştur.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	7 ve 8 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.003	-1.95	9 nolu çatlak oluşmuştur.
11	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
12	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
14	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
15	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	10 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	11 nolu çatlak oluşmuştur.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	12 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	Birleşim bölgesinde ilk kesme hasarı olarak 13 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
20	0.0075	4.875	14 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
21	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.

22	0.01	6.5	15 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	16 nolu çatlak oluşmuştur.
23	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
24	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
25	0.0125	8.125	18 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	19 ve 20 nolu çatlaklar oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	21 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
27	0.0125	8.125	22 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
28	0.015	9.75	23 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	24 nolu çatlak oluşmuştur.
29	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
30	0.015	9.75	25 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
31	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	26 nolu çatlak oluşmuştur.
32	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	27 nolu çatlak oluşmuştur.
33	0.02	13	28 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	29 nolu çatlak oluşmuştur.
34	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	30 nolu çatlak oluşmuştur.
35	0.025	16.25	31 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	32 nolu çatlak oluşmuştur.
36	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	33 nolu çatlak oluşmuştur.
37	0.03	19.5	34 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
38	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	35 nolu çatlak oluşmuştur.
39	0.03	19.5	36 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
40	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	37 ve 38 nolu çatlaklar oluşmuştur.
41	0.04	26	40 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	41 nolu çatlak oluşmuştur.
43	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	42 nolu çatlak oluşmuştur.
44	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	43 nolu çatlak oluşmuştur.
45	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



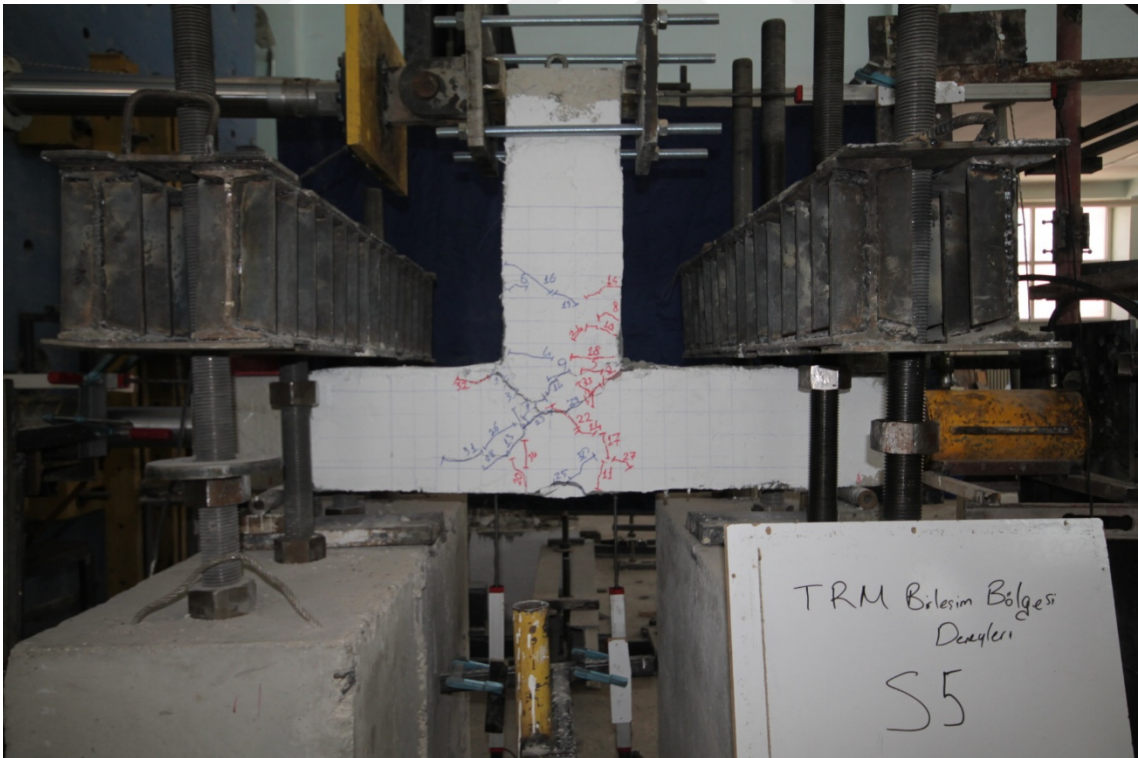
Şekil 4.8. S-4 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

4.2.3. Güçlendirilmiş S-5 Numunesine Ait Deney Sonuçları

Deneyisel çalışmanın en iyi 3. sıradaki performansı sağlaması beklenen TGSK yöntemiyle güçlendirilmiş olan numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda tüm birleşim bölgesi, kolon ve kiriş uçları şerit TGSK sargı ile güçlendirilen bu deney elemanı, hedeflendiği üzere yük taşıma ve deplasman kapasitesinde artışlar görülmüş, kesme hasarı mekanizmasını da geciktirmiştir. Deney sonucunda ker ne kadar eleman kesme hasarı ile göçme mekanizmasına ulaşmış olsa da daha yüksek yük taşıma sahip olduğu görülmüştür. Bu deneye ait başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.9’da gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve buna bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.5’te sunulmuştur.



a) S-5 numunesine ait deney düzeneği



b) S-5 Numunesine ait deney sonu görseli

Şekil 4.9. S-5 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

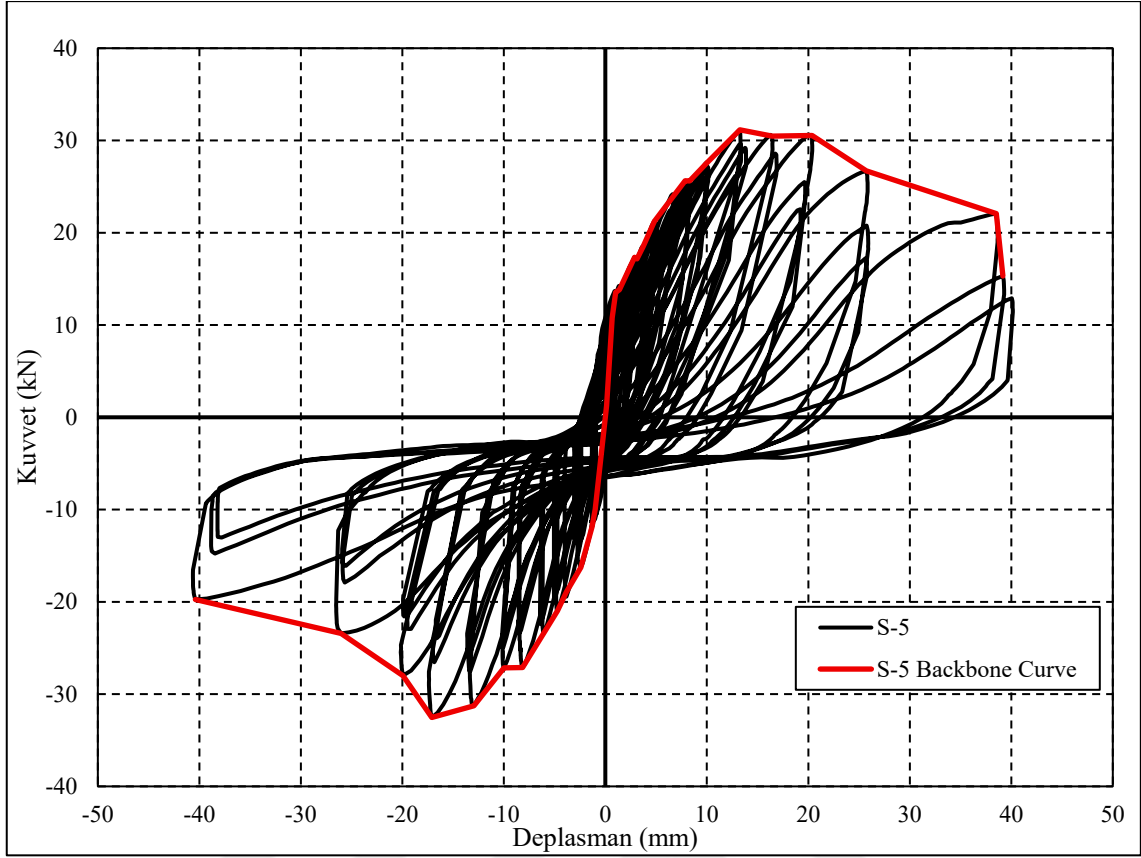
Deneyisel çalışmada en yüksek 3. Sıradaki performansı sağlaması beklenen S-5 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Yük-

deplasman grafiği Şekil 4.10’da sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.5. S-5 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	1 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
2	0.001	0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
4	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	2 nolu çatlak oluşmuştur.
5	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
11	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
12	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	3 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
14	0.004	2.6	4 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	5 nolu çatlak oluşmuştur.
15	0.004	2.6	6 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	7 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	8 nolu çatlak oluşmuştur.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	9 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
20	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	10 nolu çatlak oluşmuştur.
21	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	11 nolu çatlak oluşmuştur.

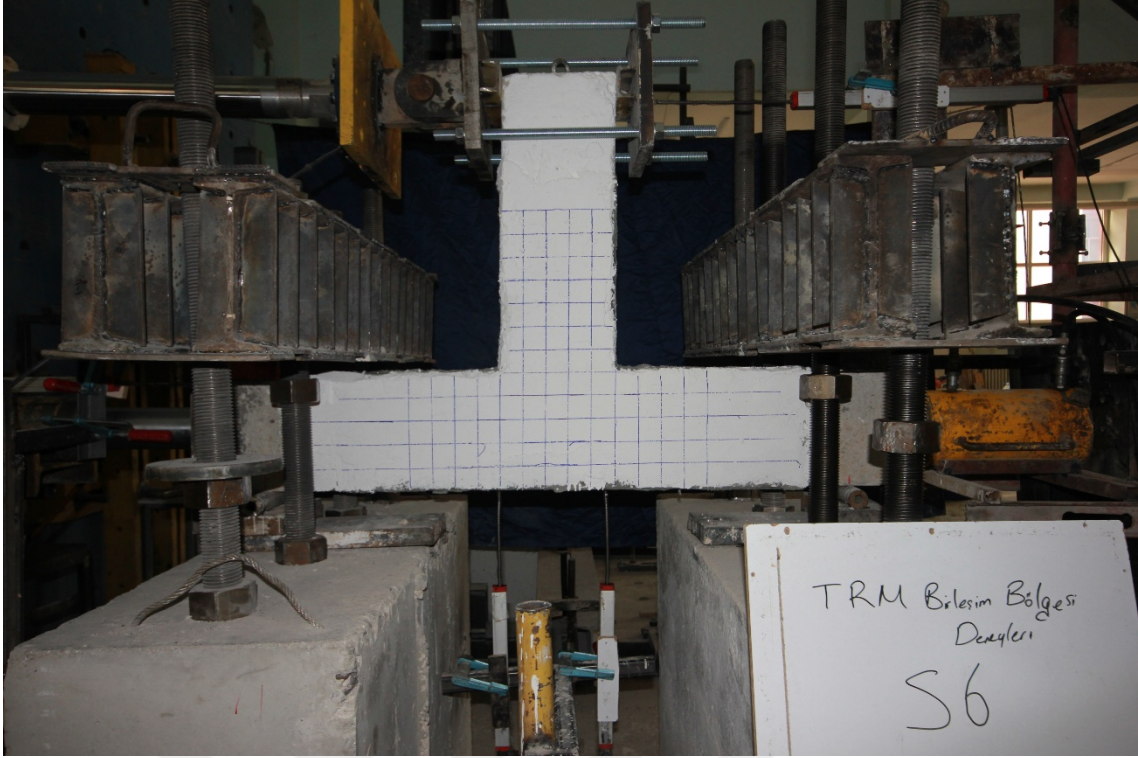
22	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	12 nolu çatlak oluşmuştur.
23	0.01	6.5	13 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
24	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
25	0.0125	8.125	14 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	15 nolu çatlak oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	16 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	17 nolu çatlak oluşmuştur.
27	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	18 nolu çatlak oluşmuştur.
28	0.015	9.75	19 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	20 nolu çatlak oluşmuştur.
29	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	21 nolu çatlak oluşmuştur.
30	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
31	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	22 nolu çatlak oluşmuştur.
32	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
33	0.02	13	23 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
34	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	25 nolu çatlak oluşmuştur.
35	0.025	16.25	26 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	27 nolu çatlak oluşmuştur.
36	0.025	16.25	28 ve 29 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
37	0.03	19.5	30 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
38	0.03	19.5	31 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	32 nolu çatlak oluşmuştur.
39	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
40	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	33 nolu çatlak oluşmuştur.
41	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
43	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	34 nolu çatlak oluşmuştur.
44	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
45	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



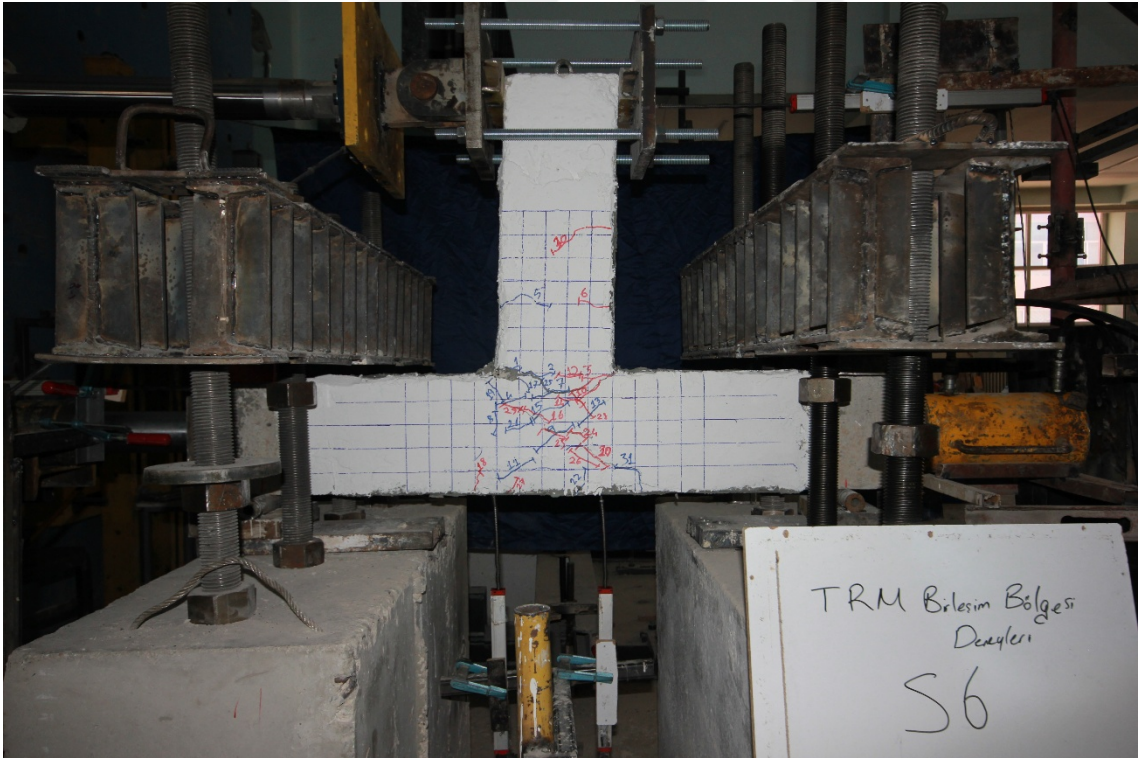
Şekil 4.10. S-5 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

4.2.4. Güçlendirilmiş S-6 Numunesine Ait Deney Sonuçları

DeneySEL çalışmanın en iyi 4. sıradaki performansı sağlaması beklenen TGSK yöntemiyle güçlendirilmiş olan numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda tüm birleşim bölgesi, kolon ve kiriş uçları şerit TGSK sargı ile güçlendirilen bu deney elemanı, hedeflendiği üzere yük taşıma ve deplasman kapasitesinde artışlar görülmüş, kesme hasarı mekanizmasını da geciktirmiştir. Deney sonucunda ker ne kadar eleman kesme hasarı ile göçme mekanizmasına ulaşmış olsa da daha yüksek yük taşıma sahip olduğu görülmüştür. Bu deneye ait başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.11’de gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve buna bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.6’da sunulmuştur.



a) S-6 numunesine ait deney düzeneği



b) S-6 Numunesine ait deney sonu görseli

Şekil 4.11. S-6 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

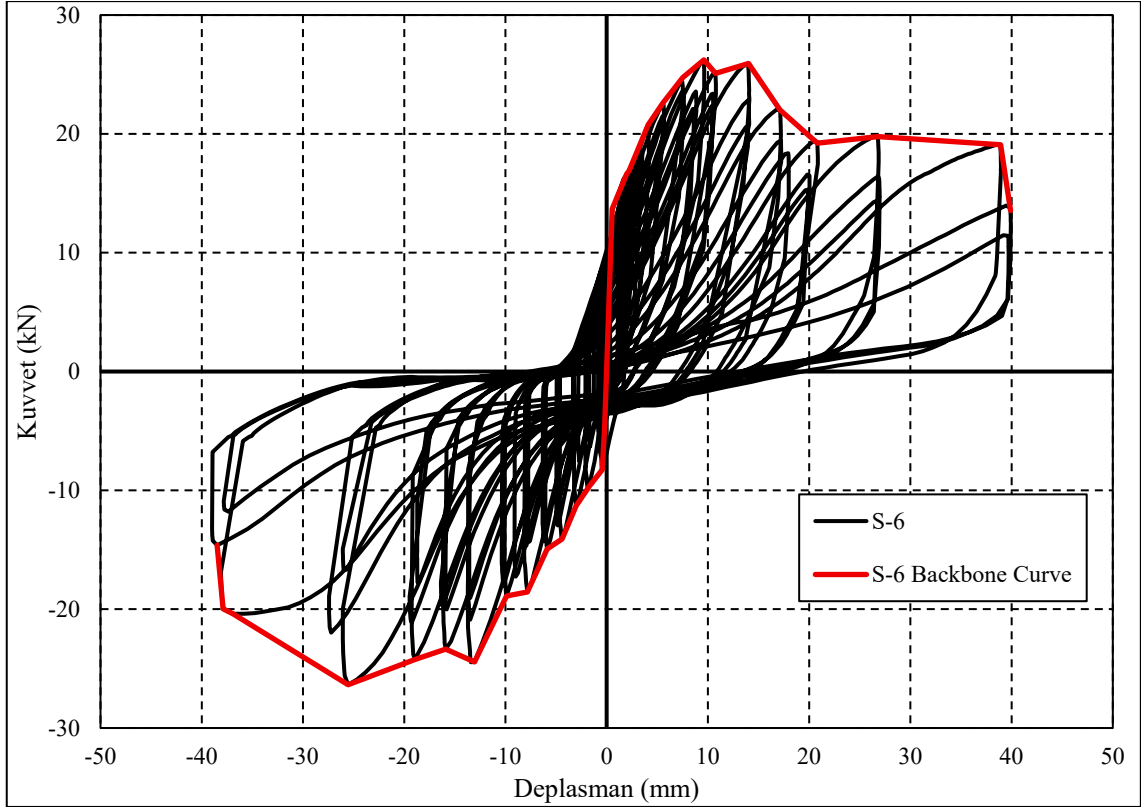
Deneyisel çalışmada en iyi 4. Sıradaki performansı sağlaması beklenen S-6 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Yük-

deplasman grafiği Şekil 4.12’de sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.6. S-6 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	1 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
2	0.001	0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	2 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	3 nolu çatlak oluşmuştur.
4	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
5	0.0015	0.975	4 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	5 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	6 nolu çatlak oluşmuştur.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	7 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
11	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
12	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
14	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
15	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	8 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	9 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	10 nolu çatlak oluşmuştur.
20	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
21	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.

22	0.01	6.5	11 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	12 nolu çatlak oluşmuştur.
23	0.01	6.5	13 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	14 nolu çatlak oluşmuştur.
24	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
25	0.0125	8.125	15 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	16 nolu çatlak oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	17 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	18 nolu çatlak oluşmuştur.
27	0.0125	8.125	19 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	20 nolu çatlak oluşmuştur.
28	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
29	0.015	9.75	21 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
30	0.015	9.75	22 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	23 nolu çatlak oluşmuştur.
31	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	24 nolu çatlak oluşmuştur.
32	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
33	0.02	13	25 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	26 nolu çatlak oluşmuştur.
34	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
35	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	27 ve 28 nolu çatlaklar oluşmuştur.
36	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
37	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	29 nolu çatlak oluşmuştur.
38	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
39	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	30 nolu çatlak oluşmuştur.
40	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
41	0.04	26	31 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
43	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
44	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
45	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



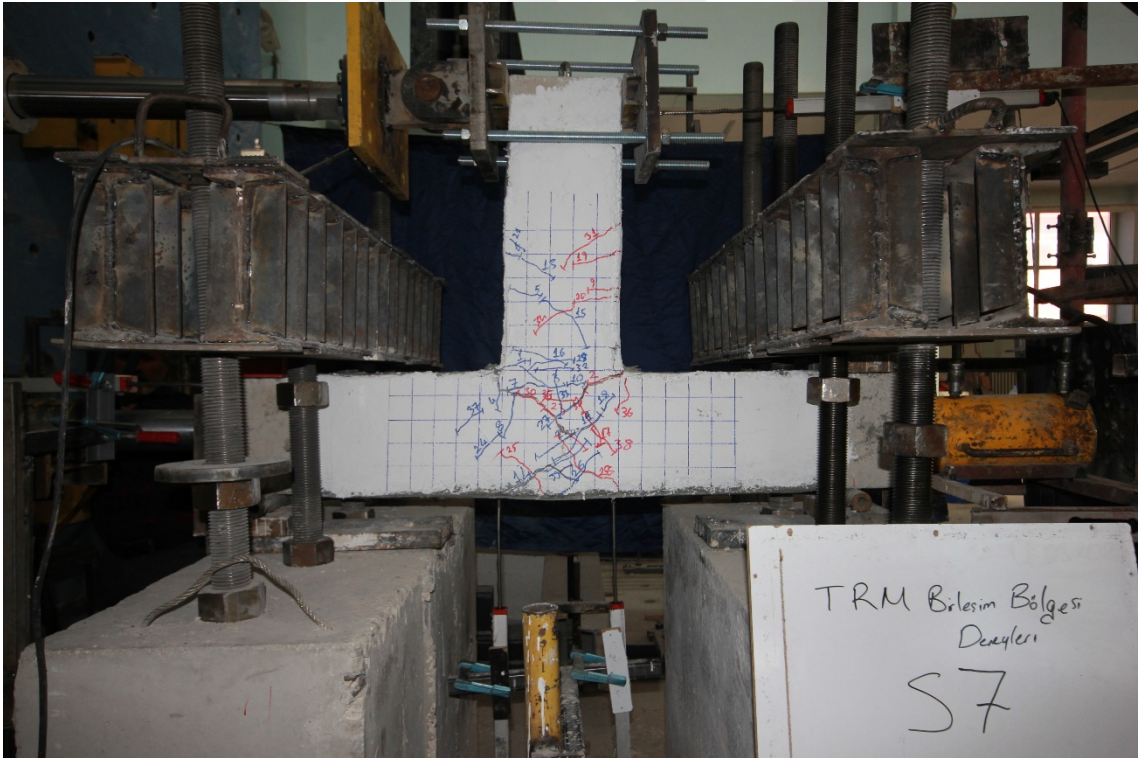
Şekil 4.10. S-6 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

4.2.5. Güçlendirilmiş S-7 Numunesine Ait Deney Sonuçları

Deneyisel çalışmanın TGSK yöntemiyle güçlendirilmiş olan numunelerin arasında en düşük performansı göstermesi beklenen bu numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda tüm birleşim bölgesi, kolon ve kiriş uçları şerit TGSK sargı ile güçlendirilen bu deney elemanı, hedeflendiği üzere yük taşıma ve deplasman kapasitesinde artışlar görülmüş, kesme hasarı mekanizmasını da geciktirmiştir. Deney sonucunda ne kadar eleman kesme hasarı ile göçme mekanizmasına ulaşmış olsa da daha yüksek yük taşıma sahip olduğu görülmüştür. Bu deneye ait başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.13'te gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve buna bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.7'de sunulmuştur.



a) S-7 numunesine ait deney düzeneği



b) S-7 Numunesine ait deney sonu görseli

Şekil 4.13. S-7 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

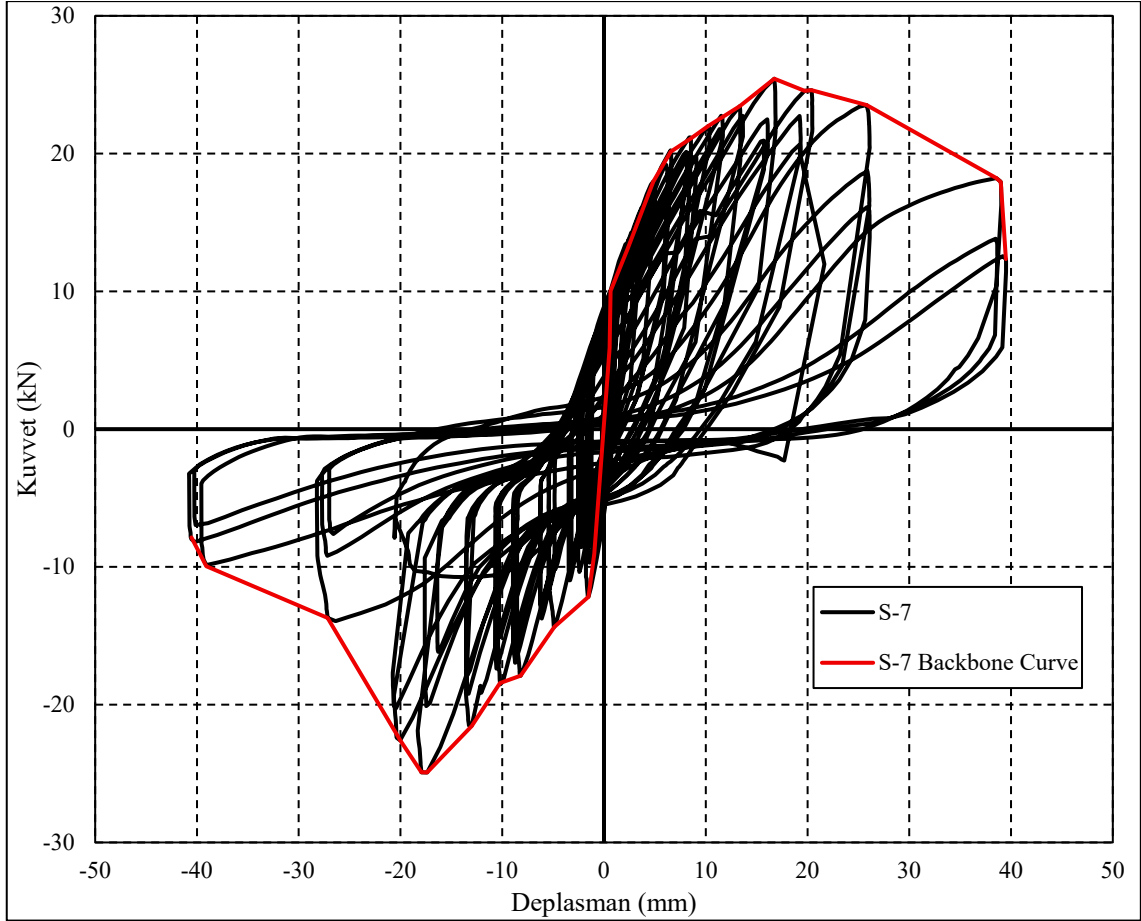
Deneyisel çalışmada en düşük güçlendirme performansını sağlaması beklenen S-7 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Yük-

deplasman grafiği Şekil 4.14'te sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.7. S-7 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	1 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	2 nolu çatlak oluşmuştur.
2	0.001	0.65	3 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
4	0.0015	0.975	4 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
5	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	5 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	6 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
11	0.003	1.95	7 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
12	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	8 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	9 nolu çatlak oluşmuştur.
14	0.004	2.6	10 nolu çatlak oluşmuştur ve eğilme çatlakları birleşmiştir.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
15	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	11 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	12 nolu çatlak oluşmuştur.
20	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
21	0.0075	4.875	13 ve 14 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.

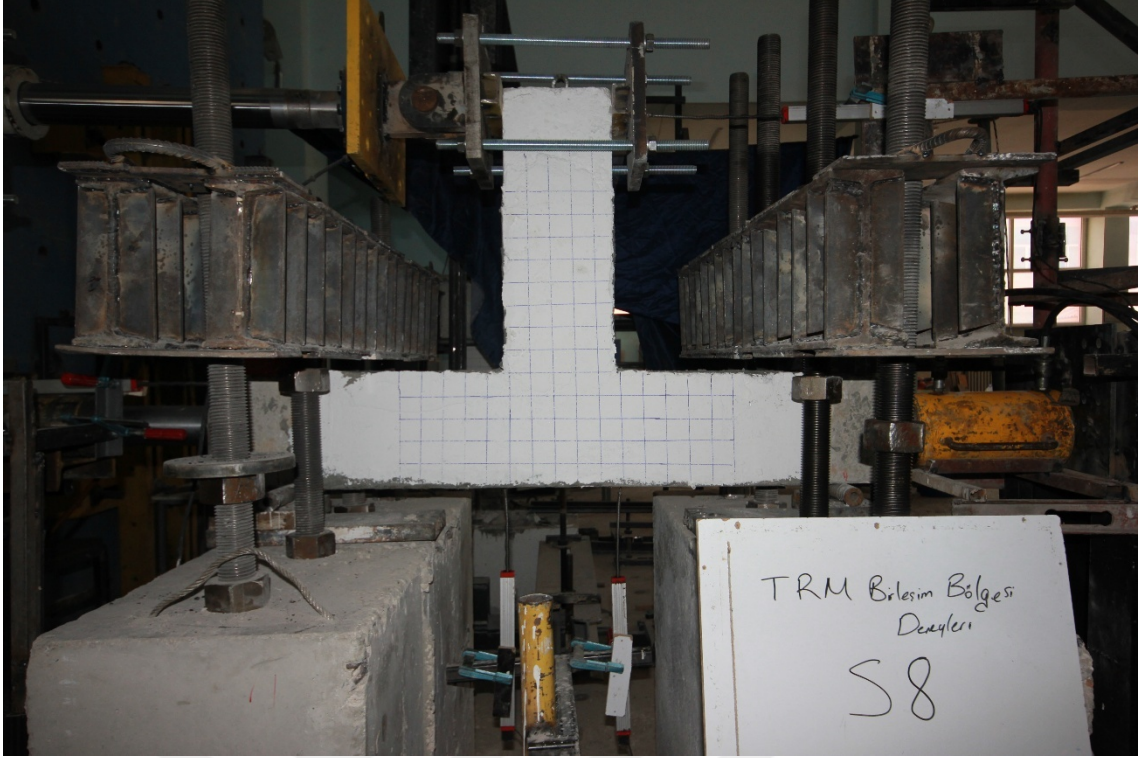
22	0.01	6.5	15 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
23	0.01	6.5	16 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
24	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
25	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	17 nolu çatlak oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	18 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
27	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	19 nolu çatlak oluşmuştur.
28	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	20 nolu çatlak oluşmuştur.
29	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
30	0.015	9.75	21 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
31	0.02	13	22 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
32	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
33	0.02	13	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.02	-13	23 nolu çatlak oluşmuştur.
34	0.025	16.25	24 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	25 nolu çatlak oluşmuştur.
35	0.025	16.25	26 ve 27 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	28 nolu çatlak oluşmuştur.
36	0.025	16.25	29 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.025	-16.25	30 nolu çatlak oluşmuştur.
37	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	31 nolu çatlak oluşmuştur.
38	0.03	19.5	32 ve 33 nolu çatlaklar oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	34 nolu çatlak oluşmuştur.
39	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	35 nolu çatlak oluşmuştur.
40	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	36 nolu çatlak oluşmuştur. Deplasmanda ani artış yükte ani düşüş görülmüştür.
41	0.04	26	37 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.04	-26	38 nolu çatlak oluşmuştur. Yükte düşme görülmüştür.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
43	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
44	0.06	39	39 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
45	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



Şekil 4.14. S-7 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

4.2.6. Güçlendirilmiş S-8 Numunesine Ait Deney Sonuçları

DeneySEL çalışmanın TGSK yöntemiyle güçlendirilmiş olan numunelerin arasında şerit genişliği faktörünün performansa olan etkisini gözlemlemek amacıyla tasarlanan bu numune, artımsal histeretik yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Bu deney sonucunda tüm birleşim bölgesi, kolon ve kiriş uçları şerit TGSK sargı ile güçlendirilen bu deney elemanı, hedeflendiği üzere yük taşıma ve deplasman kapasitesinde artışlar görülmüş, kesme hasarı mekanizmasını da geciktirmiştir. Deney sonucunda ker ne kadar eleman kesme hasarı ile göçme mekanizmasına ulaşmış olsa da daha yüksek yük taşıma sahip olduğu görülmüştür. Bu deneye ait başlangıç ve deney bitiş görselleri Şekil 4.15'te gösterilmiştir. Ayrıca deney boyunca uygulanan deplasman kontrollü yüklemenin ve buna bağlı olarak her çevrimde gözlemlenen olguların takip edildiği çizelge Tablo 4.8'de sunulmuştur.



a) S-8 numunesine ait deney düzeneği



b) S-8 Numunesine ait deney sonu görseli

Şekil 4.15. S-8 numunesi artımsal histeretik deplasman kontrollü yükleme deneyi

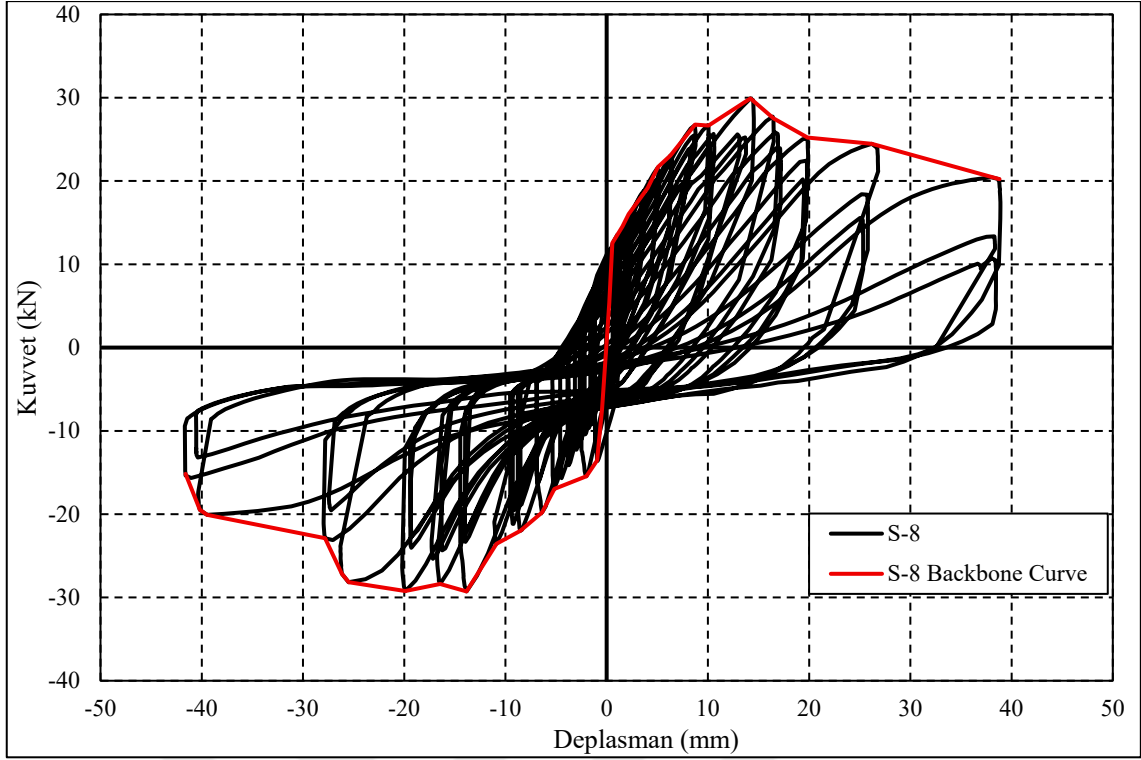
Deneyisel çalışmada şerit kalınlığının performansa olan etkisinin gözlemlenmesi amacıyla tasarlanan S-8 numunesinin deneyi tamamlanmış ve yük-deplasman ilişkisi elde

edilmiştir. Yük-deplasman grafiği Şekil 4.16'da sunulan bu deney elemanından elde edilen sonuçlar güçlendirilen numunelerle kıyaslanacaktır.

Tablo 4.8. S-8 numunesine ait deney yükleme protokolü ve çevrimlere bağlı gözlemler

Çevrim No	Kiriş Ucu Deplasman Oranı	Ötelenme (mm)	NOTLAR
1	0.001	0.65	1 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	2 nolu çatlak oluşmuştur.
2	0.001	0.65	3 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
3	0.001	0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.001	-0.65	Yeni çatlak oluşmamıştır.
4	0.0015	0.975	4 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0015	-0.975	5 nolu çatlak oluşmuştur.
5	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
6	0.0015	0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0015	-0.975	Yeni çatlak oluşmamıştır.
7	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
8	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
9	0.002	1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.002	-1.3	Yeni çatlak oluşmamıştır.
10	0.003	1.95	6 nolu çatlak oluşmuştur. Birleşim bölgesinde ilk kesme hasarı oluşmuştur.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
11	0.003	1.95	7 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
12	0.003	1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.003	-1.95	Yeni çatlak oluşmamıştır.
13	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
14	0.004	2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
15	0.004	2.6	8 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.004	-2.6	Yeni çatlak oluşmamıştır.
16	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
17	0.005	3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
18	0.005	3.25	9 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.005	-3.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
19	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
20	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
21	0.0075	4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0075	-4.875	Yeni çatlak oluşmamıştır.

22	0.01	6.5	10 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.01	-6.5	11 nolu çatlak oluşmuştur.
23	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
24	0.01	6.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.01	-6.5	12 nolu çatlak oluşmuştur.
25	0.0125	8.125	13 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	14 nolu çatlak oluşmuştur.
26	0.0125	8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
27	0.0125	8.125	15 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.0125	-8.125	Yeni çatlak oluşmamıştır.
28	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
29	0.015	9.75	16 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.015	-9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
30	0.015	9.75	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.015	-9.75	17 nolu çatlak oluşmuştur.
31	0.02	13	18 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	19 nolu çatlak oluşmuştur.
32	0.02	13	20 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	21 nolu çatlak oluşmuştur.
33	0.02	13	22 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.02	-13	23 nolu çatlak oluşmuştur.
34	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	24 nolu çatlak oluşmuştur.
35	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
36	0.025	16.25	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.025	-16.25	26 nolu çatlak oluşmuştur.
37	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	27 nolu çatlak oluşmuştur.
38	0.03	19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.03	-19.5	Yeni çatlak oluşmamıştır.
39	0.03	19.5	28 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.03	-19.5	29 nolu çatlak oluşmuştur.
40	0.04	26	30 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.04	-26	31 nolu çatlak oluşmuştur.
41	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
42	0.04	26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.04	-26	Yeni çatlak oluşmamıştır.
43	0.06	39	32 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
44	0.06	39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.
45	0.06	39	33 nolu çatlak oluşmuştur.
	-0.06	-39	Yeni çatlak oluşmamıştır.



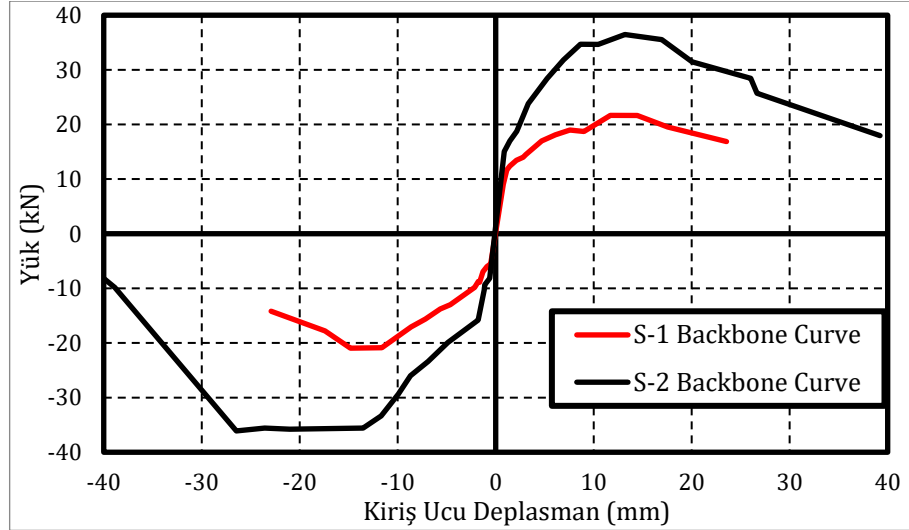
Şekil 4.16. S-8 numunesi ile gerçekleştirilen deney sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi grafiği

4.3. Deney Sonuçlarının Güçlendirme Parametrelerine Göre Kıyaslanması

TGSK yöntemi ile güçlendirilmiş olan tüm numunelerin deneyleri tamamlanmış ve sonuçları her bir numune için ayrı ayrı önceki bölümlerde sunulmuştur. Bu bölümde ise deneylerden elde edilen sonuçlarının detaylandırılmış ve farklı parametrelere dönüştürülmüş türevleri sunulmuş ve her numune için kıyaslanmıştır. Kıyaslama parametreleri; referans numuneler, aynı genişlikteki farklı şerit aralıkları, çubuk eleman eksenlerine paralel şerit sayıları ve TGSK şerit genişlikleri şeklinde sunulmuştur.

4.3.1. Deneylerdeki Kiriş Ucu Yük-Deplasman İlişkilerinin Kıyaslanması

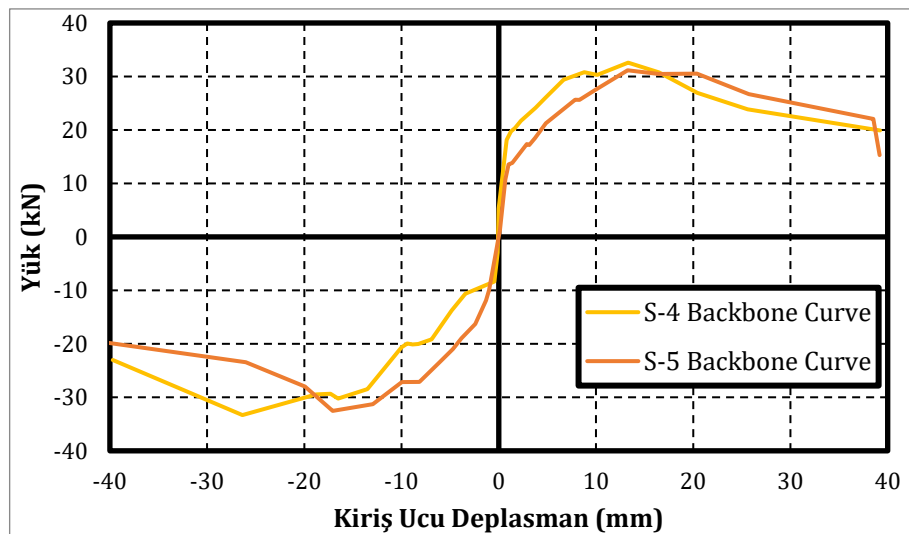
Uygulanan güçlendirme yönteminde kolon-kiriş birleşim bölgesi güçlendirmesi hususunda TGSK şeritlerin farklı genişliklerde ve aralıklarda kullanılarak oluşturulan deney programında numuneler, güçlendirme tiplerine göre gruplandırılarak karşılaştırılmıştır. İlk olarak referans numuneler olarak tasarlanan S-1 ve S-2 numuneleri kendi aralarında kiriş ucundaki yük-deplasman ilişkileri bakımından kıyaslanmıştır. Deneyler sonucunda elde edilen davranış farklılıkları Şekil 4.17’de sunulmuştur. Burada S-1 kötü referans numuneyi, S-2 ise hedeflenen referans numuneyi temsil etmektedir.



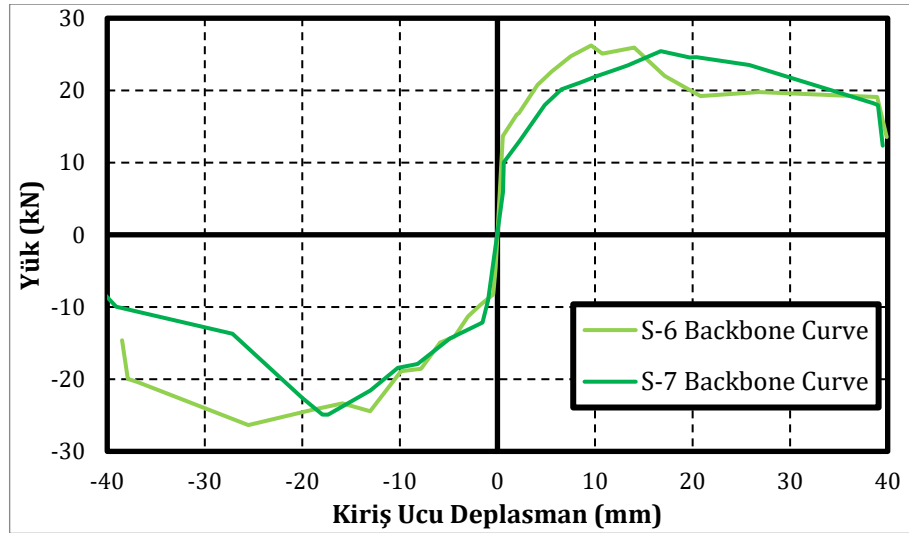
Şekil 4.17. Referans numunelerin deney sonu yük-deplasman ilişkilerinin kıyaslanması

Bu sonuçlardan da görüldüğü üzere S-2 numunesi, beton dayanımı düşük ve kolon-kiriş birleşim bölgesinde sargı donatısı bulundurmayan S-1 numunesinden %68 daha fazla yanal yük taşıma kapasitesine ve kiriş ucu ötelenme değerine ulaşmıştır.

TGSK yöntemi kullanılarak karbon file şeritlerle uygulanan sargılamada şerit aralığının değişimi ile davranış üzerinde gözlemlenen farklılıkların incelenmesi adına 2 farklı kıyaslama yapılmıştır. S-4 ve S-5 numuneleri ile S-6 ve S-7 numuneleri, kolon ve kiriş elemanların doğrultusunda özdeş şerit güçlendirmesine sahiptir ancak sargı şeritleri açısından S-4'te 150 mm aralıkla, S-5'te ise 200 mm aralıkla şerit sargı uygulaması yapılmıştır. Bu güçlendirme farkı sonucundan davranışta gözlemlenen değişim S-4 ve S-5 için Şekil 4.18'de, S-6 ve S-7 için Şekil 4.19'da kıyaslanmıştır.



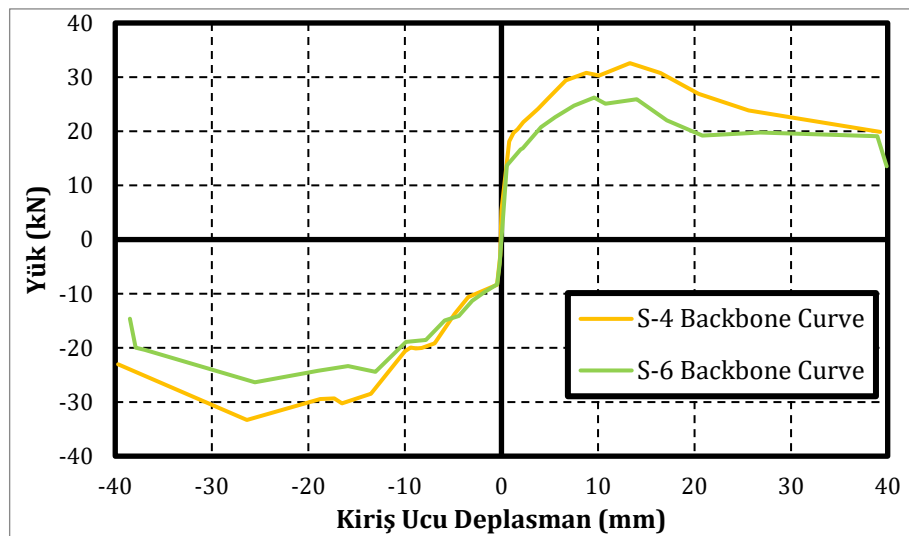
Şekil 4.18. S-4 ve S-5 numunelerinin deney sonu yük-deplasman ilişkilerinin kıyaslanması



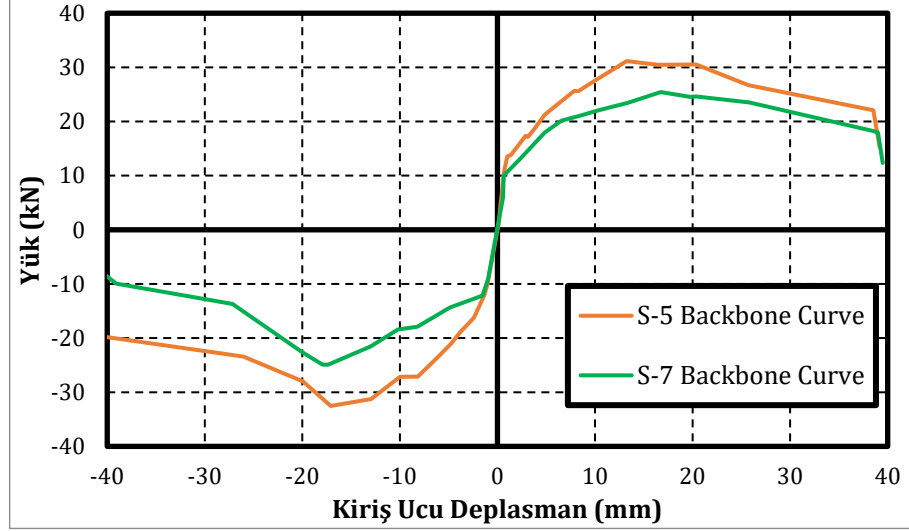
Şekil 4.19. S-6 ve S-7 numunelerinin deney sonu yük-deplasman ilişkilerinin kıyaslanması

Güçlendirmede kullanılan şerit aralığı değerinin artışı, elemanlardaki maksimum yük taşıma kapasitesinin ve kapasite yük değerine ulaşılmadan önceki enerji sönüm kapasitesinin azalmasına sebep olduğu görülmüştür. Maksimum değerlerdeki bu farklar S-4 ve S-5 arasında %5,7, S-6 ve S-7 arasında ise %3,1 olarak elde edilmiştir.

Geliştirilen güçlendirme yönteminde şerit aralıklarının yanı sıra kullanılan bir diğer deneysel parametre de kolon ve kiriş elemanların eksenleri boyunca uzanan şerit sayısıdır. Bu parametre için de Şekil 4.20’de S-4 ve S-6 numuneleri, Şekil 4.21’de S-5 ve S-7 numuneleri kıyaslanmıştır. Bu kıyaslamalar için S-4 ve S-5 numunelerinde çubuk elemanların eksenleri doğrultusunda ikişer güçlendirme şeridi yerleştirilirken S-6 ve S-7 numunelerde aynı bölgelere birer adet güçlendirme şeridi yerleştirilmiştir.

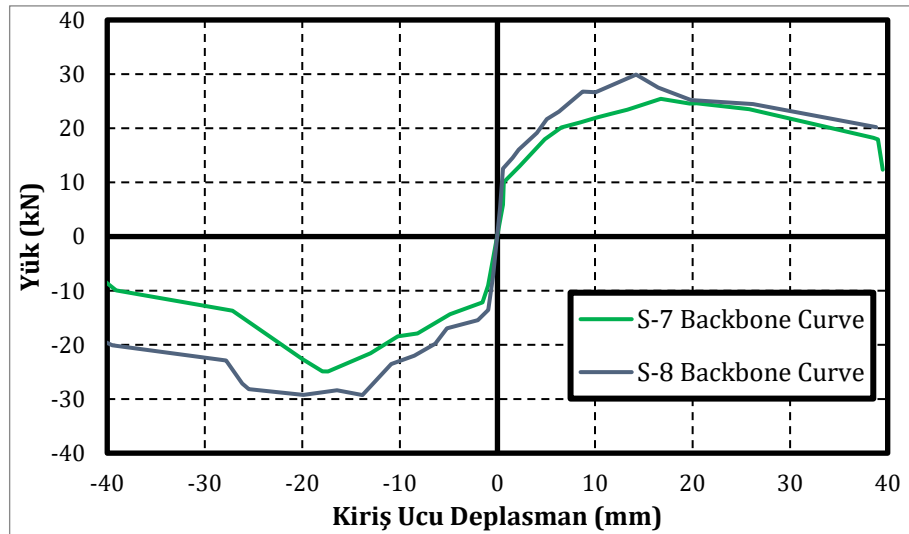


Şekil 4.20. S-4 ve S-6 numunelerinin deney sonu yük-deplasman ilişkilerinin kıyaslanması



Şekil 4.21. S-5 ve S-7 numunelerinin deney sonu yük-deplasman ilişkilerinin kıyaslanması

Deney numunelerindeki kolon ve kiriş elemanlarının eksen doğrultusunda uzanan şerit sayısındaki farklılıkların kıyaslandığı bu iki durumda davranış farklılıklarının, sargı şerit aralığındaki değişime göre çok daha belirgin olduğu görülmektedir. Burada, eleman eksenleri boyunca ikişer adet şerit bulunduran deney numuneleri için; S-4 numunesi S-6 numunesine kıyasla %25 daha yüksek yük taşıma kapasitesine ulaşırken bu fark S-5 numunesi için S-7'ye kıyasla %22,5 olarak elde edilmiştir. Aynı zamanda aynı ötelenme değeri için eleman eksenlerinde ikişer şerit bulunduran numuneler, birer şerit bulunduran numunelerden daha fazla yük taşımışlardır. Bu duruma ilave olarak deneysel çalışmadaki bir diğer parametre olan güçlendirme şerit genişliklerindeki farklılıkların davranışa olan etkisi Şekil 4.22'de kıyaslanmıştır.



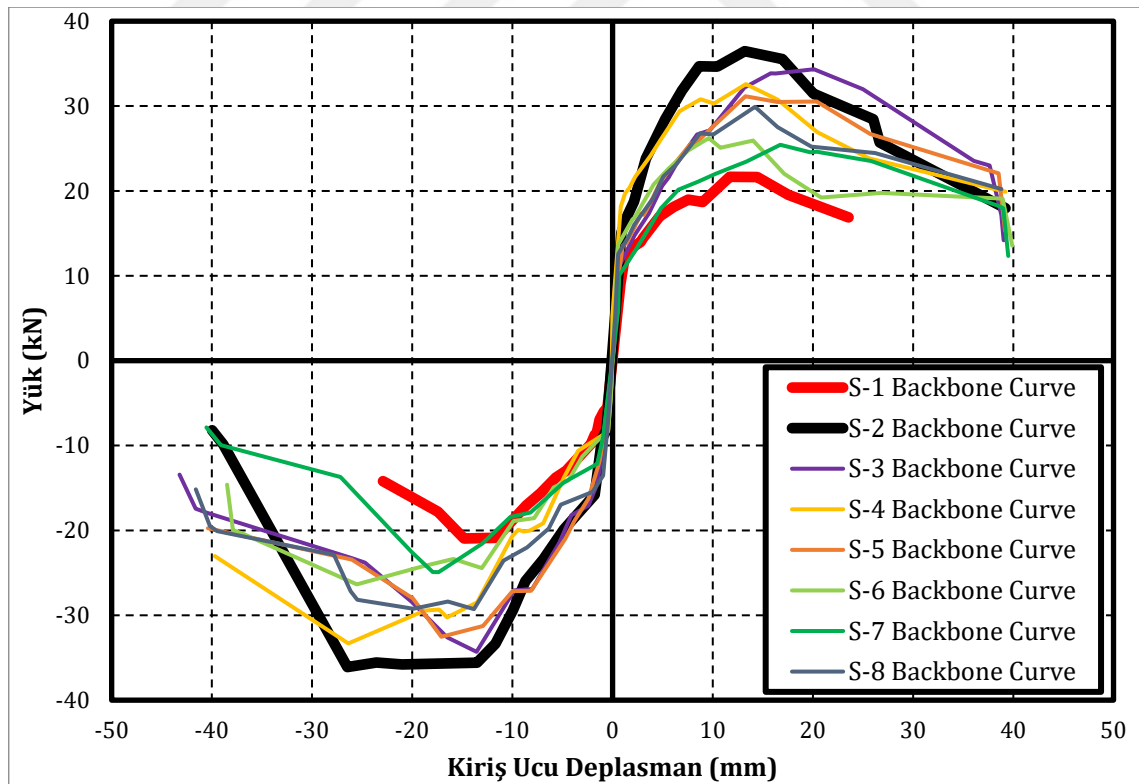
Şekil 4.22. S-7 ve S-8 numunelerinin deney sonu yük-deplasman ilişkilerinin kıyaslanması

Çubuk elemanların eksen doğrultusuna yerleştirilen güçlendirme şerit sayısı ile bağlantılı olarak gözlemlenen performans artışına benzer olarak Şekil 4.21’de de şerit kalınlığındaki artış S-8 numunesinde S-7’ye kıyasla %8,7 olarak elde edilmiştir.

Bu kıyaslamalardan kısaca şu çıkarımlara ulaşılmıştır:

- Sargılama şerit aralığı azaldıkça yük taşıma kapasitesinde %3 ila %5 oranında yük taşıma kapasitelerinde artış görülmüştür.
- Kolon ve kiriş elemanlarının eksenleri doğrultusundaki şerit sayısının artması ile yük taşıma kapasitesinde yaklaşık %25 artış görülmüştür.
- Kolon ve kiriş elemanlarının eksenleri doğrultusundaki şerit genişliğinin artması ile yük taşıma kapasitesinde yaklaşık %8 artış görülmüştür.

Son olarak, tüm numunelerinin deneyler sonucunda elde edilen yük deplasman ilişkileri Şekil 4.22’de sunulmuştur. Şeritlerle uygulanan güçlendirme yöntemlerinin yeterli ya da hedeflenen dayanıma ulaşamaması durumuna karşı tüm elemanların tek parça TGSK karbon file ile sargılandığı numunenin de diğer güçlendirme yöntemlerine göre en yüksek dayanım, kapasite ve sünekliliği sağladığı, aynı zamanda S-2 numunesine en yakın davranışı gösterdiği gözlemlenmiştir.



Şekil 4.22. Tüm numunelerin deneyler sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkilerinin kıyaslanması

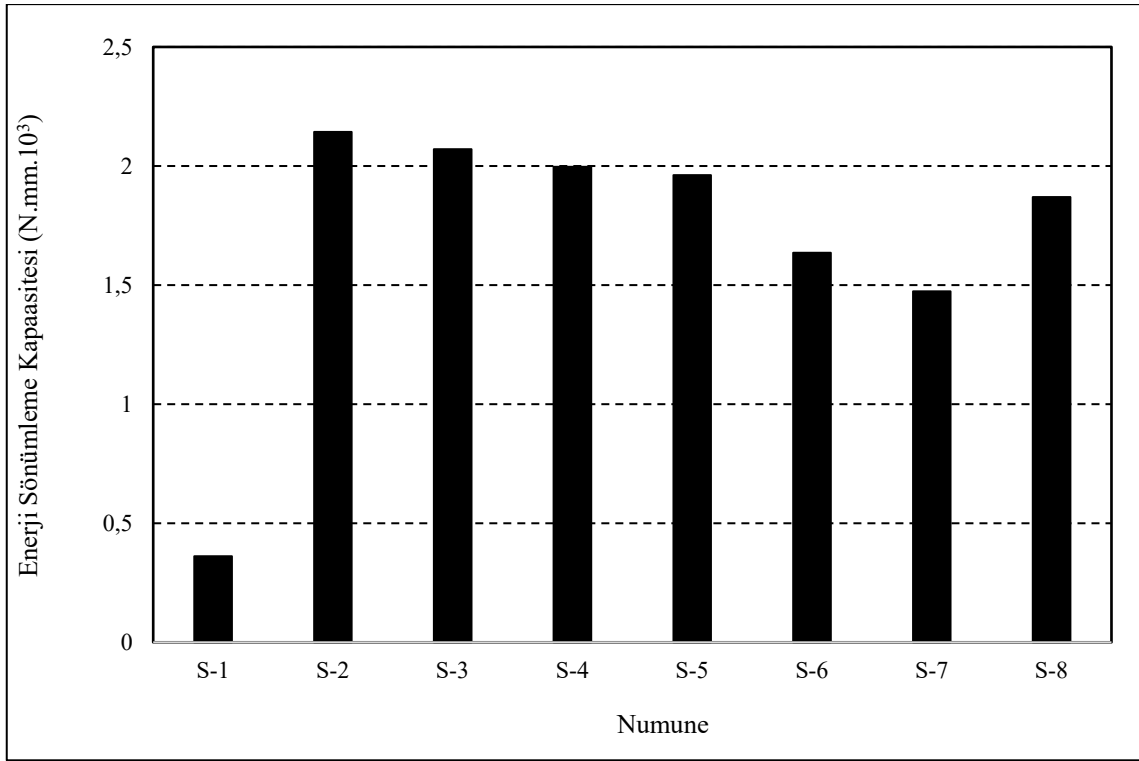
4.3.2. Enerji Sönüm ve Kesme Hasarına Karşı Dayanım Artışlarının Kıyaslanması

Bu çalışma, kesme kapasitesi yetersiz betonarme (BA) kiriş-kolon birleşimlerinin TGSK şeritleri ile güçlendirilmesini deneysel olarak incelemektedir. Çalışmanın temel amacı, BA birleşimlerinde ani kesme kaynaklı göçmeleri önlemek ve bunun yerine eğilme göçme modunun gelişmesini sağlamaktır. Buna bağlı olarak, çalışma yalnızca birleşimin yük taşıma kapasitesini artırmayı değil, aynı zamanda sünek yer değiştirme kapasitesini ve enerji yutma kapasitesini de geliştirmeyi hedeflemektedir. Bu tür iyileştirmeler sayesinde, olası bir deprem durumunda, gerçek binalarda TGSK ile güçlendirilmiş birleşimlerin daha sünek davranış göstermesi ve eğilme hasarının daha erken olarak kiriş uçlarında gelişmeye başlaması beklenmektedir. Birleşimlerin sünekliğinin artırılmasıyla birlikte, döşemelerin üst üste çöktüğü pasta tipi göçme mekanizması da önlenilebilecektir.

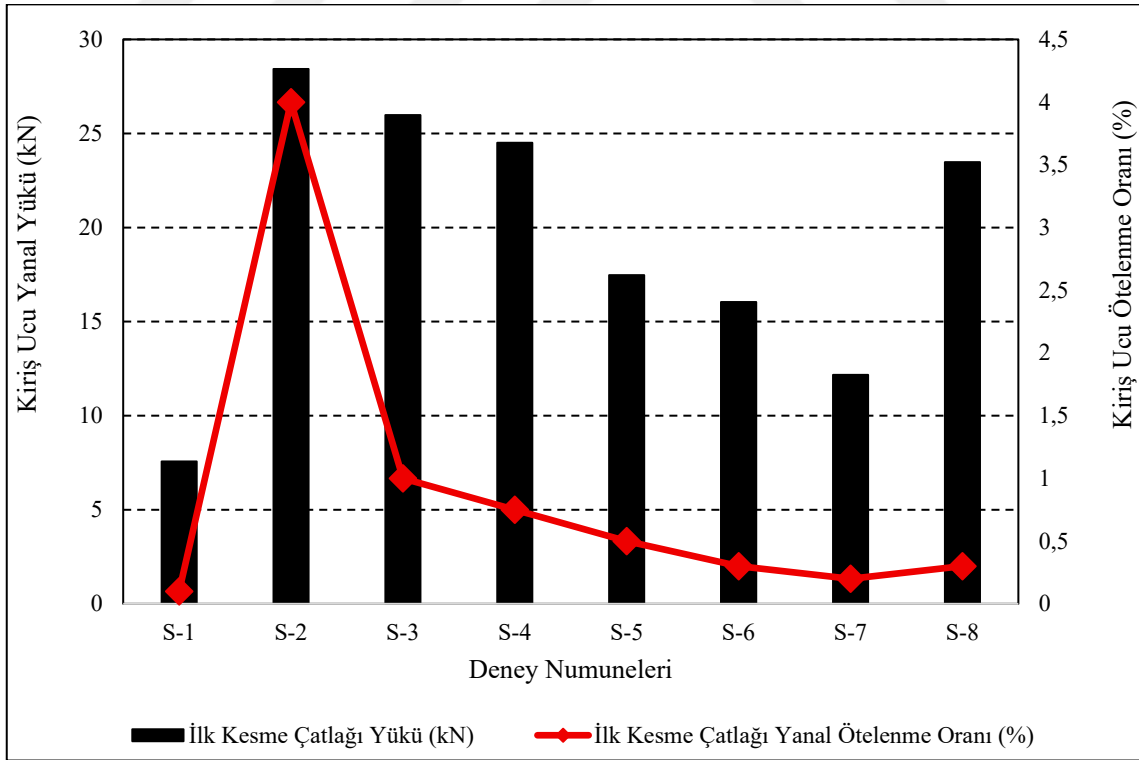
Deneyler sonunda elde edilen yük-deplasman ilişkileri ile uygulanan güçlendirme yönteminin davranışa kayda değer düzeyde katkıda bulunduğu ortaya konulmuştur. Bu yöntem ile beton dayanımı düşük ve kolon-kiriş birleşim bölgesi sargı donatısı içermeyen bir düğüm noktasının yük ve deplasman kapasitesinin modern yönetmeliklere göre tasarlanan bir düğüm noktasının kapasitesine çıkarılabileceği görülmüştür.

Bu bölümde, elde edilen deneysel verilerin yük-deplasman ilişkilerinin yanı sıra enerji sönüm kapasiteleri ve ilk kesme çatlağının oluştuğu yük değerleri ile kiriş ucu deplasmanlarındaki artışlar kıyaslanmıştır. Dayanım, süneklik ve histeretik yükleme altındaki davranışları açısından hedef referans olarak tasarlanan S-2 numunesi, enerji sönümleme kapasitesi açısından da tavan değere sahiptir. Genel olarak enerji sönüm kapasiteleri, Şekil 4.23'te kıyaslanmıştır. Aynı zamanda Tablo 4.9'da deneysel çıktıların kıyaslamalı özeti sunulmuştur.

Yük-deplasman eğrileri, kolon-kiriş birleşim düğümleri kesme etkisine karşı güçlendirilen numunelerin kesme hasarı aldıkları yük kapasiteleri ve bu hasarın oluşması için gereken kiriş ucu ötelenmeleri hakkında yaklaşık bir fikir vermektedir. Ancak bu değerlerin kesin hesaplaması yapılmış ve numuneler arası farklılıklar Şekil 4.24'te kıyaslanmıştır.



Şekil 4.23. Güçlendirme farklılıklarından elde edilen enerji sönüm kapasiteleri



Şekil 4.24. Deneylerde ilk kesme çatlaklarının meydana geldiği kiriş uç yükleri ve kiriş ucu ötelenmeleri

Tablo 4.9. Enerji sönüm kapasitesi açısından iyi referansa yakınsama yüzdeleri

Numune #	Akma Yüğü (kN)		Akma Ötelenmesi (mm)		Maksimum Taşınan Yüğü (kN)		Maksimum Yüğü Anındaki Ötelenme (mm)		Başlangıç Rijitliği (kN/mm)	Ötelenme Süneklik Oranı	Kümülatif Enerji Sönümleme Kapasitesi (kN-mm)	Göçme Modu
	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme				
1	16.86	12.97	4.71	4.63	21.66	20.95	11.71	14.82	4.09	2.06	682.12	Kesme
2	34.71	28.98	8.64	8.71	36.47	36.09	13.19	13.53	5.42	3.24	6148.27	Eğilme
3	26.66	26.91	8.43	8.03	34.34	34.31	20.09	13.58	4.59	3.40	7879.40	Eğilme-Kesme
4	30.79	20.12	8.78	8.87	32.58	33.32	13.31	26.37	4.67	3.16	7571.46	Eğilme-Kesme
5	25.62	27.12	8.31	8.156	31.15	32.53	13.25	17.09	4.41	3.04	6574.68	Eğilme-Kesme
6	24.74	18.55	7.52	7.82	26.22	26.36	9.61	25.53	4.21	3.03	5370.91	Eğilme-Kesme
7	21.09	17.96	8.52	8.19	25.43	24.91	16.74	17.94	4.03	2.65	5024.99	Eğilme-Kesme
8	26.78	22.01	8.73	8.53	29.91	29.27	14.21	13.84	4.28	2.72	5827.96	Eğilme-Kesme

Şekil 4.24'te sunulduğu üzere kolon, giriş ve birleşim bölgesinin tamamen sargılandığı S-3 numunesi, iyi referans olarak tasarlanan S-2 numunesine en yakın kesme çatlağı öncesi yük kapasitesine sahiptir. Daha önceki kıyaslama grafiklerinde de belirtildiği üzere TGSK güçlendirme yöntemi, şerit aralığının sıklaşması ve çubuk elemanlar doğrultusundaki şerit sayısının artmasıyla aynı ötelenme değerleri için daha fazla yük taşıdığı görülmüştür. Burada da benzer şekilde çatlak öncesi yük kapasiteleri iyi referansa yaklaşan bir davranış eğilimindedir. Ancak ilk kesme hasarı ötelenme değerleri, yük kapasitesindeki artış oranında büyük bir artış göstermemiştir. Burada deney sırasında kesme hasarlarının yüzeyden izlendiği için TGSK yüzeyinde çatlak oluştuğu anda çekirdek betonda da kesme hasarının eş zamanlı oluşup oluşmadığı bilinmemektedir. Bu duruma karşın enerji sönümleme kapasiteleri ve yük taşıma kapasitelerindeki artış oldukça tatminkardır.

Deneysel sonuçlardan elde edilen zarf eğrileri (backbone curves) kullanılarak, deney numunelerinin akma dayanımları, başlangıç rijitlikleri, yer değiştirme değerleri, maksimum yükleri ve bunlara karşılık gelen yer değiştirmeler ile süneklik oranları hesaplanmış ve sunulmuştur. Şekil 4.22, tüm numunelerin zarf eğrilerini karşılaştırmaktadır. Bu eğriler, her yükleme çevriminden alınan tepe yük ve yer değiştirme noktalarının seçilmesi ve bunların hem itme hem de çekme yönlerinde kırıklı doğrularla zarf eğrileri oluşturacak şekilde birleştirilmesiyle elde edilmiştir. Başlangıç rijitliği, doğrusal davranıştan sapmanın gözlemlendiği noktaya kadar zarf eğrisinin eğimi olarak hesaplanmıştır. Bu sapma noktasındaki yük ve yer değiştirme değerleri sırasıyla akma yükü ve akma yer değiştirmesi kapasitesi olarak tanımlanmıştır. Hem itme hem de çekme yönlerinde maksimum yük değerleri belirlenmiş ve karşılık gelen yer değiştirme kapasiteleri Tablo 4.9'da sunulmuştur.

Yer değiştirme temelli süneklik oranları, yükün maksimum yükün %85'ine düştüğü yer değiştirme değerinin, akma yer değiştirmesine bölünmesiyle hesaplanmıştır. Bu süneklik oranlarının ortalama değerleri her iki yükleme yönü için de elde edilmiştir. Kümülatif enerji yutma kapasiteleri ise her yük çevrimi tarafından çevrelenen alanların toplamı alınarak belirlenmiştir. Her çevrim ileri ve geri yer değiştirmeleri içerdiğinden, her iki yöndeki enerji yutma değerleri sistematik olarak hesaplanmıştır. Süneklik oranlarının hesaplanmasına benzer şekilde, enerji yutma kapasiteleri de yükün maksimum

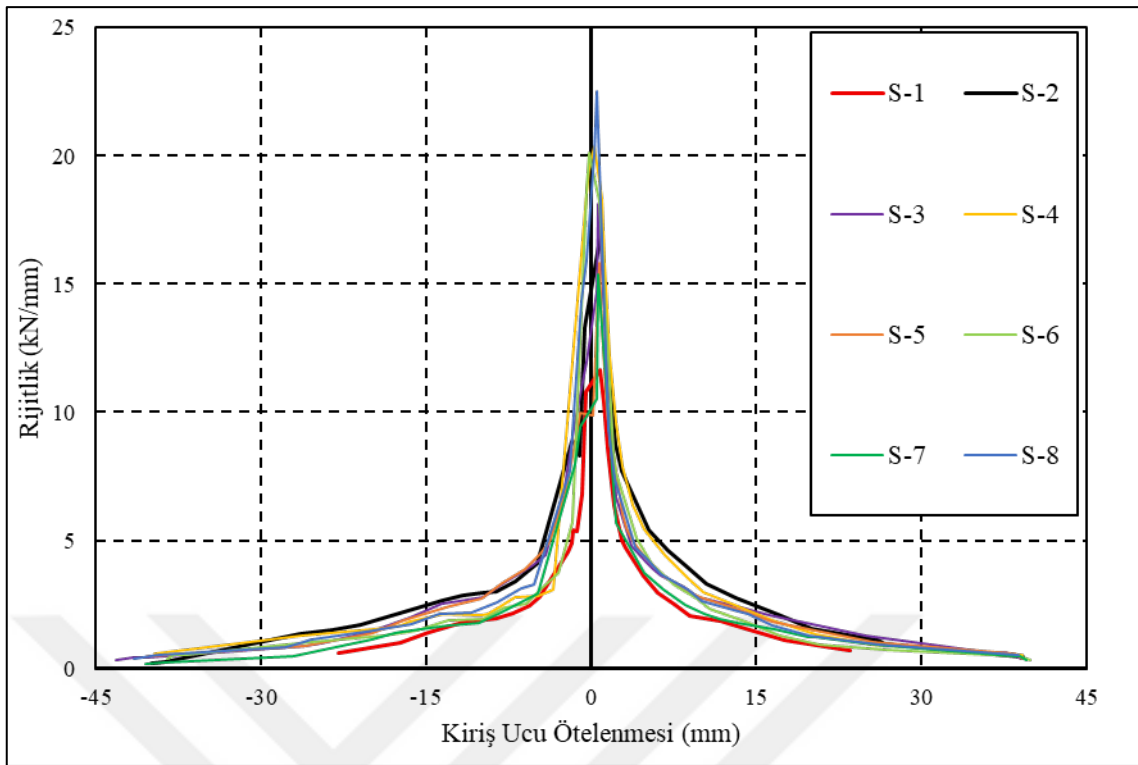
yükün %85'ine düştüğü noktaya kadar hesaplanmış ve bu nokta göçme noktası olarak kabul edilmiştir.

Deney sonuçları, CFRP fan tipi ankrajlarla ankrajlanan ve zayıf referans numune S-1 ile aynı özelliklere sahip TGSK ile güçlendirilmiş numunelerin, modern tasarım ve deprem yönetmeliklerine göre tasarlanmış güçlü referans numune S-2'ye benzer performans seviyelerine ulaştığını göstermiştir. Referans numunelerin giriş uçlarındaki yatay yer değiştirmeler karşılaştırıldığında, S-2'nin S-1'e göre %68 daha yüksek yatay yer değiştirme kapasitesine sahip olduğu görülmüştür. Bu yerdeğiştirme kıyaslaması, Elemanın deney sırasında taşıdığı maksimum yük kapasitesinin %85'ine düştüğü andaki ötelenme değerleri hesaplanarak yapılmıştır.

Farklı TGSK güçlendirme konfigürasyonlarının etkisini gözlemlemek amacıyla, Şekil 4.22'de şerit aralığı ve genişliğine göre gruplandırılmış zarf eğrileri sunulmuştur; bu iki parametre temel değişkenler olarak alınmıştır. S-4 ve S-6 numuneleri 150 mm aralıkla yerleştirilmiş 70 mm genişliğinde şeritlerle güçlendirilirken, S-5 ve S-7'de aynı genişlikte şeritler 200 mm aralıklarla uygulanmıştır. S-4 ve S-5 numunelerinde kolon ve giriş doğrultularındaki geniş yüzlere ikişer şerit uygulanmış, S-6 ve S-7'de ise her yüzeye yalnızca birer şerit yerleştirilmiştir. S-8 numunesinde şerit düzeni ve aralığı S-7 ile aynı tutulmuş, ancak şerit genişliği 125 mm'ye çıkarılmıştır.

Şerit esaslı uygulamanın yetersiz kalması durumunda daha kapsamlı bir güçlendirme stratejisinin performansını değerlendirmek amacıyla, S-3 numunesi tüm yüzeylerinden TGSK ile tamamen sarılmıştır. Referans numune S-1 ile karşılaştırıldığında, S-3'ten S-8'e kadar olan numunelerin süneklik oranları sırasıyla %65, %54, %48, %47, %29 ve %32 oranında artmıştır. Aynı numuneler için başlangıç rijitliği artışları ise sırasıyla %12, %14, %8, %3, %2 ve %5 olarak hesaplanmıştır. Bu değerler giriş ucu yer değiştirmeleriyle ilişkilendirilmiş ve Şekil 4.25'te tüm numuneler için karşılaştırılmıştır.

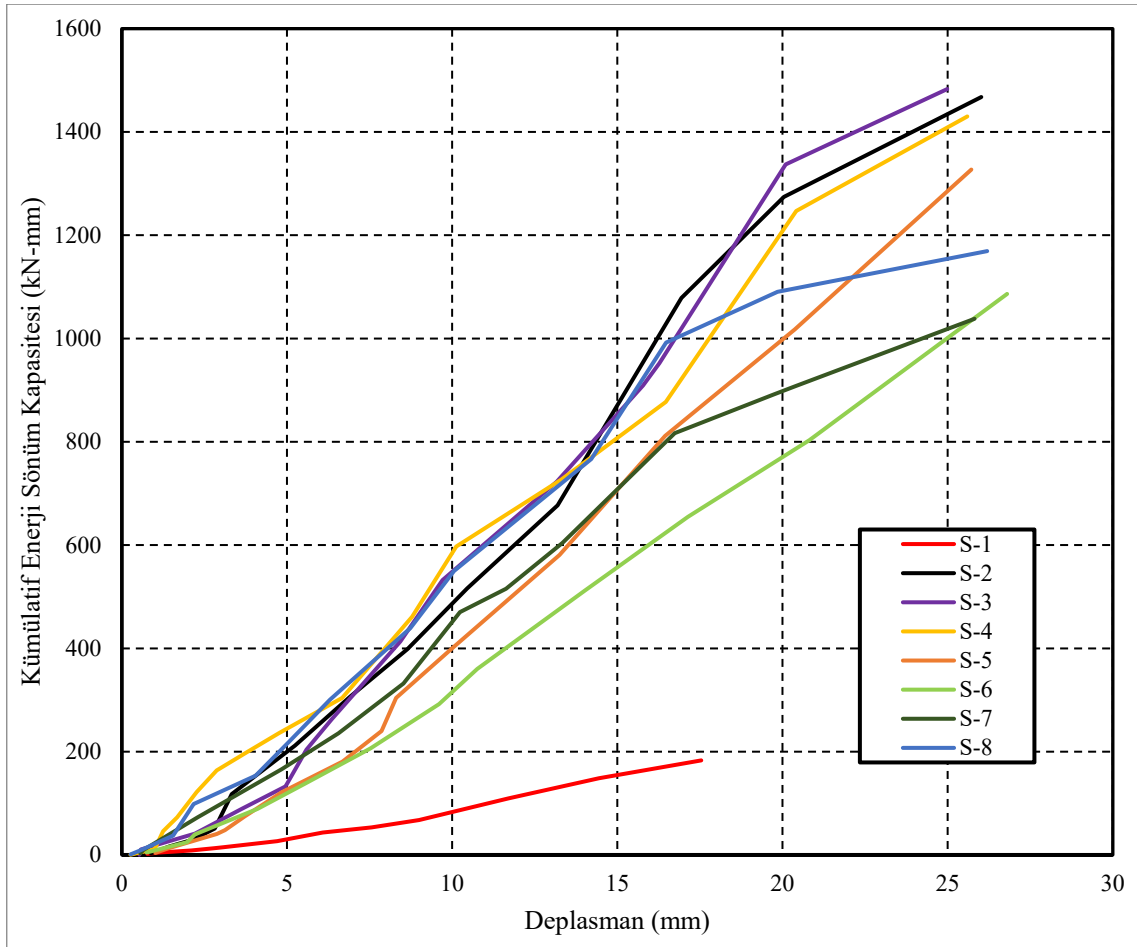
Özellikle vurgulanmalıdır ki, 6 Şubat Kahramanmaraş depremleri sonrasında yapılan saha gözlemleriyle mevcut yapı stokunu temsil etmesi amacıyla düşük dayanımlı beton kullanılmış olmasına rağmen, uygulanan güçlendirme yöntemleri hem süneklik hem de enerji yutma kapasitelerinde önemli artışlar sağlamıştır.



Şekil 4.25. Rijitlik-Kiriş Ucu Ötelenme Kıyaslaması

Şekil 4.26'daki eğrilerin incelenmesi, referans numune S-1 ile karşılaştırıldığında, numunelerin kümülatif enerji yutma kapasitelerinin, güçlendirme amacıyla kullanılan TGSK şeritlerinin yoğunluğu ile orantılı olarak arttığını ortaya koymaktadır. Bu durum, TGSK şerit esaslı güçlendirme yönteminin etkinliğini açıkça göstermektedir. Farklı şerit aralıklarına sahip numuneler karşılaştırıldığında, S-4 ile S-5 arasında maksimum taşıma kapasitesinde %6'lık, S-6 ile S-7 arasında ise %3'lük fark gözlenmiştir. Benzer şekilde enerji yutma kapasitesi açısından bakıldığında, S-4 numunesi S-5'e göre %15 daha yüksek kapasiteye sahip olurken, S-6 numunesi de S-7'ye göre %7 daha yüksek kapasite göstermiştir.

Kolon ve kiriş boyları boyunca uygulanan TGSK şeritlerinin sayısına göre yapılan karşılaştırmada, S-4 numunesi S-6'ya göre %25, S-5 numunesi ise S-7'ye göre %22 daha fazla yük taşımıştır. Enerji yutma kapasitesi açısından, S-4 numunesi S-6'yı %34 oranında, S-5 numunesi ise S-7'yi %31 oranında geçmiştir. Aynı şerit aralığına ve şerit sayısına sahip, ancak farklı şerit genişlikleri bulunan S-7 ve S-8 numuneleri kıyaslandığında ise, S-8 numunesi %9 daha yüksek yük taşıma kapasitesi ve %18 daha yüksek enerji tüketme kapasitesi göstermiştir.



Şekil 4.26. Kümülatif Enerji Sönüm Kapasite-Kiriş Ucu Ötelenme Kıyaslaması

Burada kümülatif enerji sönümlerinin kıyaslamalı değerlendirilmesi noktasında S-3 numunesinin iyi referans olan S-2 numunesini geçtiği, S-4 numunesinin ise S-2 numunesine çok yakın değerler aldığı görülmektedir. Ancak deney sonucu yük-deplasman zarf eğrileri incelendiğinde bu durum S-2 numunesinin her durumda en iyi sonuç söylenebilmektedir. Nitekim burada kümülatif enerji sönüm kapasitelerinin zarf eğrileri ile değil histeretik çevrimler ile hesaplandığını belirtmekte fayda vardır. Her çevrimin tükettiği enerji toplanarak hesaplanan kümülatif enerji sönümleri değerlendirildiğinde Şekil 4.26'daki sonuçlar elde edilmiştir.

Sismik etkileri simüle eden çevrimsel yükleme deneyleri sonunda çekilen fotoğraflar Şekil 4.27'de sunulmuştur. Bu görsel ve grafiksel sonuçlar da TGSK şerit uygulama yoğunluğunun artırılmasının, S-1 referans numunesine kıyasla ilk kesme çatlaklarının olduğu andaki yük ve yer değiştirme değerlerini yükselttiğini doğrulamaktadır. Ayrıca, çatlak yoğunluğunun kiriş-kolon birleşim bölgesinden kiriş uçlarına doğru kaydığı gözlenmiştir.



a) S-1



b) S-2



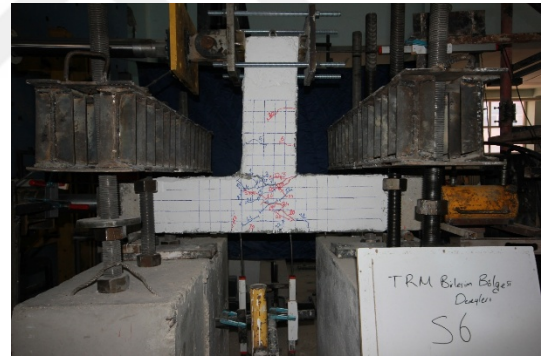
S-3



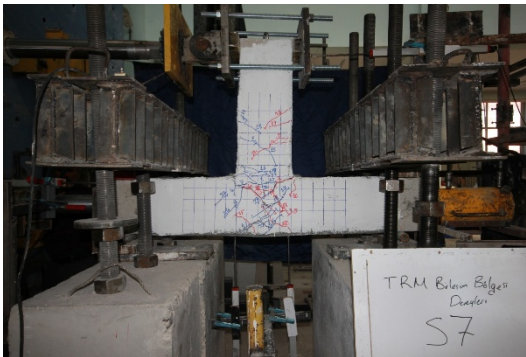
d) S-4



e) S-5



f) S-6



g) S-7



h) S-8

Şekil 4.26. Numunelerin Deney Sonu Fotoğrafları

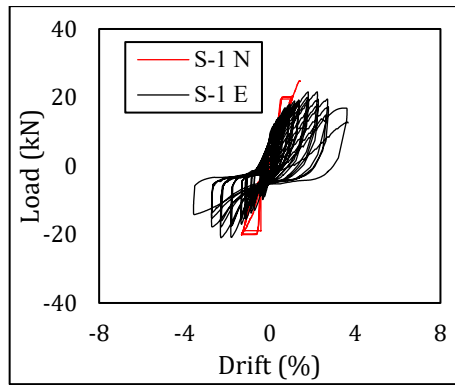
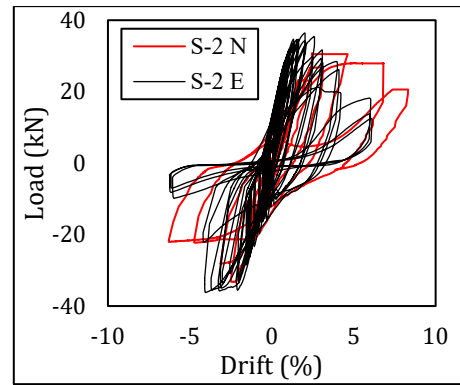
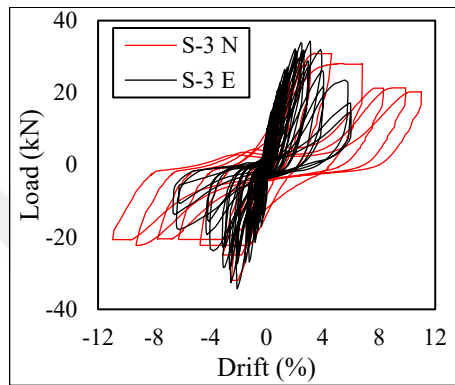
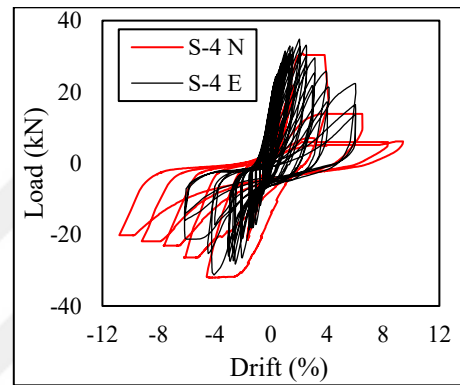
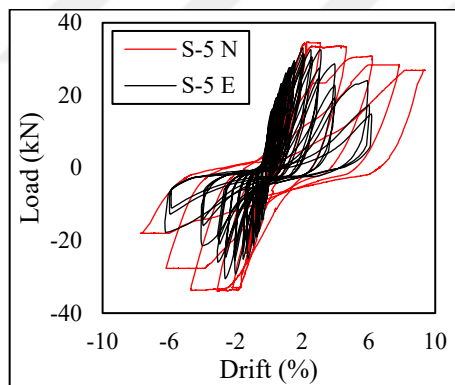
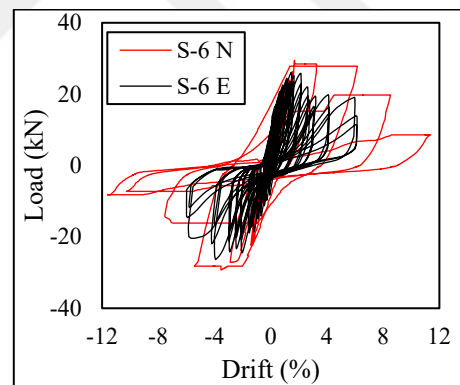
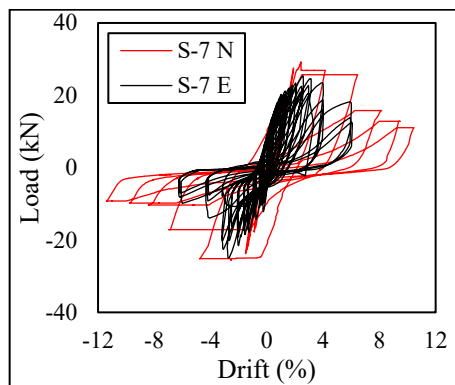
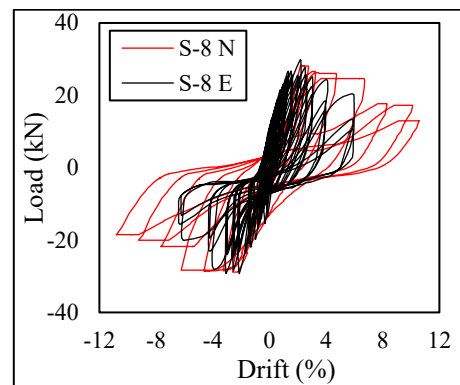
5. ANALİZLERİN SONUÇLARI

Geliştirilen güçlendirme yönteminin verifikasyonu ve gerçek ölçekli bina modelleri üzerindeki davranışlarının gözlemlenebilmesi ve karşılaştırılabilmesi adına gerçekleştirilen analizlerin sonuçları bu bölümde sunulmuştur. İlk olarak Abaqus üzerinde gerçekleştirilen deney numunelerinin modellendiği mikro analizler kıyaslamalı olarak sunulmuştur. Sonrasında ise 1/1 ölçekli bina modelleri SAP2000 üzerinde modellenerek yapı-zemin etkileşimli analizlere tabi tutulmuş ve sonuçları kıyaslanmıştır.

5.1. Mikro Analitik Çalışma Sonuçları

Sekiz numune için gerçekleştirilen sayısal simülasyonlar, yer değiştirme kontrollü yükleme altında betonarme kirişlerin uç bölgelerine uygulanan deneysel yükleme geçmişi esas alınarak yürütülmüştür. Doğrusal olmayan çözüm sürecinde kararlı yakınsamanın sağlanabilmesi amacıyla çözücünün yarı-statik (quasi-static) yaklaşımı kullanılmıştır. Tersinir çevrimsel yatay yükler ve bunlara karşılık gelen uç deplasmanlardan yük–deplasman histeresis eğrileri elde edilmiş, her bir numunenin tepkisi Şekil 5.1’de sunulmuştur. Basınç dayanımı, etriye aralığı, TGSK konfigürasyonu ve ankraj kullanımının çevrim sayısına ve ilgili sayısal tepkilere etkisi incelenmiştir. Nihai yük ve deplasman değerleri deneysel sonuçlarla tam olarak örtüşmese de genel histeretik davranış tatmin edici bir uyum sergilemiş ve sayısal eğrilerin deneysel gözlemlerle büyük ölçüde tutarlı olduğu görülmüştür.

İleri ve geri yükleme çevrimleri, sonlu eleman analizinden elde edilen nihai değerlerin belirlenmesi için yük–deplasman tepkilerinin zarf eğrileri üzerinden değerlendirilmiştir. Sayısal nihai yükler ve karşılık gelen deplasman değerleri Tablo 5.1.’de sunulmuş, deneysel sonuçlarla karşılaştırılmış ve ortalama değerler hesaplanmıştır. Sayısal ve deneysel sonuçlar birebir örtüşmese de, ortalama değerler açısından tatmin edici bir uyum elde edilmiştir. İki sonuç seti arasındaki farklılıklar başlıca, tam rijit mesnet koşullarının varsayılması, seçilen malzeme modelleri ve sayısal simülasyonlarda TGSK şeritler ile beton yüzeyi arasında tam aderansın kabul edilmesi gibi idealize varsayımlardan kaynaklanmaktadır. Bunun yanı sıra, betonun heterojen ve anizotropik özellikleri ile deneysel testler sırasında meydana gelmiş olabilecek küçük mesnet hareketlerinin de gözlenen farklılıklara katkıda bulunduğu düşünülmektedir.

**a) S-1****b) S-2****c) S-3****d) S-4****e) S-5****f) S-6****g) S-7****h) S-8**

Şekil 5.1. Abaqus Analizleri Sonucunda Elde Edilen Yük-Deplasman İlişkileri (N:Nümerik, E: Deneysel)

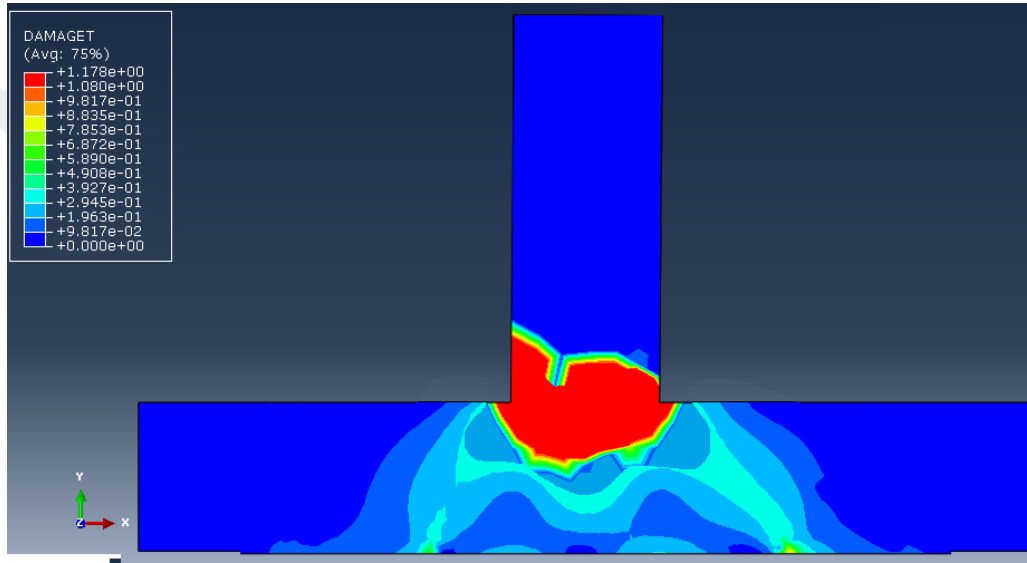
Abaqus'deki damage-t özelliği, malzeme bozulmasını deneysel olarak gözlemlenen hasar davranışıyla ilişkilendirerek kırılma süreçlerinin simülasyonuna imkân tanıyan özel bir yöntemdir. Bu yaklaşım, çatlakların başlangıcının ve ilerlemesinin öngörülmesinde, ayrıca farklı yükleme koşullarında numunelerdeki kırılma desenlerinin görselleştirilmesinde özellikle değerlidir. Çekme–ayrılma (traction–separation) yasalarının tanımlanması ve hasar başlatma ile evrim kriterlerinin eklenmesi sayesinde Abaqus, malzemenin rijitlik ve taşıma kapasitesindeki kademeli azalmayı ve nihai olarak tamamen ayrılmasını doğru şekilde simüle edebilmektedir. Elde edilen görsel çıktılar, araştırmacıların çatlak oluşumlarını gözlemlemesine ve bunları deneysel sonuçlarla karşılaştırmasına imkân tanıyarak sayısal simülasyonların fiziksel testlere karşı doğrulanmasında güçlü bir araç sunmaktadır. Ayrıca, yazılımın öngördüğü hasar dağılımları kritik bölgelerin belirlenmesine katkı sağlamakta ve mikro düzeydeki hasar mekanizmalarının makro ölçekli kırılmalara nasıl dönüştüğünü anlamada daha derin bir bakış açısı sunmaktadır. Bu özellik, özellikle kompozitler, yapıştırıcılar ve çatlak ilerlemesinin doğru şekilde temsil edilmesinin hem akademik araştırmalar hem de mühendislik tasarımları açısından kritik olduğu diğer malzeme çalışmalarında yaygın olarak kullanılmaktadır.

Sayısal analizlerin son aşamasında, çevrimsel yüklere maruz bırakılan numunelerdeki çatlak oluşumları incelenmiştir. Bu amaçla, malzeme bozunmasının ilerlemesini simüle etmek için Abaqus'un damage-t özelliği kullanılmıştır. Bu yaklaşım, kırılma oluşumlarının görselleştirilmesine imkân tanımakta ve sayısal tahminler ile deneysel olarak gözlemlenen hasar dağılımları arasındaki uyumun değerlendirilmesine olanak sağlamaktadır. Sayısal hasar desenleri Şekil 5.2'de sunulmuştur.

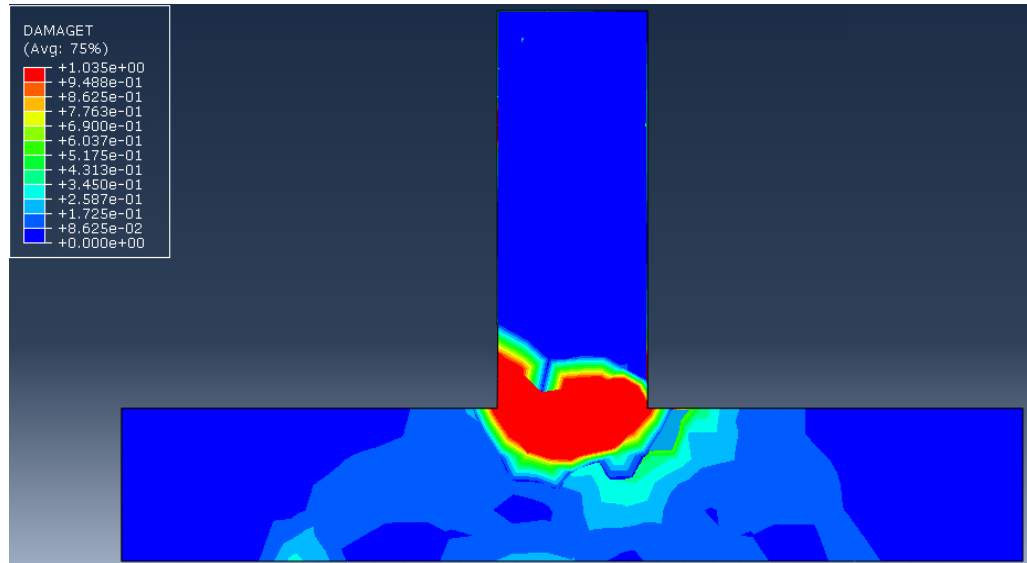
Tablo 5.1. Deneysel ve Nümerik Sonuçların Kıyaslanması

Numune #	Deneysel Maksimum Yük (kN)		Deneysel Maksimum Yük Anındaki Kiriş Ucu Ötelenmesi (mm)		Nümerik Analiz Maksimum Yük (kN)		Nümerik Analiz Maksimum Yük Anındaki Kiriş Ucu Ötelenmesi (mm)		Deneysel / Nümerik Maksimum Yük Değerleri		Deneysel / Nümerik Maksimum Kiriş Ucu Deplasman Değerleri	
	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme
1	21.66	20.95	11.71	14.82	24.71	25.08	11.05	13.07	0.88	0.84	1.06	1.13
2	36.47	36.09	13.19	13.53	32.73	33.27	15.51	14.21	1.11	1.08	0.85	0.95
3	34.34	34.31	20.09	13.58	31.64	32.22	21.95	15.17	1.09	1.06	0.92	0.90
4	32.58	33.32	13.31	26.37	30.72	32.04	14.84	27.14	1.06	1.04	0.90	0.97
5	31.15	32.53	13.25	17.09	34.73	33.16	14.76	15.33	0.90	0.98	0.90	1.11
6	26.22	26.36	9.61	25.53	29.41	29.72	10.98	23.2	0.89	0.89	0.88	1.10
7	25.43	24.91	16.74	17.94	29.14	25.62	15.58	16.54	0.87	0.97	1.07	1.08
8	29.91	29.27	14.21	13.84	28.32	28.81	14.44	14.58	1.06	1.02	0.98	0.95
Average									0.98	0.99	0.94	1.03

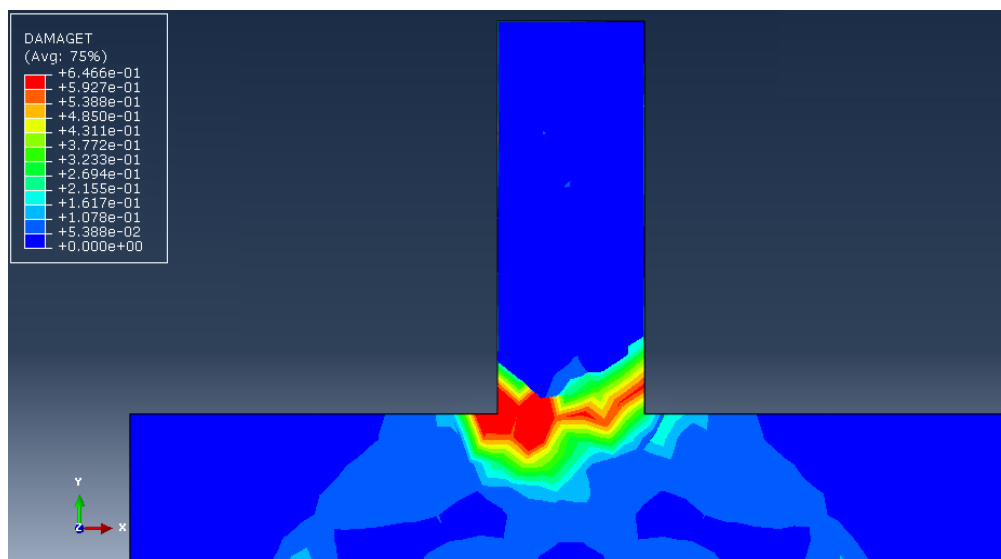
Sonuçlar damage-t özelliğinin deneysel bulgularla tutarlı çıktılar ürettiğini göstermektedir. Ayrıca, TGSK şeritleri bulunmayan numunelerde çatlak gelişiminin daha belirgin olduğu gözlenmiş ve bu durum, güçlendirme müdahalesinin çatlak yayılımını azaltmada faydalı bir etki yarattığını ortaya koymuştur. Bunun yanı sıra, yük–deplasman ilişkisi ilgili hata çubuklarıyla birlikte Şekil 5.3’te gösterilmiştir. Hata çubuklarının dahil edilmesi, yalnızca deneysel ve sayısal sonuçlar arasındaki uyum düzeyini göstermekle kalmamakta, aynı zamanda değişkenlik derecesini de ortaya koyarak karşılaştırmalı değerlendirmenin güvenilirliğini ve geçerliliğini pekiştirmektedir.



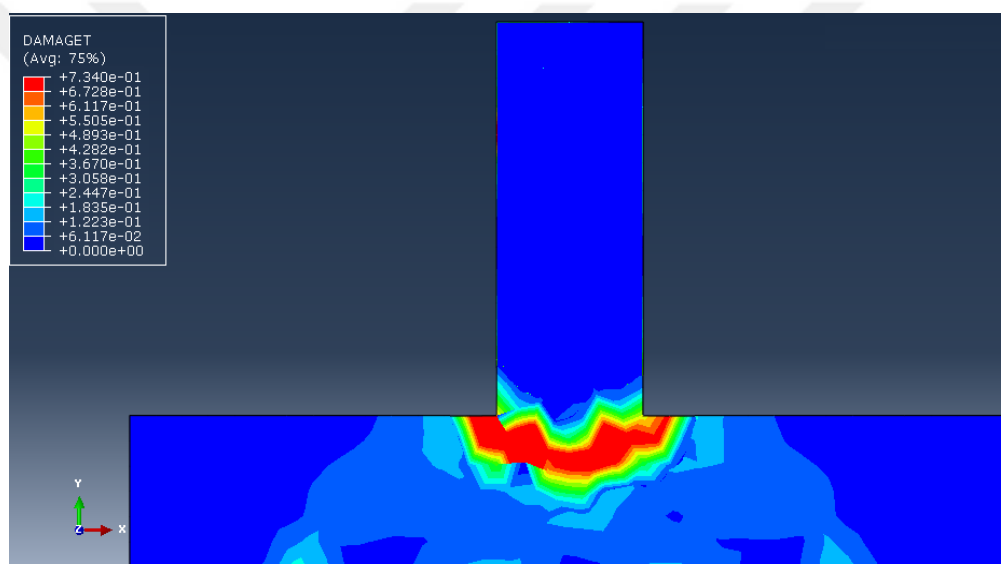
a) S-1



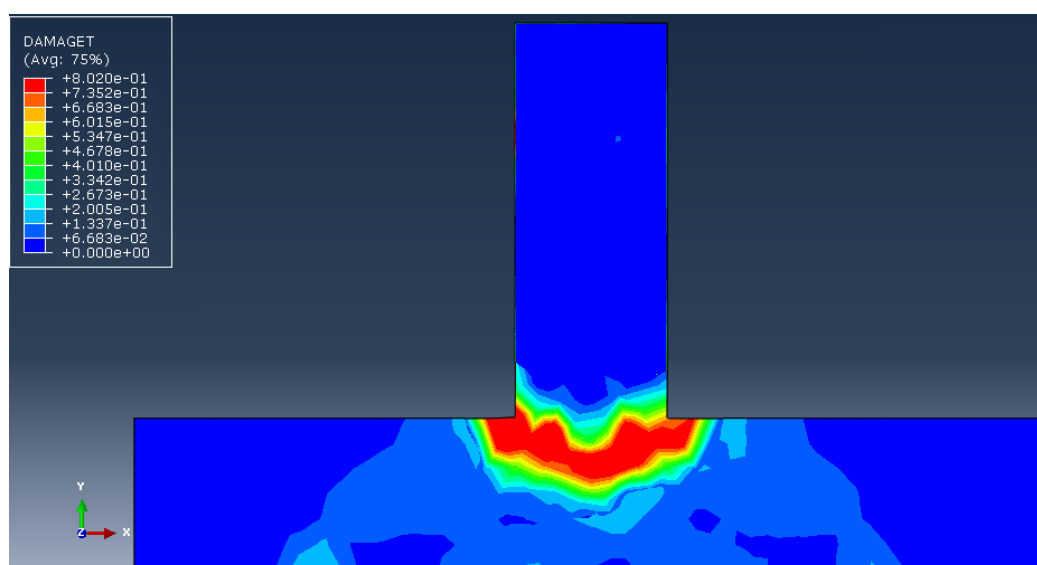
b) S-2



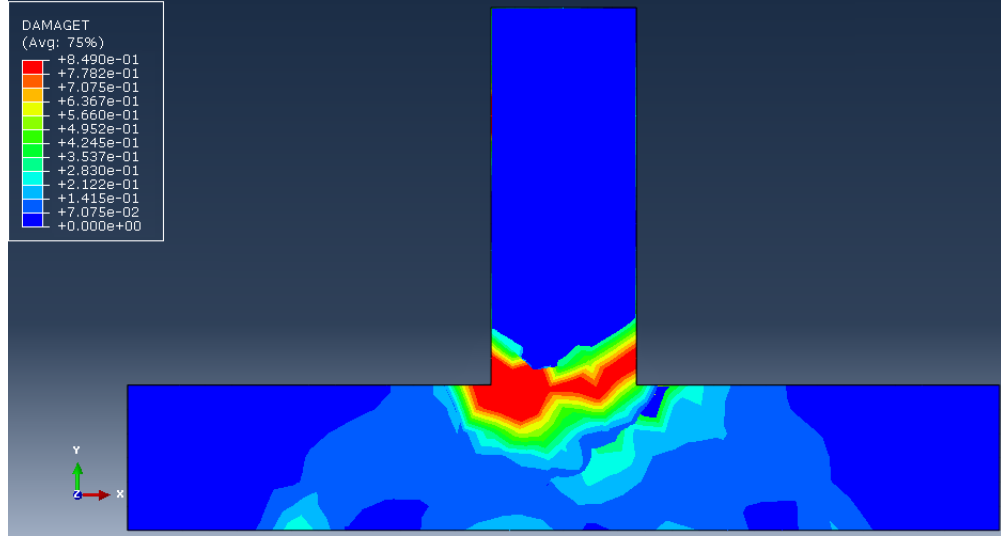
c) S-3



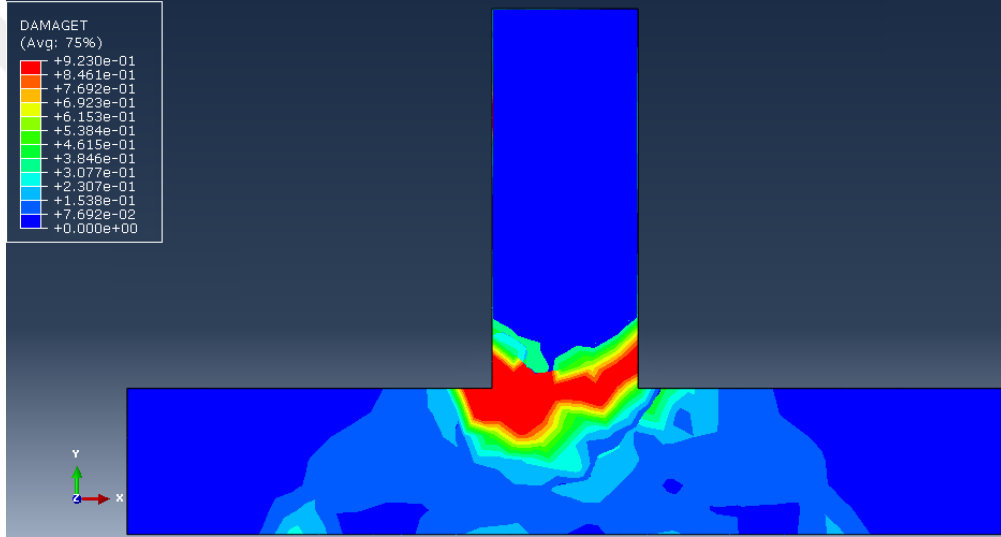
d) S-4



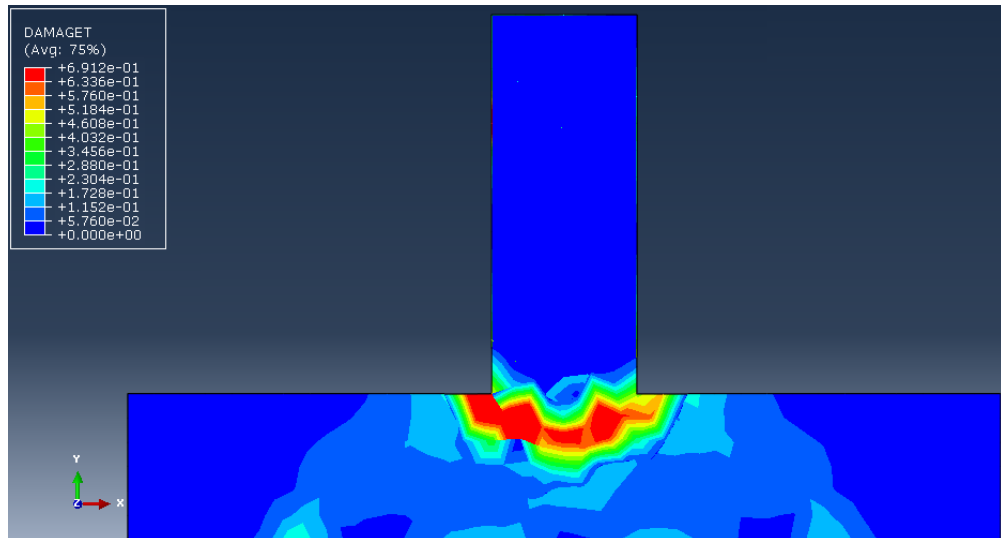
e) S-5



f) S-6

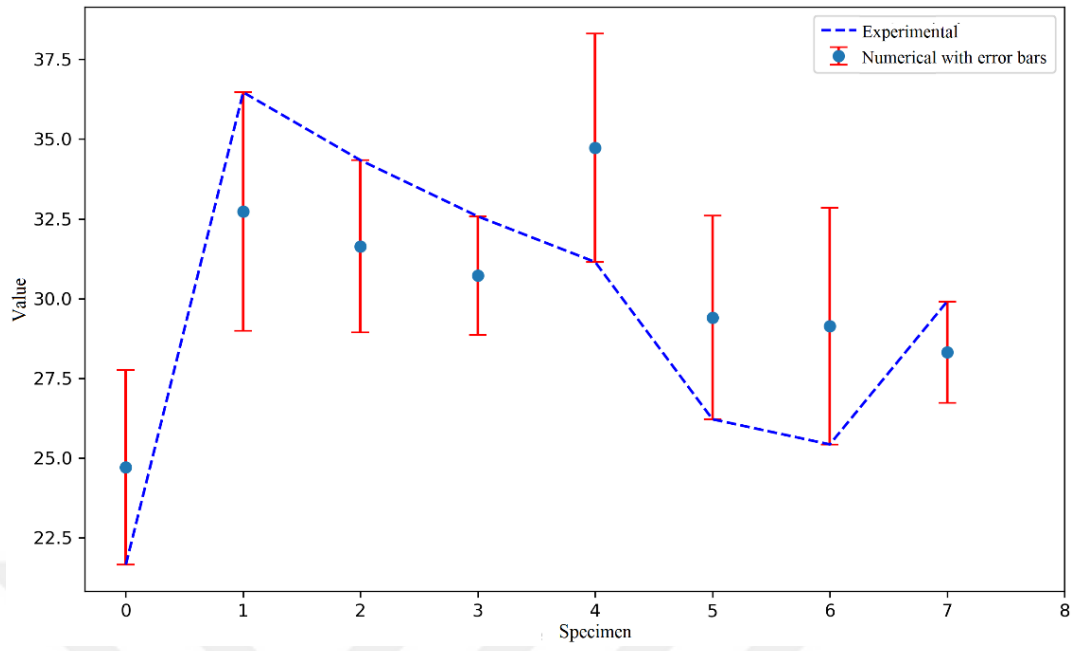


g) S-7

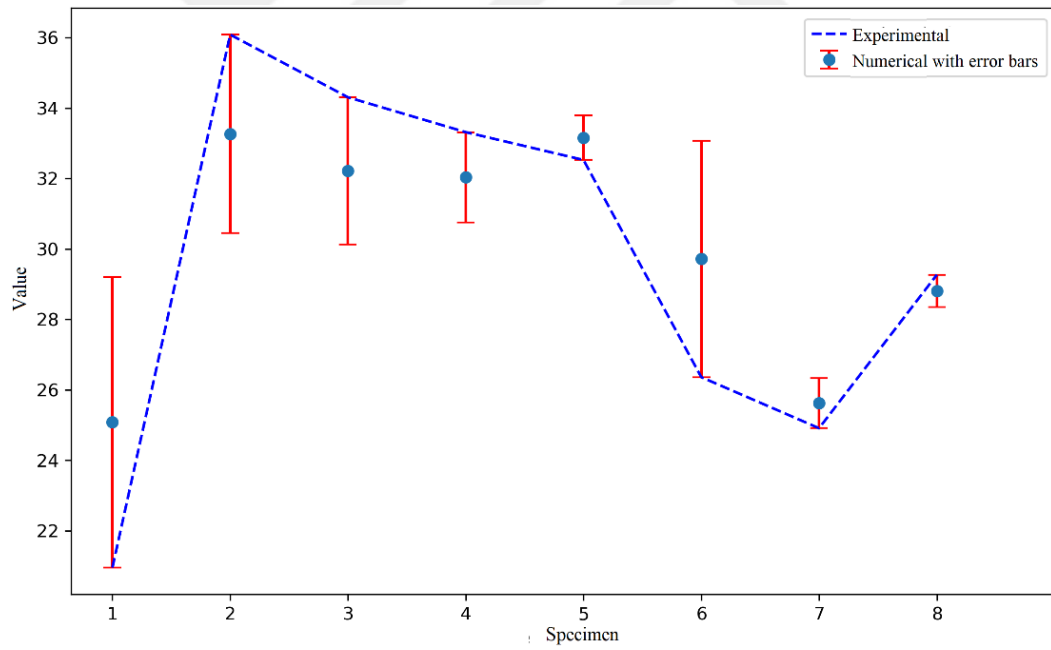


h) S-8

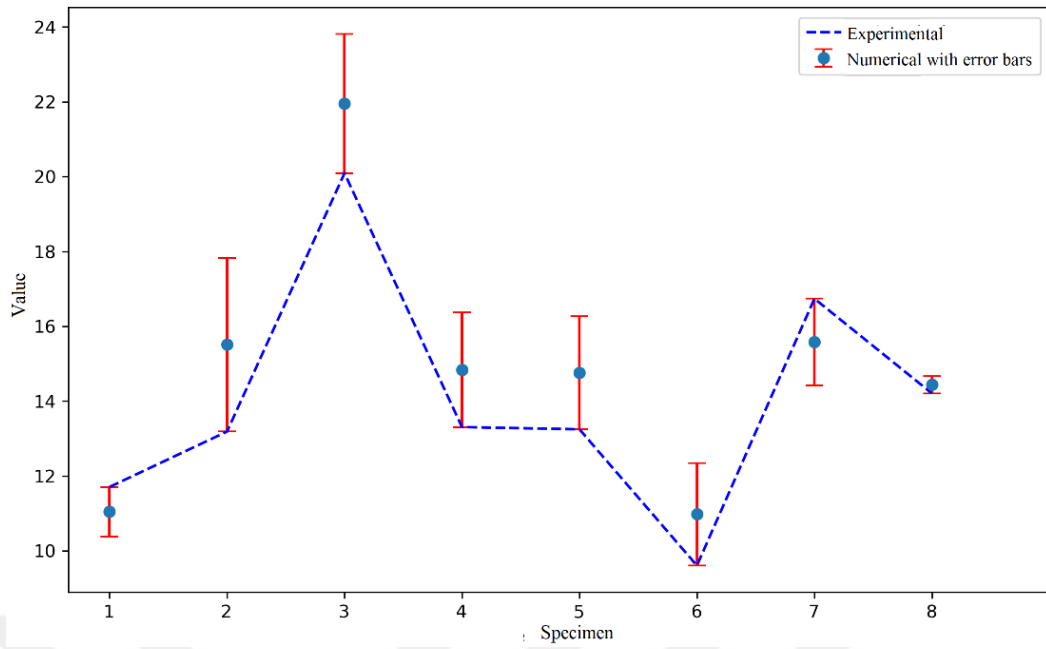
Şekil 5.2. Mikro Analizler Sonucunda Elde Edilen Hasar Desenleri



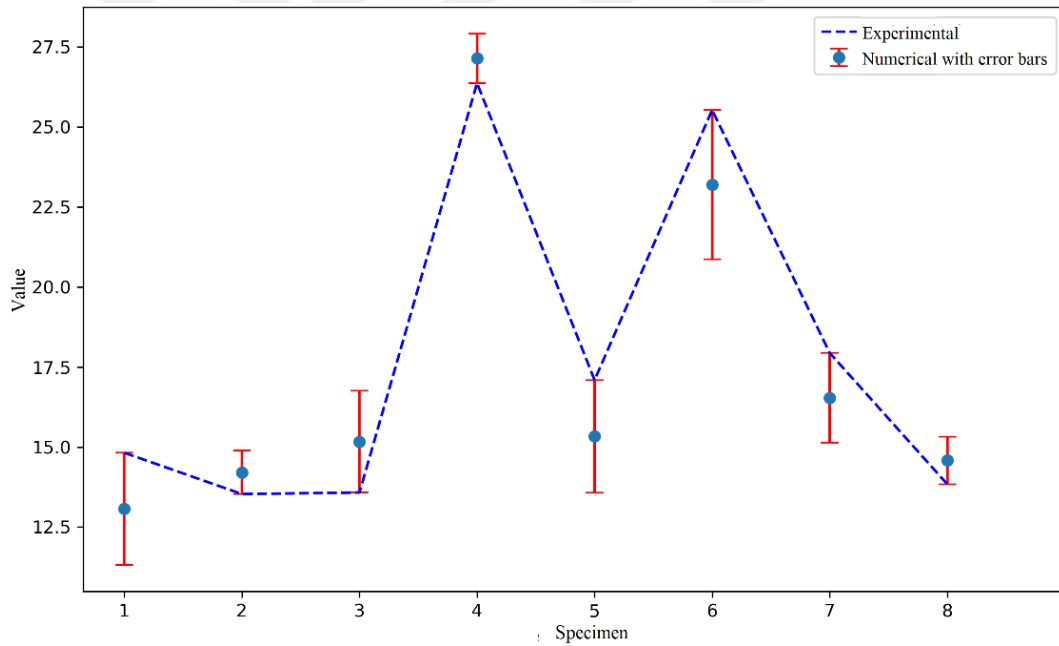
a) İtme Yönü Maksimum Yükleri için Hata Barları



b) Çekme Yönü Maksimum Yükleri için Hata Barları



c) İtme Yönleri için Maksimum Kiriş Ucu Ötelenmeleri Hata Barları



d) Çekme Yönleri için Maksimum Kiriş Ucu Ötelenmeleri Hata Barları

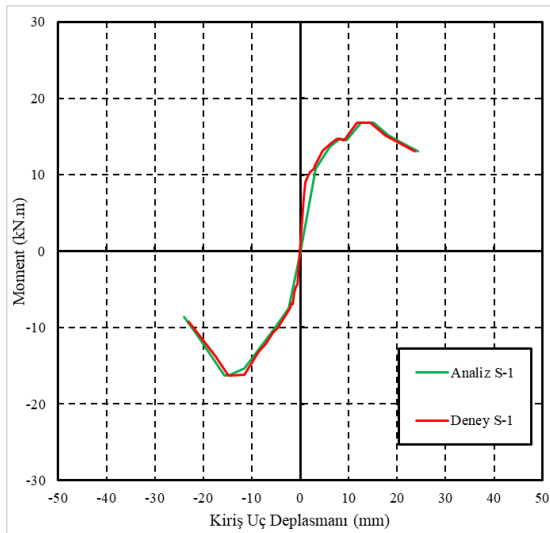
Şekil 5.3. İtme ve Çekme Yönlerindeki Yüklemler için Maksimum Yük ve Maksimum Kiriş Ucu Ötelenmelerinin Nümerik Analizler ve Deneysel Sonuçların Hata Barları ile Kıyaslanması

5.2. Makro Analitik Çalışma Sonuçları

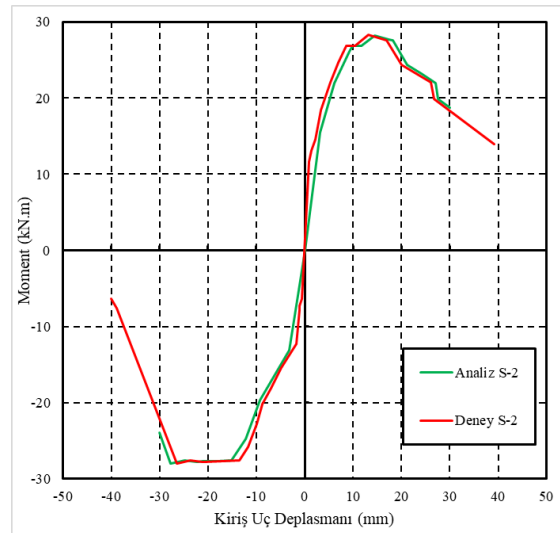
Bu tez kapsamında gerçekleştirilen 1/2 ölçekli betonarme kolon kiriş birleşim düğümü elemanları üzerinde gerçekleştirilen histeretik yükleme deneylerinden her eleman için moment-dönme ilişkileri elde edilmiştir. Bu verilerin 1/1 ölçekli bina modeli

analizleri için kullanılabilmesi adına IMK modeli uygulanmıştır. IMK modeli uygulaması için her çevrimin tepe noktalarının birleştirildiği zarf eğrisi üzerinden; başlangıç rijitliği (κ_c), lokal eğimler (κ_i), tüketilen enerji artışları (ΔE_i), kümülatif enerji (ΣE_i), M_y ve bu değere karşılık gelen θ_y , M_c ve θ_c , θ_p ve θ_{pc} değerleri, M_r ve θ_u değerleri, maksimum momente karşılık gelen şekil değiştirme değerine yaklaşan bölge eğimi α_c , bu moment değerinden sonraki kapasitenin %90'ına düştüğü noktaya kadar olan bölgenin eğimi α_p , artık kısmın eğimi α_u ve zarf eğrisi altında kalan alan E_{total} değerleri tüm deney numuneleri için Excel üzerinde hesaplanmıştır. Daha sonra Opensees (2010) üzerinde “uniaxialMaterial Bilin” şeklinde tanımlanmış IMK modeli deney numuneleri için oluşturulmuştur. Bu modeller ilk olarak deney numunelerinin ölçeği ile 15/25cm kesitli elemanlar için elde edilmiş ve zarf eğrisi SAP2000 üzerinde tanımlanan deney numunesi modelleri ile analizler gerçekleştirilmiştir. Şekil 5.4’de tüm elemanlar için deney sonuçlarındaki zarf eğrileri ile IMK modeli ile elde edilen mafsal verilerinin kullanıldığı analiz sonucu zarf eğrileri kıyaslanmıştır.

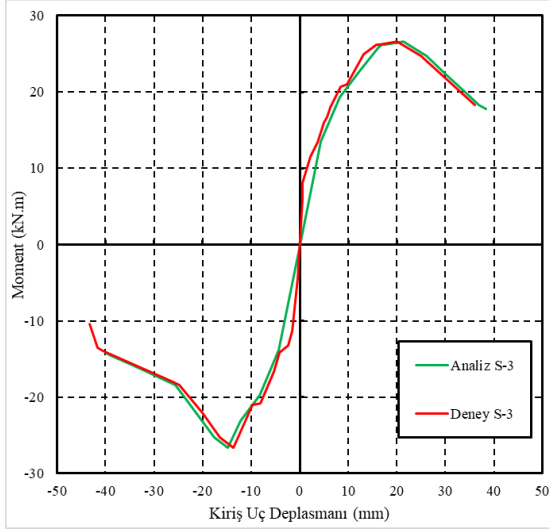
Bu kıyaslama ile analizler için kullanılan IMK modelinin deney sonucundaki keskin noktaları daha yumuşattığı, elastik çubuk elemanların doğrusal bölgedeki şekil değiştirmeleri ile başlangıç rijitliğini az da olsa düşürdüğü ancak genel davranışın büyük oranda tutarlı olduğu görülmüştür.



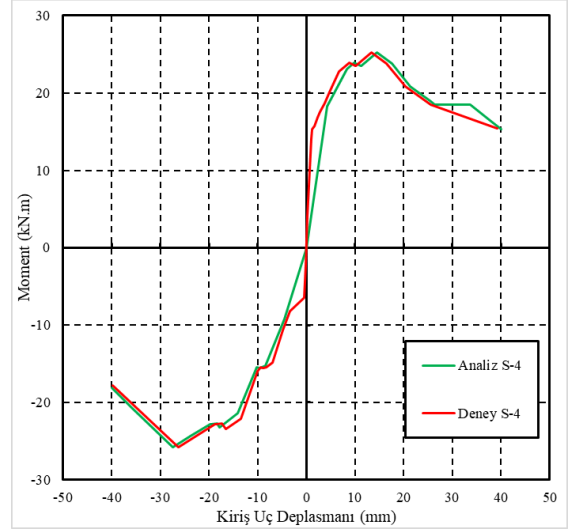
a) S-1



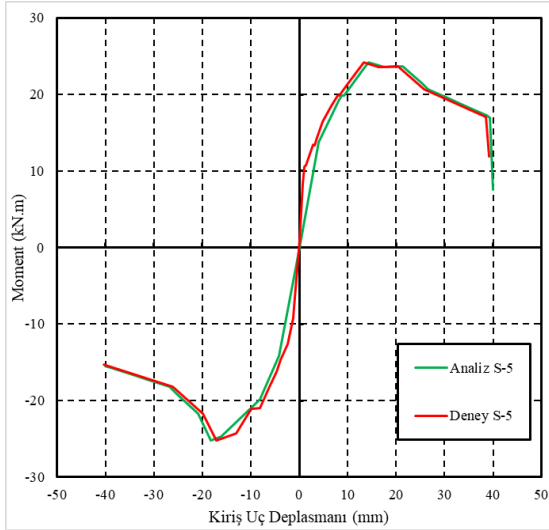
b) S-2



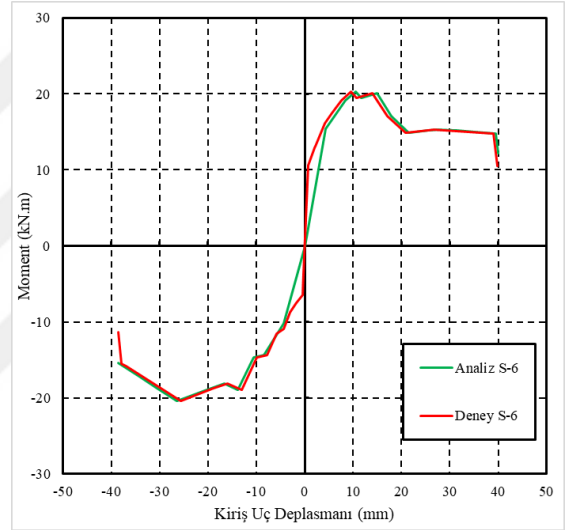
c) S-3



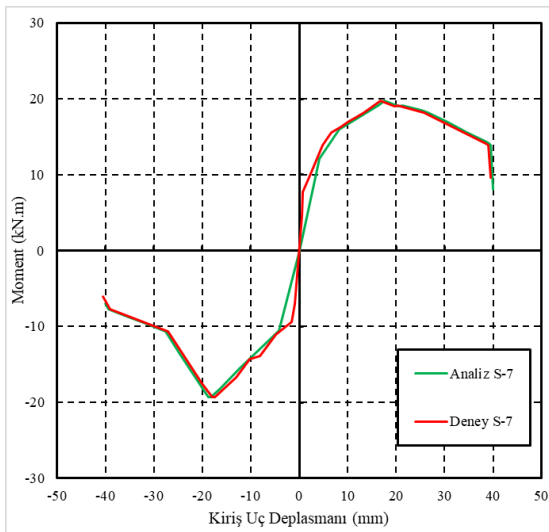
d) S-4



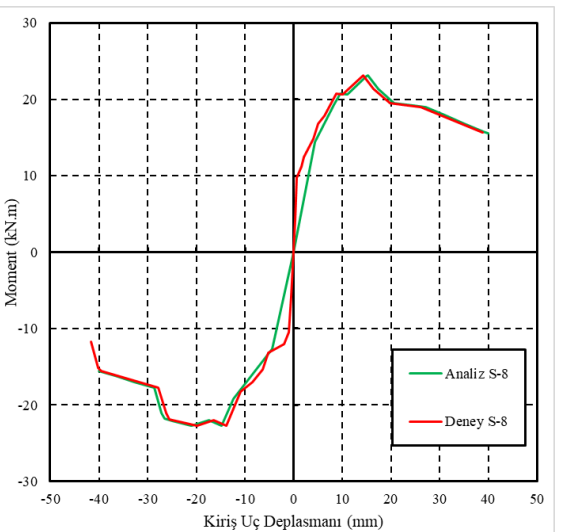
e) S-5



f) S-6



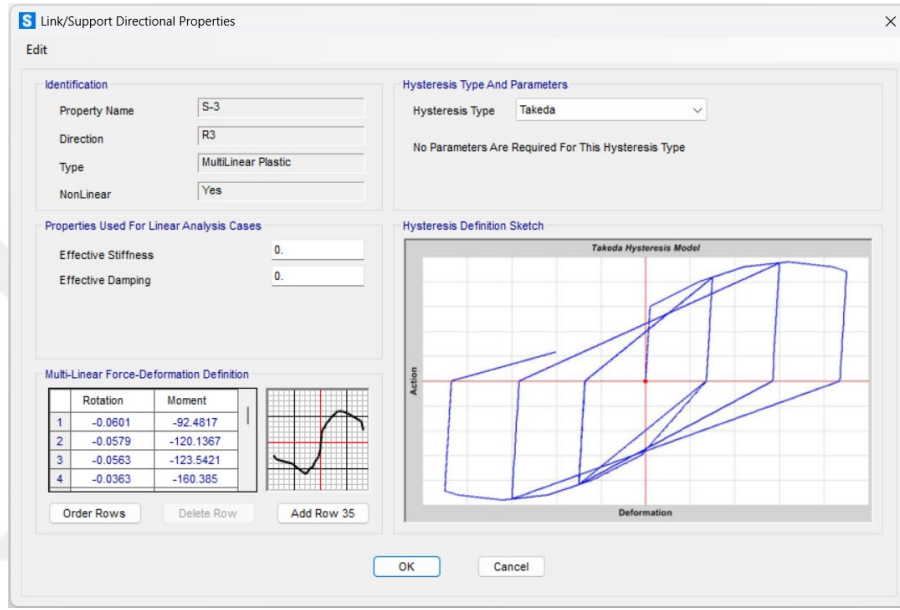
g) S-7



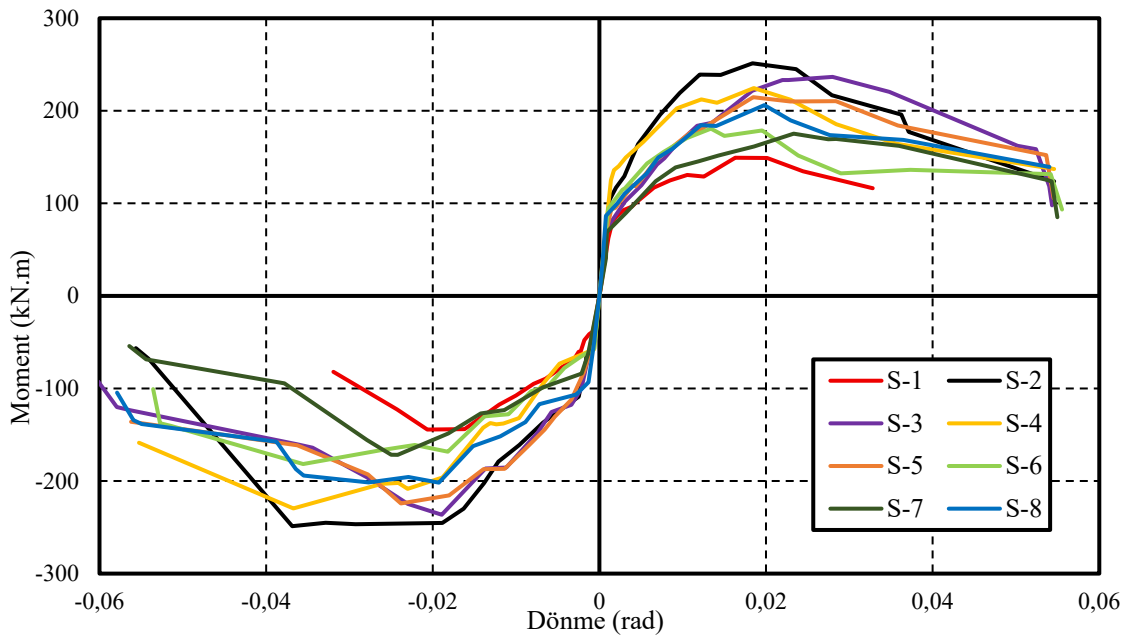
h) S-8

Şekil 5.4. Deneylerin ve IMK Modelleri ile Gerçekleştirilmiş Analiz Sonuçlarının Kıyaslanması

Bu doğrulama sonrasında 1/1 ölçekli bina analiz modellerinde kullanılan 30/50cm kesitli kolon ve kiriş elemanlar için zarf eğrileri OpenSees üzerinde uniaxialMaterial Bilin IMK modeli ile elde edilmiş ve nonlinear link eleman olarak tanımlanmıştır. Doğrusal ötesi davranışı temsil edecek link eleman tanımlama işlemi Şekil 5.5'te S-3 numunesi için gösterilmiştir. Tüm elemanlar için zarf eğrileri benzer şekilde SAP2000 üzerinde tanımlanmıştır. Tüm elemanlara ait 1/1 ölçek için elde edilen moment-dönme ilişkileri Şekil 5.6'da sunulmuştur.



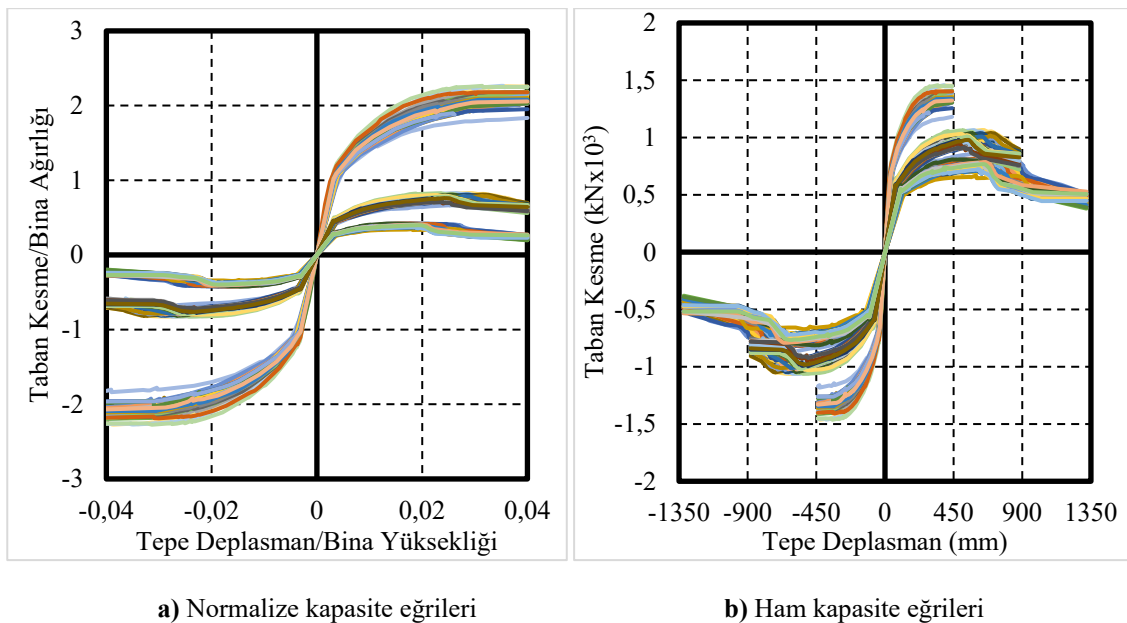
Şekil 5.5. IMK Modeli ile elde edilen 1/1 ölçekli kolon kesiti için Nonlinear Link eleman tanımlanması



Şekil 5.6. IMK Modeli ile 1/1 ölçekli eleman kesitleri için elde edilen moment-dönme ilişkileri

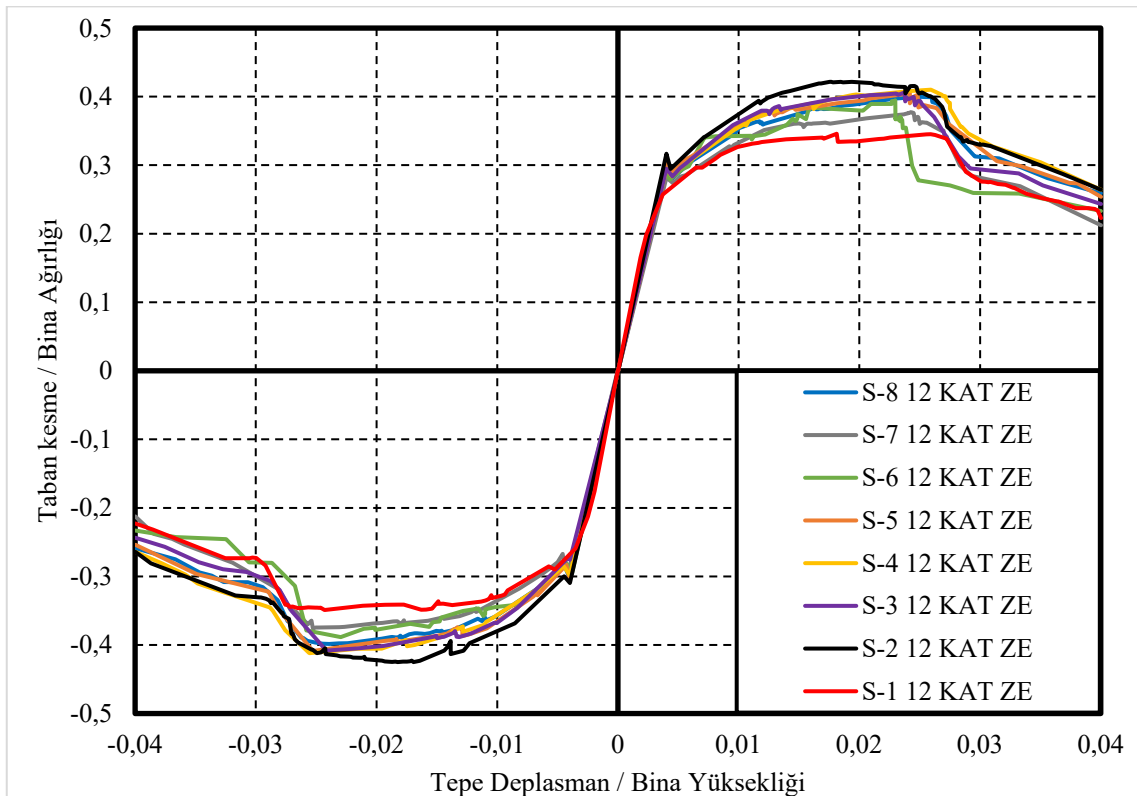
Deneysel çalışma ve mikro analizler ardından deneysel verilerin kullanıldığı ve yapı-zemin etkileşim modelleriyle parametrize edildiği makro analitik çalışma da gerçekleştirilmiştir. 4 kat, 8 kat ve 12 katlı bina modelleri, 8 adet deney sonucu ile üretilmiş mafsallı modelleriyle ve 4 farklı temel mesnetleme türüyle 96 analiz varyasyonu oluşturulmuştur. Ankastre mesnetli ve TBDY 2018 16. Bölümdeki zemin sınıflarına göre ZA, ZC ve ZE zeminleri ile yapı-zemin etkileşimli olarak hazırlanan 24'er binadan oluşan 4 grup analizler tamamlanmış ve bu bölümde kıyaslanmıştır. Her grupta 8 farklı deney sonucundan elde edilen moment-dönme modeli ve 3 farklı bina yüksekliği ile tamamlanan analiz modelleri mevcuttur.

Gerçekleştirilen analiz sonuçlarının bina yükseklikleri, temel dönme rijitlikleri ve deney sonuçlarına göre kıyaslanmaları ile elde edilen karşılaştırmalarda gayet tatmin edici olduğu görülmüştür. SAP2000 analizlerinin çıktıları, bir tablo grafik işleme arayüzü kullanılarak görselleştirilmiş ve sonuçlar kıyaslanmıştır. Tamamlanan doğrusal ötesi statik itme analiz sonuçları, doğrudan taban kesme-tepe deplasman ilişkisi olarak sunulmamıştır. Bu değerler 3. Bölüm'de de anlatıldığı üzere bina ağırlığı ve bina yüksekliği ile normalize edilmiştir. Tepe noktaları bina yüksekliğinin %4'ü değerinde ötelenme ile yüklenmiş bina modelleri, 3 farklı bina yüksekliği ile ele alındığı için farklı nihai ötelenme koşullarında kıyaslanması mantıksız olacağından böyle bir kıyaslama gerçekleştirilmiştir. Bu fark, 96 adet analiz sonucunun bir arada itme eğrileri ile kıyaslandığı Şekil 5.7'de sunulmuştur.

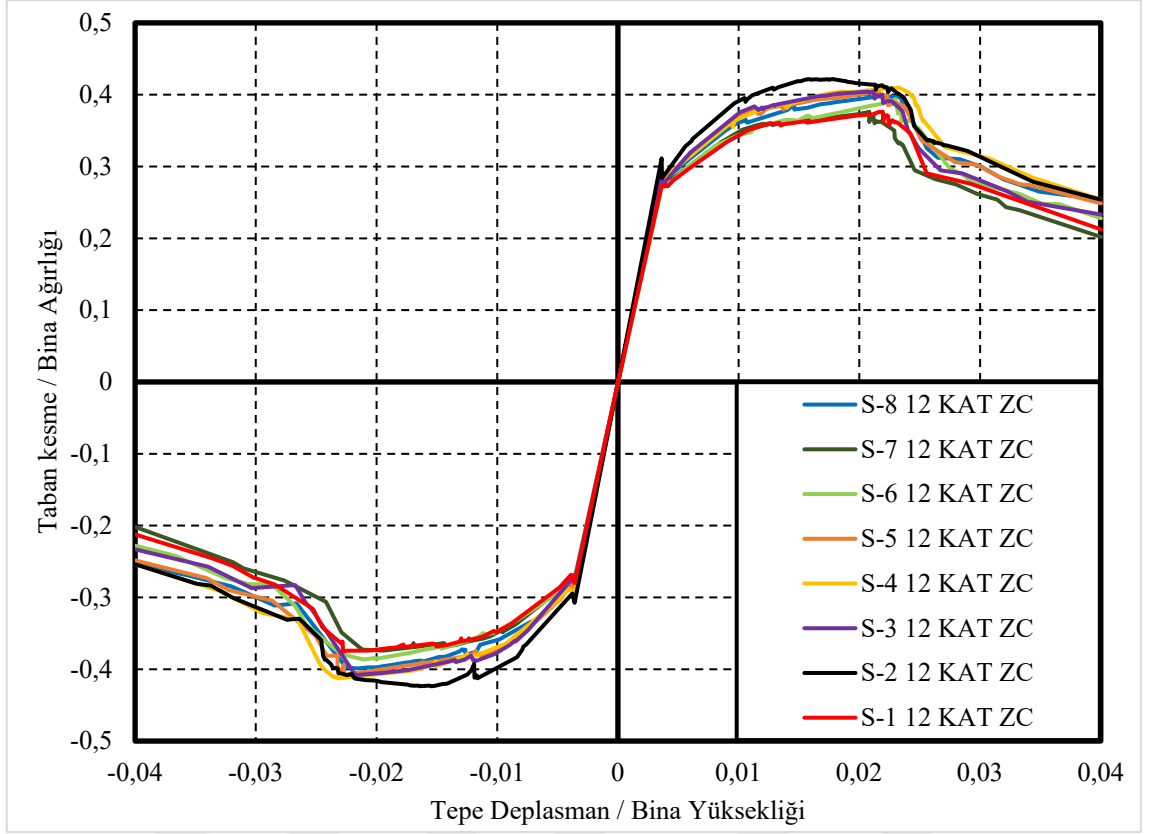


Şekil 5.7. Tüm modellerin statik itme analizleri sonuçları

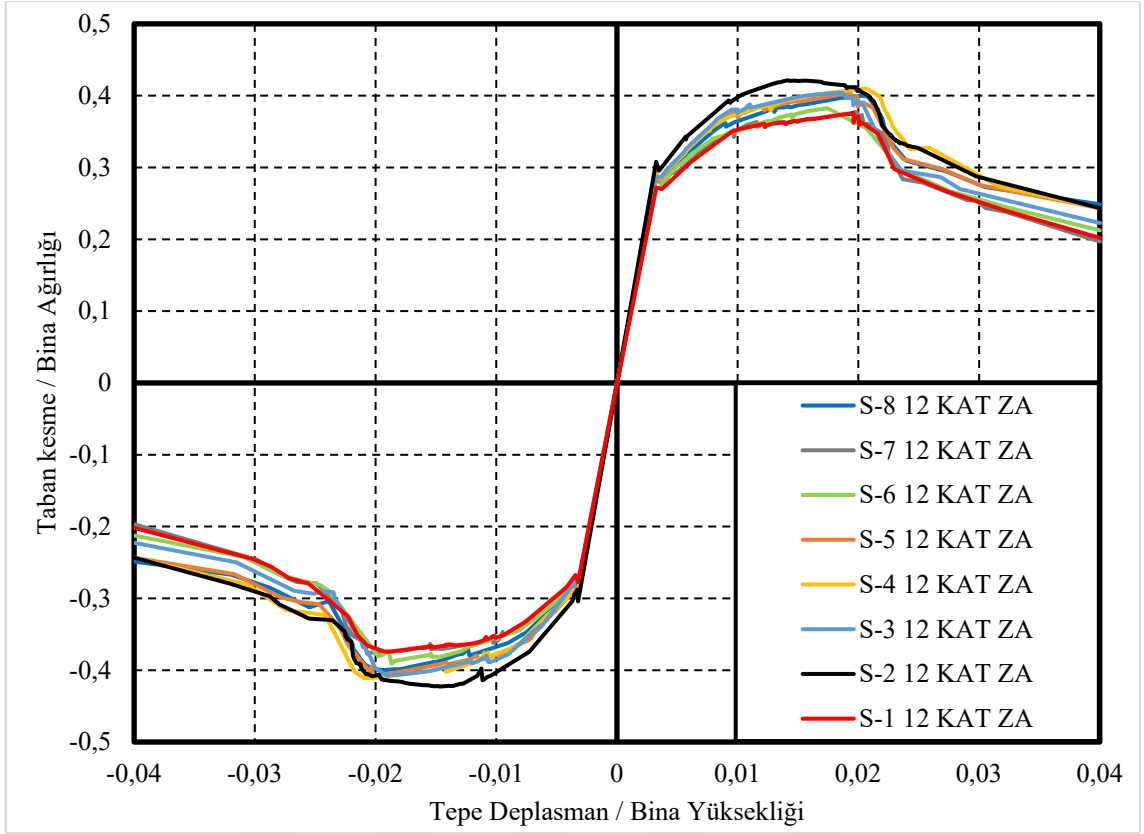
İlk olarak deney numunelerinden elde edilen plastik davranış verilerine göre aynı zemin sınıflarından elde edilen sonuçlar kıyaslanmıştır. Ankastre mesnetli analiz sonuçlarının yanı sıra yapı-zemin etkileşimli ZA, ZC ve ZE zemin sınıfları ile modellenmiş analiz sonuçları da ayrı ayrı gruplandırılarak kıyaslanmıştır. Şekil 5.8’de Aynı zemin sınıfları, farklı güçlendirme türleri ile kıyaslanmıştır. Buradan yapılacak çıkarımlardan ilki, uygulanan güçlendirme yöntemleri ile 8 adet deneyden elde edilen sonuçların plastik mafsallı davranış eğrisi olarak tanımlandığı bina modellerinde bina yüksekliğinin artması ile S-1 ve S-8 arasında taban kesme kuvveti kapasitesi açısından saçılım azalmıştır. Aynı durum zemin sınıflarındaki değişim ile de örneklenecek olursa binanın mesnetlendiği zemin yapısının rijitliği arttıkça ya da başka bir şekilde anlatılacak olursa temel dönmelerini rijitleştirecek şekilde ZE’den ankastre mesnete doğru yaklaştıkça S-1 ve S-8 numunelerinin sonuçları ile modellenen binaların taban kesme kuvveti kapasitelerindeki saçılım artmıştır. Özellikle ankastre mesnetli modellerdeki ilk hasar başlangıç yük ve ötelenmeleri incelendiğinde analiz modellerinin yanal ötelenme rijitliklerinin düşük olması sebebiyle doğrusallıktan sapma daha düşük yük değerlerinde gözlemlenmiştir. Bu nedenle zemin yapısının rijitliğinin azalması, doğrusal elastik bölgede binaların ötelenme farklarındaki değişimin %5 ila %10 bandında kalmasına sebep olmuştur.



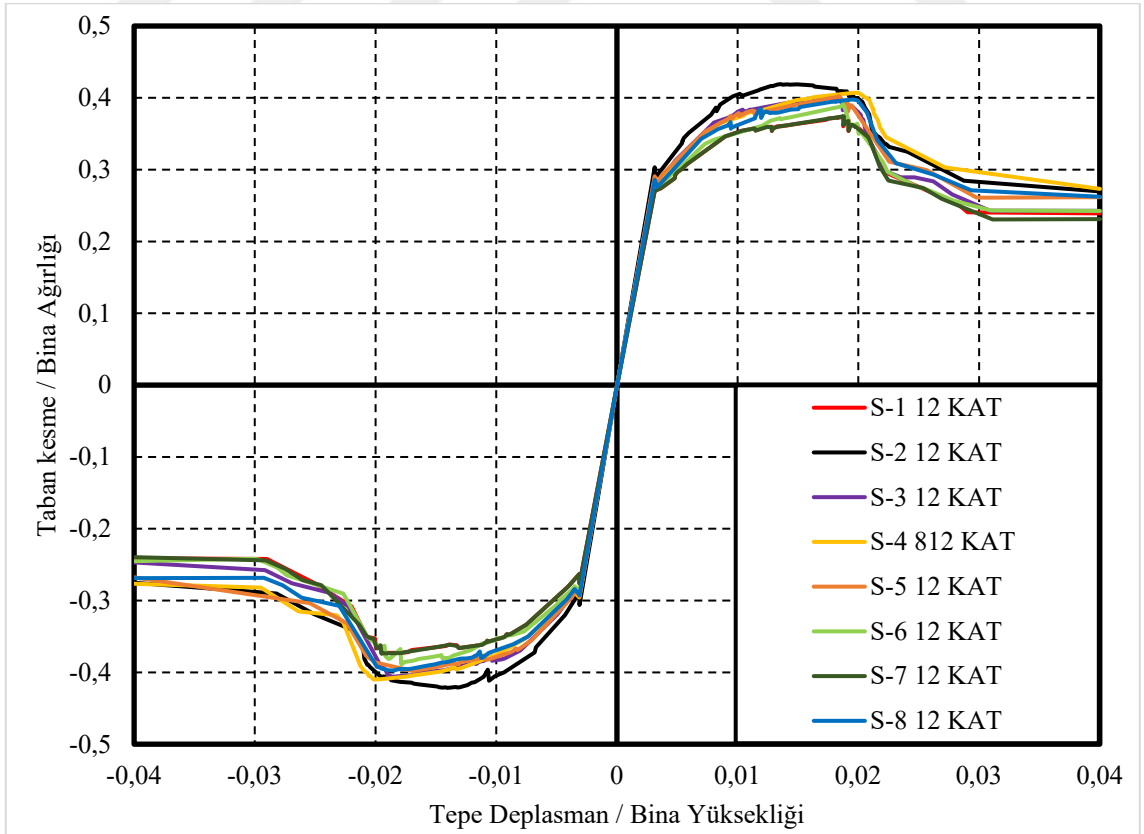
a) ZE sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 12 katlı modellerin analiz sonuçları



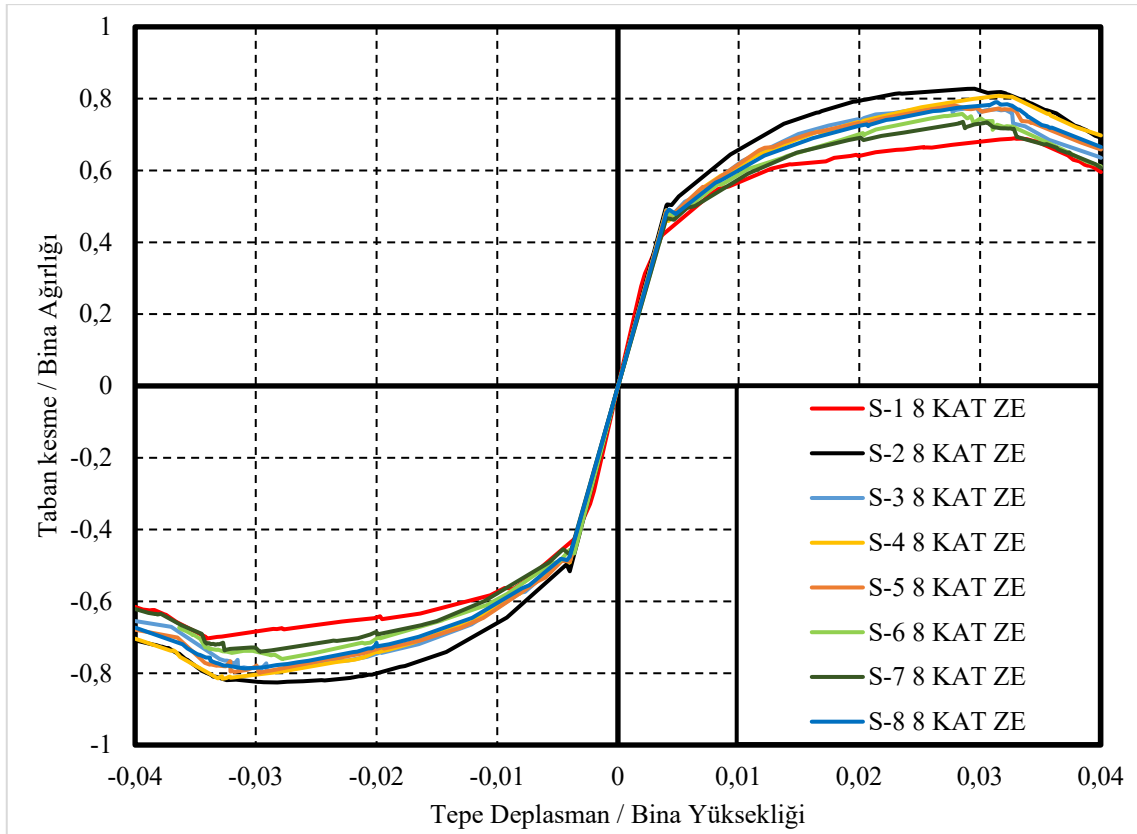
b) ZC sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 12 katlı modellerin analiz sonuçları



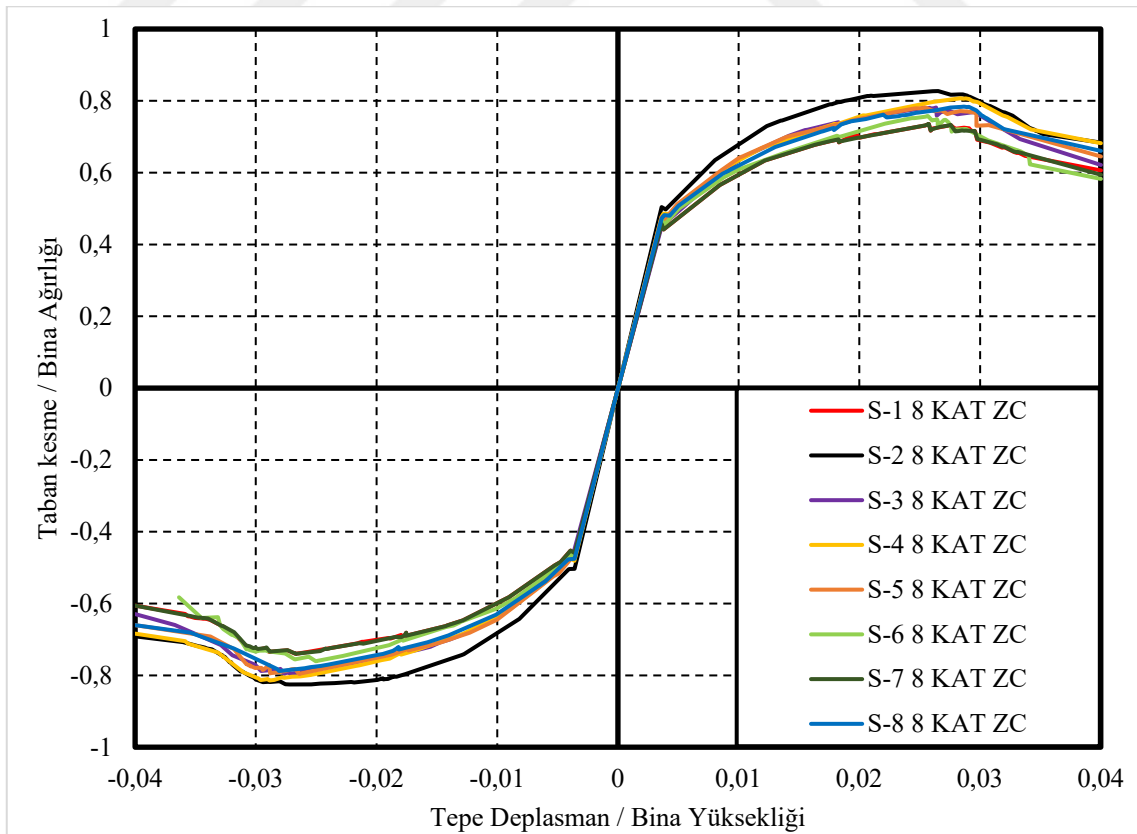
c) ZA sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 12 katlı modellerin analiz sonuçları



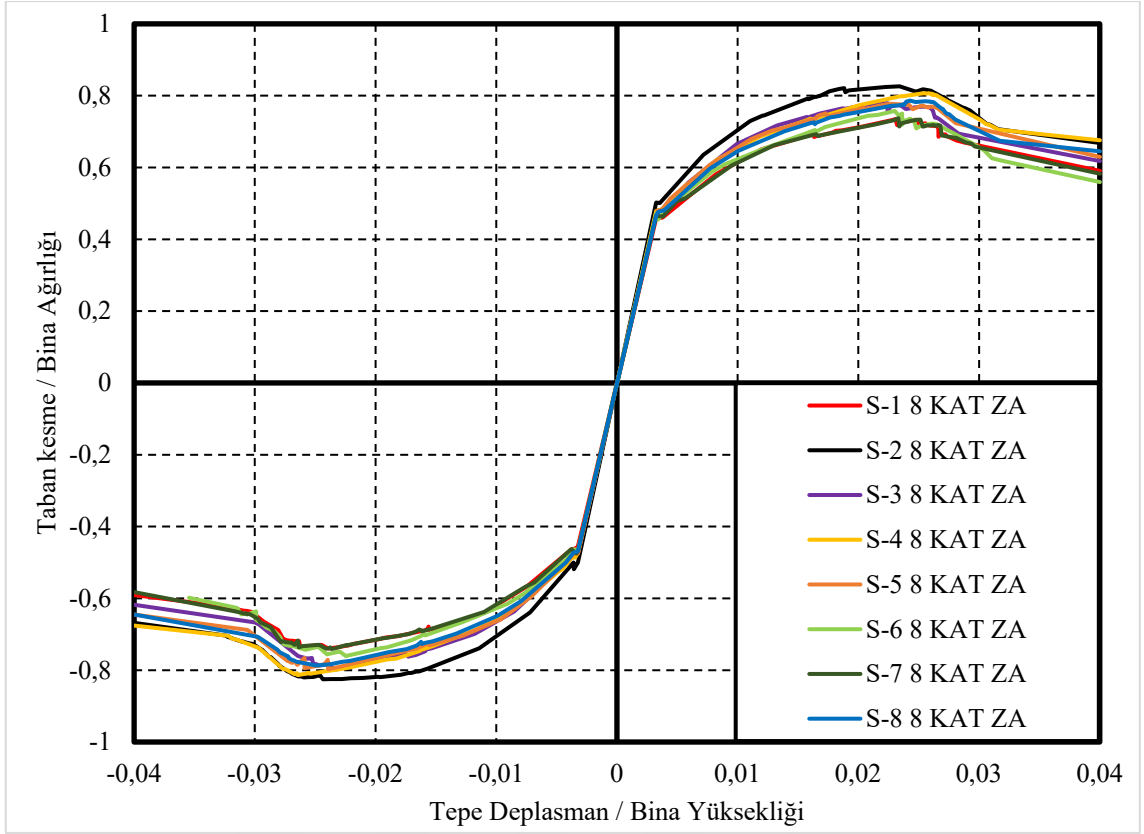
d) Ankastre mesnet ile yapı-zemin etkileşimsiz gerçekleştirilen 12 katlı modellerin analiz sonuçları



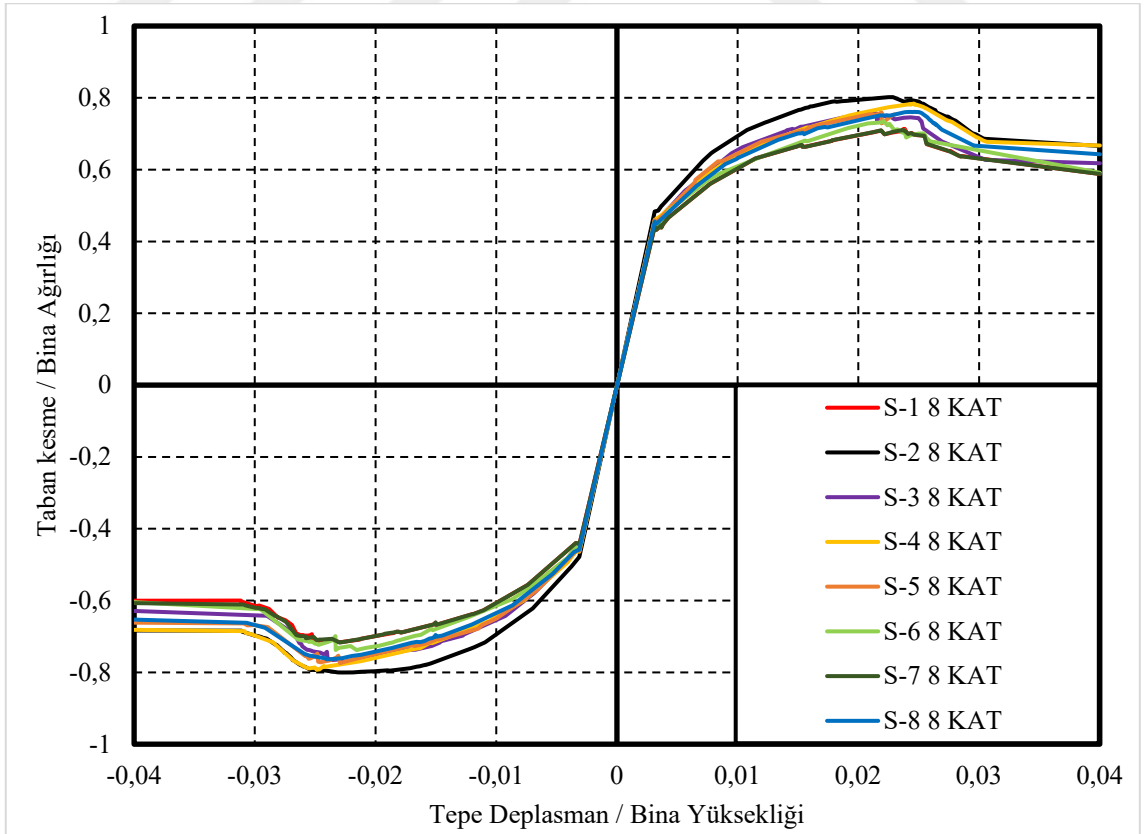
e) ZE sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 8 katlı modellerin analiz sonuçları



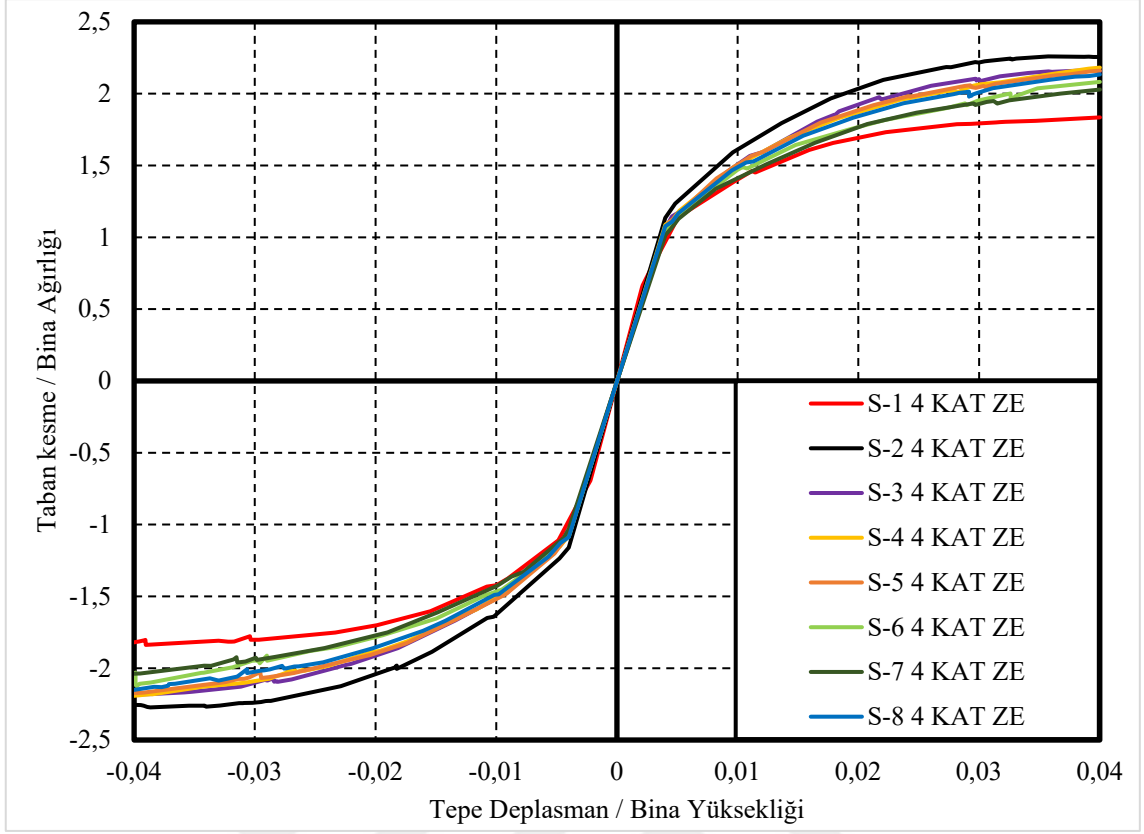
f) ZC sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 8 katlı modellerin analiz sonuçları



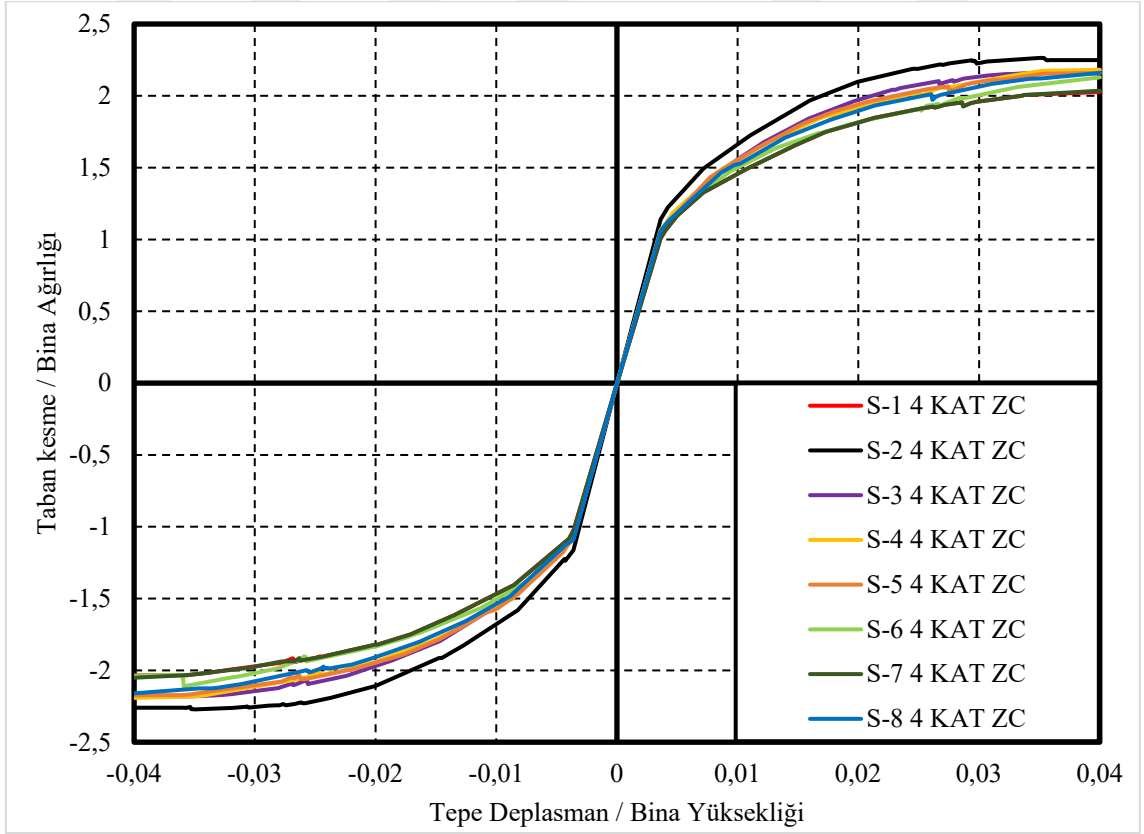
g) ZA sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 8 katlı modellerin analiz sonuçları



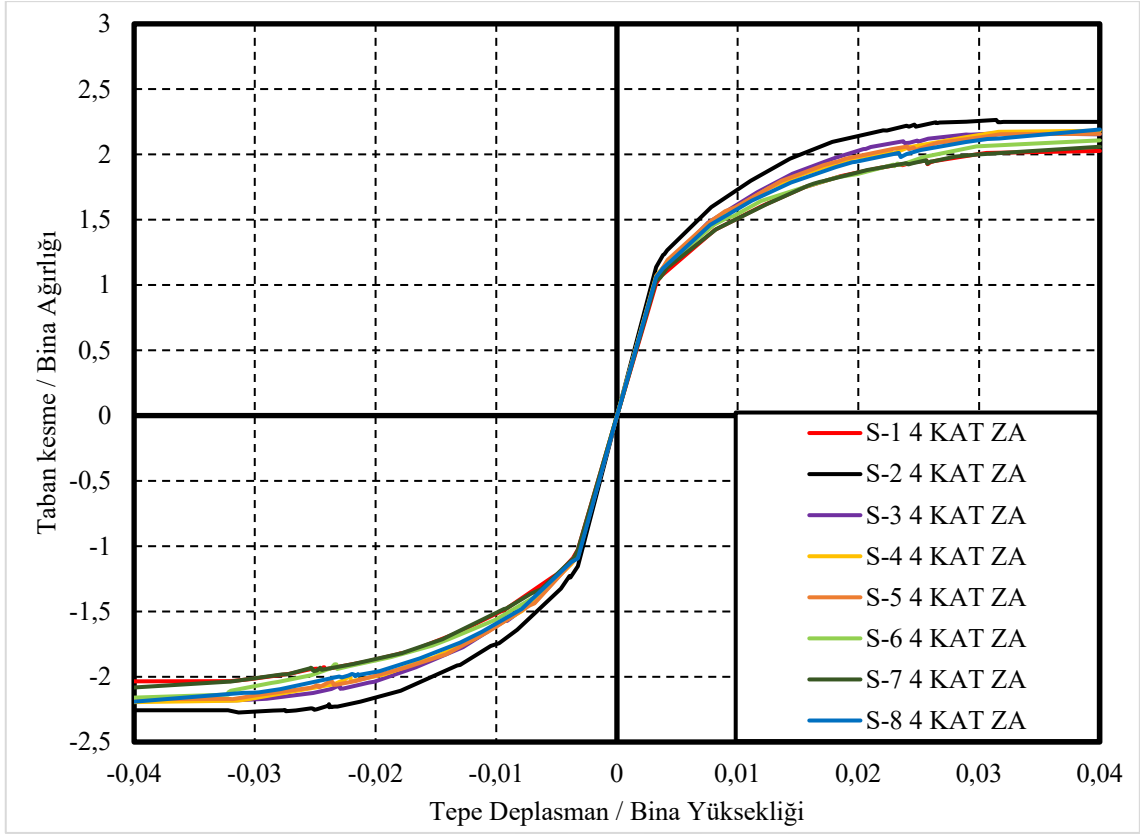
h) Ankastre mesnet ile yapı-zemin etkileşimsiz gerçekleştirilen 8 katlı modellerin analiz sonuçları



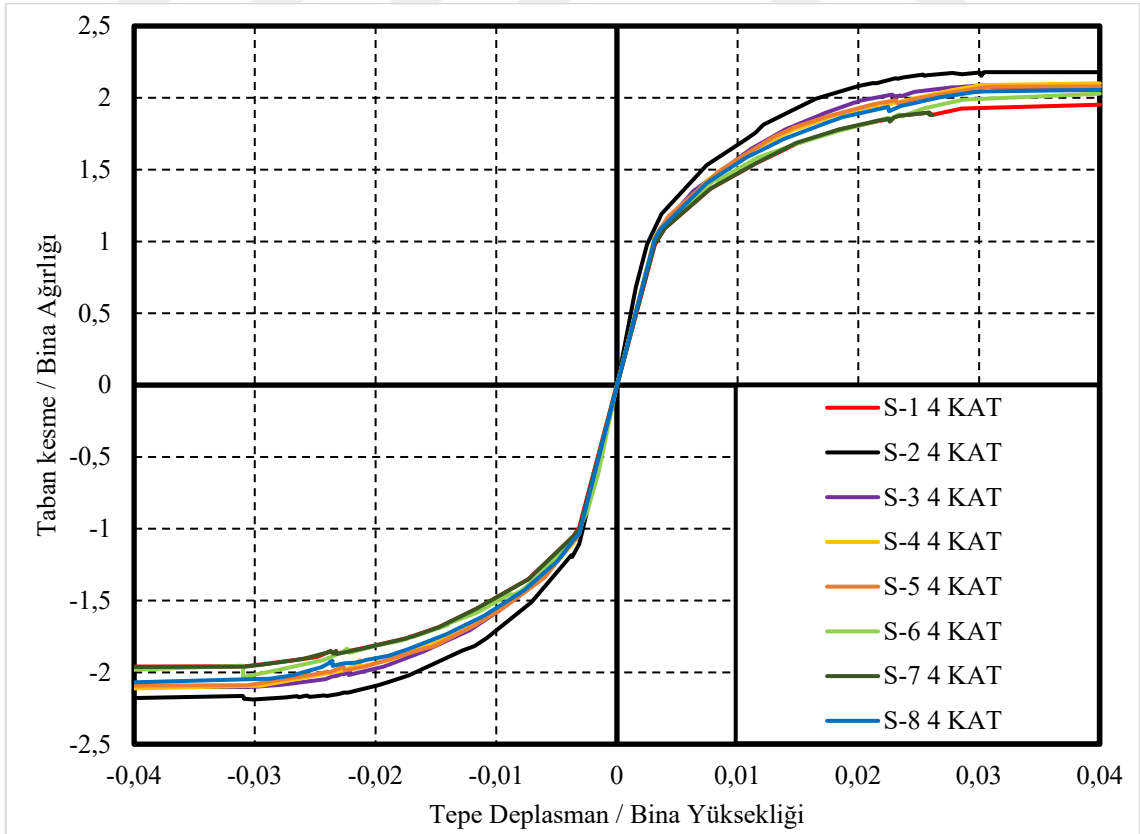
i) ZE sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 4 katlı modellerin analiz sonuçları



j) ZC sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 4 katlı modellerin analiz sonuçları



k) ZA sınıfı zemin ile yapı-zemin etkileşimli gerçekleştirilen 4 katlı modellerin analiz sonuçları



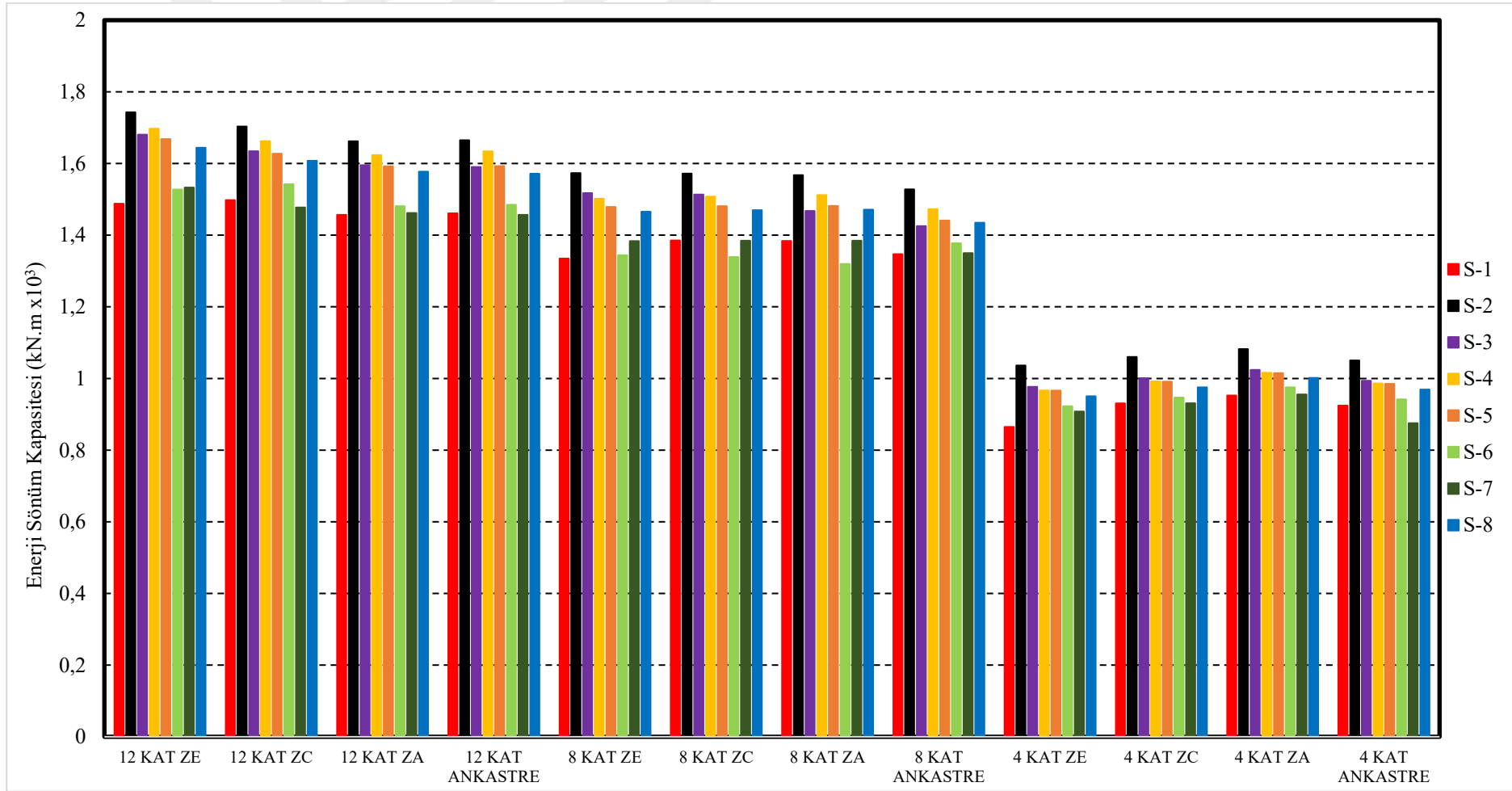
İ) Ankastre mesnet ile yapı-zemin etkileşimsiz gerçekleştirilen 4 katlı modellerin analiz sonuçları

Şekil 5.8. Farklı yapı-zemin etkileşim durumlarına göre kapasite eğrilerinin kıyaslaması

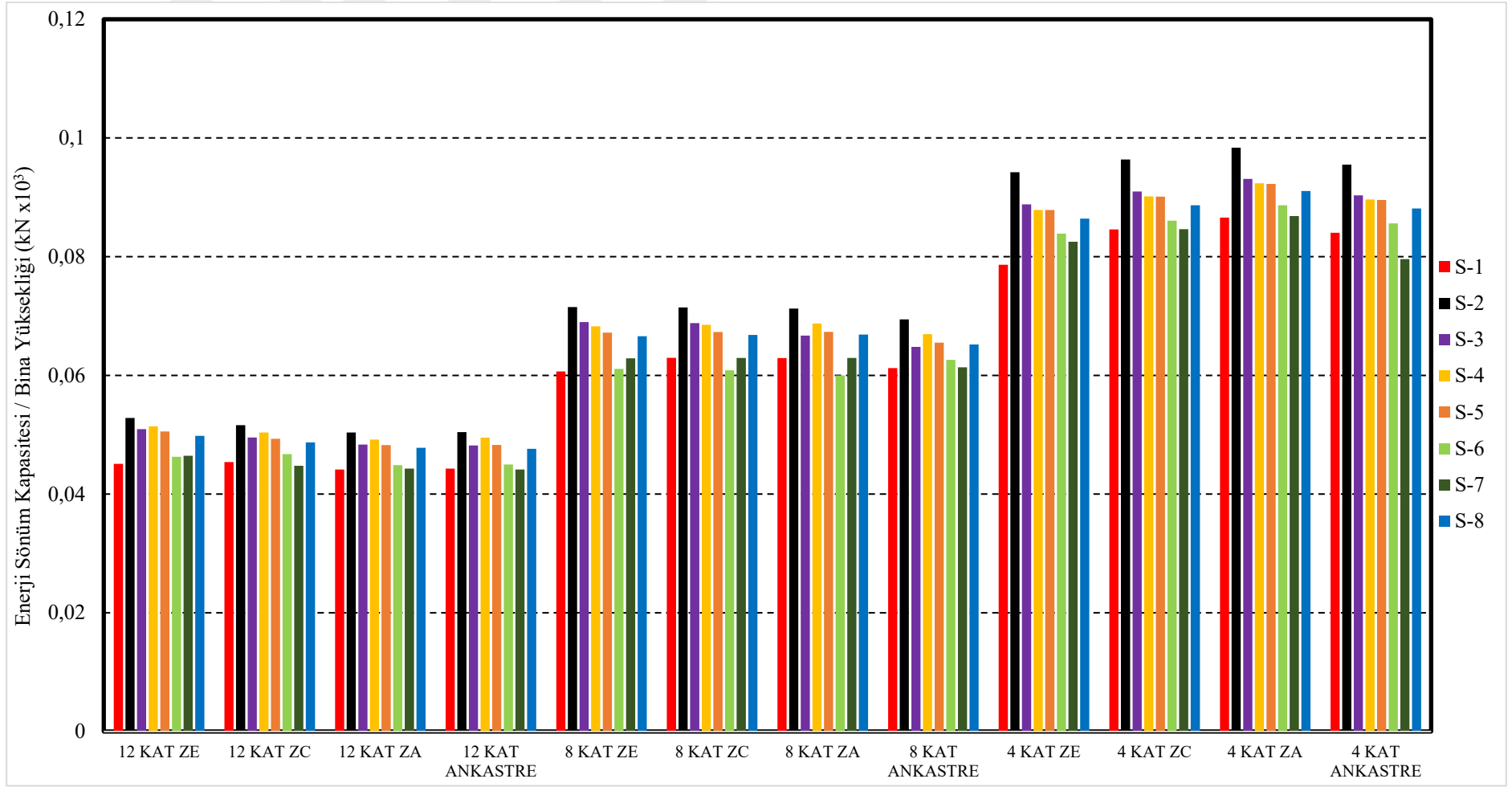
Özellikle ankastre mesnetli modellerdeki ilk hasar başlangıç yük ve ötelenmeleri incelendiğinde analiz modellerinin yanal ötelenme rijitliklerinin düşük olması sebebiyle erken oluşmaktadır. Bu nedenle zemin yapısının rijitliğinin azalması, doğrusal elastik bölgede binaların ötelenme farklarındaki değişimin %5 ila %10 bandında kalmasına sebep olmuştur. Yanal ötelenme rijitliğinin artırılmasına yönelik bir bina tasarımı ile analiz çalışmaları yürütülecek olsaydı deney sonuçlarından elde edilen mafsal davranışları bu düzeyde verimli kıyaslanamayacağı için burada çerçeveli sistem seçiminin sebebinin altı bir kez daha çizilmiştir.

Bir sonraki aşamada her güçlendirme numunesinin sonucu kendi içinde farklı zemin sınıflarında kıyaslanmıştır. Bu kıyaslama ile en yüksek taban kesme kapasitesinin ankastre mesnetli modellerde olduğu görülmektedir. Yapı-zemin etkileşimli modellerde de zemin yapısının rijitliği azaldıkça taban kesme kuvveti kapasitesi de buna paralel olarak azalmıştır. Benzer durum yine kapasite eğrilerinin lineer elastik bölgeleri için tekrar edilecek olursa zemin yapısı rijitliğinin azalması, binaların doğrusal sınırlar içerisinde yanal ötelenme rijitliklerinin azalmasına sebep olmuştur. Ancak bu durum, güçlendirme farklarından meydana gelen davranış değişimlerinin gözlemlenmesini daha net hale getirmiştir.

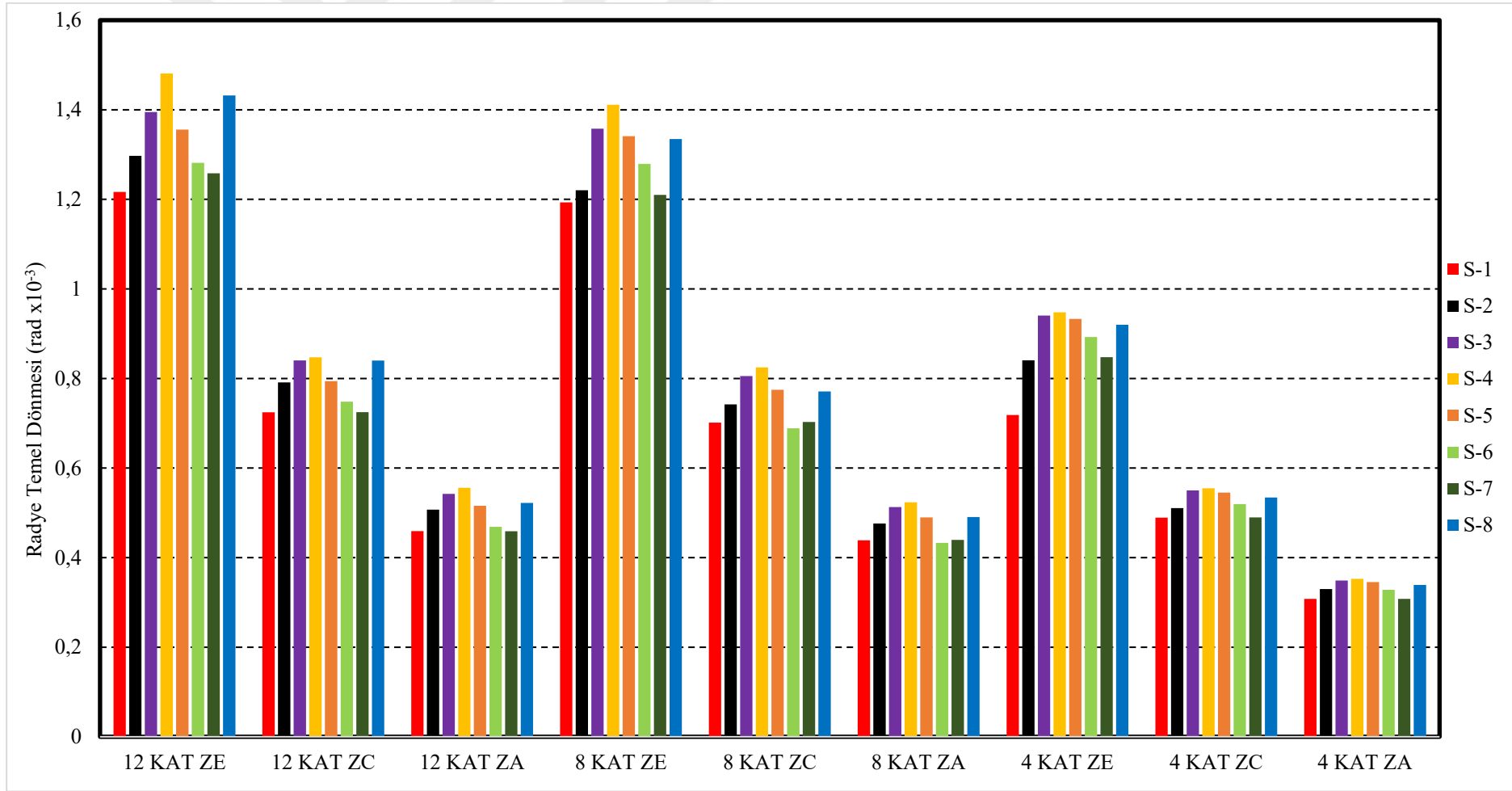
Oluşturulan 96 adet analiz modelinin bina yükseklikleri, yapı-zemin etkileşim durumu ve dış kolon-kiriş birleşim düğümlerine uygulanan güçlendirme modellerine göre elde edilen kapasite eğrileri ile bu binaların enerji sönümleme kapasiteleri de hesaplanmıştır. Taban kesme kuvveti-tepe deplasman eğrilerinin altında kalan alanların toplamı ile hesaplanan enerji sönümleme kapasiteleri 96 adet analiz sonucu için Şekil 5.9 ve Şekil 5.10'da kıyaslanmıştır. Bu davranışı etkileyen faktörlerden biri olan radye temel dönmeleri de Şekil 5.11 ve Şekil 5.12'de kıyaslanmıştır.



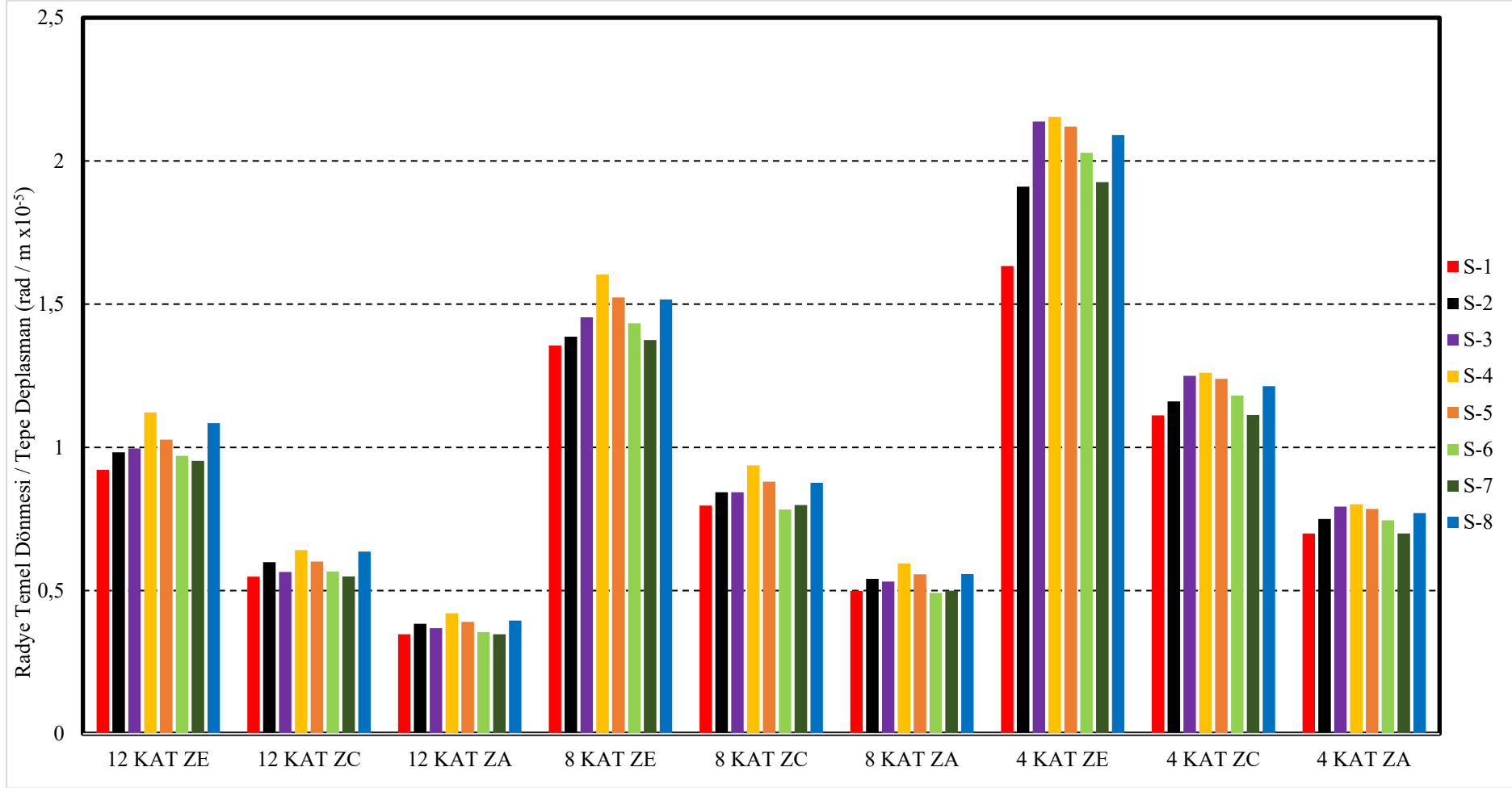
Şekil 5.9. Analiz modellerinin enerji sönümleme kapasiteleri



Şekil 5.10. Analiz modellerinin enerji sönümleme kapasitesi / bina yüksekliği oranları



Şekil 5.11. Analiz modellerinin radye temel dönmelerinin karşılaştırılması



Şekil 5.12. Analiz modellerinin radye temel dönmeleri ve tepe deplasman oranlarının karşılaştırılması

Makro analitik çalışmanın sonuçlarının yorumlanabilmesi adına kapasite eğrileri gibi bu 4 grafik de oldukça önemlidir. Bu çıktıları aynı zamanda Şekil 4.22’de verilen deney sonuçlarının yük-deplasman kapasiteleri ile birlikte yorumlamak analiz sonuçlarının desteklenmesi açısından çalışmanın kıymetini ve önemini ortaya koymada yardımcı olacaktır.

İlk olarak Şekil 5.9’da tüm analiz modellerinin enerji sönüm kapasiteleri karşılaştırılmıştır. Görüldüğü üzere 12 kattan 4 katlı binalara doğru ve aynı bina yükseklikleri içinde zemin yapısı ZE’den ankastre mesnete doğru ilerledikçe enerji sönüm kapasitesi azalmaktadır. Bu durum yapı-zemin etkileşimi çerçevesinden değerlendirildiğinde temellerdeki dönmelerin artması, enerji sönüm kapasitesinin artışına olanak sağlayacağı aşıkardır. Ayrıca bina yüksekliğinin artması, aynı taşıyıcı sistem ile değerlendirildiğinde daha fazla tepe ötelenmesi yapabilme kapasitesi sahip olduğu söylenebilir. Bu iki durum doğrusal elastik sınırlar altında da söylenebilecek durumlardır. Doğrusal ötesi davranış dikkate alındığında, aynı açıklık ve taşıyıcı sisteme sahip binalarda kat sayısının artması, plastikleşen eleman sayısını çoğaltarak yapıda daha fazla plastik mafsall oluşmasına ve buna bağlı olarak yanal ötelenmeler üzerinden enerji sönüm kapasitesinin artmasına neden olacaktır. Tüm bu olgular göz önünde bulundurulduğunda bu grafikte tek başına enerji sönüm kapasitesini değerlendirmek doğru olmayacağından bu enerji sönüm kapasiteleri Şekil 5.10’da bina yükseklikleri ile normalize edilmiştir. Şekil 5.9’daki davranış trendinin tam tersine döndüğü görülmektedir. Çünkü bina yükseklikleri değişkeni kıyas parametreleri dışında bırakıldığında 12 katlı modellerin en düşük enerji sönüm kapasitesine sahip modeller olduğu görülmektedir. Bu modellerin de kendi aralarında yapı-zemin etkileşim durumlarına göre ZE’den ZA’ya doğru ilerledikçe enerji sönüm kapasitelerinin azaldığı görülmüştür. Ankastre mesnetli modeller için ise enerji sönüm kapasitesi çok az da olsa bir artış eğilimi göstermiştir. Bunun sebebi, 12 katlı binaların bina yükseklikleri ve fazla ötelenme yapabilme kapasiteleri ikinci mertebe etkilerin görülmesine sebep olmuş ve yanal ötelenmelere bağlı ikinci mertebe etkiler de taşıyıcı sistem elemanlarının erken yenilmesine yol açmıştır. Benzer durum daha az olacak şekilde 8 katlı binalar için de söz konusudur. Ancak burada bina yüksekliği daha az olduğundan ikinci mertebe etkileri daha geri planda kalmış, ZE zemin etkileşimden ankastre mesnete doğru ilerledikçe enerji sönümlerinden bir azalma görülmüştür. Yani zemin yapısı rijitleştikçe temel dönmelerinden kaynaklanan ilave tepe ötelenmeleri kısıtlanmış ve buna paralel olarak enerji sönümleri azalmıştır.

Enerji sönüm kapasiteleri aynı yapı-zemin etkileşim koşulları için kendi içinde değerlendirilecek olursa TBDY 2018 şartlarına uygun ve iyi referans olarak tasarlanıp test edilen S-2 numunesi tüm 96 analiz modelleri için en yüksek enerji sönüm kapasitesine sahip mafsallı davranışını sergilemiştir. S-2 numunesini takiben 4 katlı modellerde kolon-kiriş birleşim düğümünün tamamen TGSK ile boğçalandığı S-3 numunesinden elde edilen mafsallı parametreleri ile tasarlanan bina modeli izlemiştir. 8 ve 12 katlı binalarda ise en sık TGSK şerit sargı uygulamasının kullanıldığı S-4 numunesinin mafsallı parametrelerinin kullanıldığı modellerin enerji sönüm kapasitelerinin daha yüksek olduğu görülmüştür. Şekil 4.22 incelenerek bu durum şu şekilde açıklanabilir; S-3 numunesi, deneysel sonuçlara göre her ne kadar S-2 numunesinden daha yüksek enerji sönümleme kapasitesine sahip olsa da S-2 numunesinden çok daha önce doğrusal elastik sınırları aşan bir davranış sergilemiştir. S-4 numunesi ise dayanım, süneklik ve enerji sönümü açısından S-3 numunesine çok yakın değerlere sahip olsa da S-3 numunesinin gerisinde kalmaktadır. Ancak S-4 numunesi, güçlü referans olarak test edilen S-2 numunesi ile benzeşen bir doğrusal elastik davranış sergilemiş, S-3 numunesinden çok daha ileri bir yük değerinde doğrusal ötesi davranışa geçmiştir. Sonuç olarak, ikinci mertebe etkilerin daha belirgin olduğu ve yanal ötelenme rijitliği görece düşük olan 8 ve 12 katlı modellerde, S-3 numunesi ile modellenen yapılara kıyasla hasarın daha geç oluşması ve dolayısıyla daha fazla enerji sönüm kapasitesi görülmesinin temel nedeni, S-2 numunesinin doğrusal elastik bölgede daha yüksek yük taşıyabilmesidir.

4. Bölüm’de de belirtildiği üzere birleşim bölgesindeki çubuk elemanlar doğrultusunda yerleştirilen TGSK şerit sayısının davranış üzerindeki etkisi, sargı sıklığından daha fazladır. Bu bağlamda elemanların doğrultusu boyunca kendi aralarında aynı sayıda TGSK şerit bulunduran ancak sargı aralıkları değişen S-4 ve S-5 numuneleri ile S-6 ve S-7 numunelerinin plastik mafsallı parametreleri ile modellenen binaların analizleri sonucundaki kapasite eğrileri ve enerji sönümleri birbirini yakın izleyen sonuçlar ortaya koymuştur. S-5 numunesi ile modellenen binaların enerji sönümleri S-4 binalarının hemen gerisinde enerji sönüm ve genel kapasite davranışı sergilemiştir. Benzer şekilde eleman eksenlerine paralel 1’er şerit bulunduracak şekilde tasarlanıp test edilen S-6 ve S-7 numunelerinin sonuçları kendi aralarında birbirine yakın olsa da güçlendirme uygulanmayan S-1 deney sonuçları ile modellenen binalara en yakın olan ve en düşük performans sergileyen binalar bu numune sonuçlarının kullanıldığı binalar olmuştur.

TGSK şerit kalınlıklarının genişletilerek kullanıldığı S-8 numunesinin deney sonuçları ile modellenen binaların sonuçları da bu güçlendirme yönteminin kullanıldığı binaların S-5 numunesine oldukça yakın davranış sergilediğini göstermiştir.

Deneysel sonuçlar kıyaslanırken her ne kadar S-3 ve S-4 numuneleri iyi referans olarak test edilen S-2 numunesine çok yakın davranış sergilemiş olsalar da 8 ve 12 katlı binaların analiz sonuçları genel anlamı ile S-2 davranışına yakınsayan sonuçlar verirken yanal ötelenme rijitliği daha yüksek olan 4 katlı binalarda hem statik itme eğrileri hem de enerji sönümleme kapasiteleri açısından S-2 numunesi ile modellenen bina modelleri ile davranış ve kapasite açısından geride kalmıştır. Ancak yine de kötü referans S-1 numunesi ile modellenen binalara kıyasla gözlemlenen davranış iyileşmeleri ve kapasite artışları fazlasıyla tatmin edici olmuştur. 8 ve 12 katlı numuneler için bu durum söz konusu değildir. S-3 ve S-4 numunelerinin sonuçları ile modellenen 8 ve 12 katlı binalarda genel yük taşıma ve ötelenme kapasiteleri, enerji sönüm talepleri gibi talepler TBDY 2018 şartlarını sağlayan S-2 numunesi ile tasarlanmış binaların sonuçlarına oldukça yakın değerler almıştır. Bu da gerçekleştirilen çalışmanın ve geliştirilen güçlendirme yönteminin başarısını ortaya koymaktadır.

Yapı-zemin etkileşiminin davranış üzerindeki etkisini incelemek üzere sunulan Şekil 5.11 ve Şekil 5.12’de radye temel dönmeleri kıyaslanmıştır. Şekil 5.11’de radye temellerdeki dönmeler 12 katlı binalarda en büyük değerleri almış ve bu dönmeler 4 katlı modellere doğru ilerledikçe azalmıştır. Ancak basit fizik kuralları ile düşünülecek olursa tepe noktasından itilerek gerçekleştirilen bu analizlerde bina yükseklikleri moment kolonu temsil edecektir. Bina yüksekliğinin artması da doğal olarak temellerdeki dönmeleri artıracaktır. Bu sebeple 12 katlı modellerden 4 katlı modellere doğru ilerledikçe radye temellerden okunan dönme değerleri azalmaktadır. Ancak bu değerler binalara uygulanan tepe deplasman değerleri ile normalize edilirse Şekil 5.12’deki gibi bir davranış trendi elde edilecektir. Bu verinin hazırlanması ve sunulmasının ardındaki amaç; binaların temellerindeki dönme değerleri tepe ötelenmeleri ile orandırıldığında bu oran sayısal değer olarak büyük ise binaların taşıyıcı sistem elemanlarındaki hasarlı eleman sayısı ya da elemanları hasar düzeyleri başlangıç seviyesindedir yorumunun yapılabilmesi olacaktır. Eğer ki bu oran küçük ise taşıyıcı sistem elemanlarındaki hasar ve elemanları hasar düzeyleri daha ileri değerler almıştır. Bina modellerine statik itme analizlerinde kendi yüksekliklerinin %4’ü kadar tepe ötelenmesi uygulanmıştır. Nihai

ötelenmeler her bina yüksekliği için kendi içinde aynı değere sahiptir. Burada asıl değişken Şekil 5.12’de verilen orana göre kesrin payında yer alacak olan radye temel dönmesi olacaktır. Sabit paydaya sahip oranlarda payın büyümesi oranı büyüteceği için radye temel dönme değeri büyüdükçe binaların daha az hasar aldığı da anlaşılabiliyor olacaktır. Bu matematiksel yorum ile 96 adet bina analiz sonuçlarından yapı-zemin etkileşimli olan 72 adet modelin radye temel dönme değerleri bina tepe ötelenmeleri ile oranlanarak sunulmuştur. Bu kıyaslamaya göre enerji sönüm kapasiteleri kıyaslamalarındaki 8 ve 12 katlı binaların sonuçlarına benzer şekilde ancak bu sefer tüm bina modellerinde en sık TGSK şerit sargılarıyla modellenen S-4 binaları en az hasar alan modeller olmuştur. Bu güçlendirme türünü tüm elemanların boğçalandığı S-3 ve geniş şeritlerin kullanıldığı S-8 numuneleri izlemiştir.

Burada kıyaslanan bu verilerin 4 katlı modelleri için fazla saçılım göstermediği, birbirine oldukça yakın değerler aldığı görülmektedir. Bu durum, Şekil 5.8’de 4 katlı modeller için verilen kapasite eğrileri yorumlanarak açıklanabilir. Bu eğrilere bakıldığında 4 katlı modellerin kapasite eğrileri maksimum taban kesme kuvveti kapasitesine yeni ulaştığı noktada %4 tepe deplasman değerine kadar ötelenmiştir. Ancak 8 ve 12 katlı modellerde ise kapasite eğrilerinin taban kesme değerleri, kapasite değerinin %85’ine yakın değerlere kadar düştüğü için binaların analiz sonundaki durumları göçme durumu olarak yorumlanabilmektedir. Yani %4 ötelenme değerinde 4 katlı binaların hala enerji sönümleyebilme kapasite rezervleri mevcut iken 8 ve 12 katlı binalar aynı ötelenme oranında göçme düzeyine gelmektedir. Bu nedenle radye temellerdeki dönme değerleri fazla saçılım göstermemiştir. Bu durumda 4 katlı modellerdeki nihai radye temel dönme değerleri sayısal değerce 8 ve 12 katlı binalarla özdeş yapı-zemin etkileşimli durumlarda kıyaslandığında daha düşük değerlere sahip olsa da tepe deplasman değerleri ile normalize edildiklerinde birim ötelenme için en fazla dönme bu modellerde meydana gelmiştir. Statik itme eğrileri ile birlikte değerlendirildiğinde de 4 katlı bina modellerinin 8 ve 18 katlı modellerden daha ileri bir dayanım ve süneklik rezervi ile analizlerden çıktığı görülmüş ve Şekil 5.12’de sunulan yorumlama da bu sayede doğrulanmıştır.

6. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Özellikle 6 Şubat depremleri sonrası gerçekleştirilen saha gözlemlerinin ardından, süneklik ve dayanım açısından yetersiz kolon-kiriş birleşimlerinin güçlendirilmesine yönelik bir yöntem geliştirme motivasyonu ile bu çalışma gerçekleştirilmiştir. Farklı TGSK şerit genişlikleri ve aralıklarına sahip altı güçlendirilmiş birleşim numunesi, iki referans numunesiyle karşılaştırmalı olarak test edilmiştir. Bu güçlendirme tekniğinin amacı yalnızca kesme göçmesini önlemek değil, aynı zamanda enerji yutma kapasitesini ve yük taşıma kapasitesini artırmaktır. Deneysel veriler, ABAQUS yazılımı kullanılarak gerçekleştirilen nümerik analizlerin sonuçlarıyla da karşılaştırılmıştır. Çalışmadan elde edilen temel bulgular aşağıda özetlenmiştir:

- Epoksi bazlı yapıştırıcı kimyasallar kullanılmaksızın, çimento esaslı harçlarla yüzeye yapıştırılan TGSK şeritlerin, CFRP fan tipi ankrajlarla birlikte uygulanması, şeritlerin yüzeyden ayrılmasını engellemiş ve güçlendirme yönteminin etkinliğini artırmıştır. Deneysel sonuçlar, referans S-1 numunesine kıyasla hem dayanım hem de süneklik açısından artış sağlandığını göstermiştir.
- Düşük dayanım ve sünekliğe sahip referans numunesi S-1’de gözlemlenen kesme göçmesi, güçlendirilmiş numunelerde daha sünek bir göçme davranışına dönüştürülmüştür.
- Deneysel bulgulara göre, tüm yüzeyleri TGSK ile kaplanmış S-3 numunesi, süneklik ve enerji yutma kapasitesi açısından modern tasarım ve deprem yönetmeliklerine uygun olarak tasarlanan S-2 referans numunesinden daha iyi performans göstermiştir. En yoğun şerit yerleşimine sahip S-4 numunesi, S-3 numunesine oldukça yakın tepkiler sergilemiştir. Bununla birlikte, uygulama sırasında, birleşim bölgesinde bulunan karbon ağ şeritlerinin yoğunluğu nedeniyle, CFRP fan tipi ankrajların uygulanmasının ardından çimento esaslı harçla kaplama işleminden önce ağ bindirme bölgelerindeki göz açıklıklarının hizalanması gerekmiştir. Bu durum, uygulamada ayrıntılı bir işçilik gerektiren bir işlem olarak değerlendirilmiştir.
- Gerçek binalarda S-3 numunesinde uygulanan tam bohçalama yönteminin uygulanabilirliğinin zor olması, şerit esaslı güçlendirme yöntemlerine yönelimi artıracaktır. Bu nedenle, deneysel programda şerit genişliği ve aralığı başlıca

değişken parametreler olarak belirlenmiştir. Şerit aralığının azaltılması veya şerit genişliğinin artırılmasıyla dayanım, süneklik ve enerji yutma kapasitesinde belirgin artışlar gözlemlenmiştir.

- Güçlendirme yönteminin, düşük beton basınç dayanımına ve yetersiz sargı donatısına sahip kolon-kiriş birleşimlerinin, güncel deprem yönetmeliklerince öngörülen davranış taleplerini karşılamada etkili ve yeterli olduğu sonucuna ulaşılmıştır.
- Şerit esaslı uygulamanın yetersiz kalması durumunda daha kapsamlı bir güçlendirme stratejisinin performansını değerlendirmek amacıyla, S-3 numunesi tüm yüzeylerinden TGSK ile tamamen sarılmıştır. Referans numune S-1 ile karşılaştırıldığında, S-3'ten S-8'e kadar olan numunelerin süneklik oranları sırasıyla %65, %54, %48, %47, %29 ve %32 oranında artmıştır. Aynı numuneler için başlangıç rijitliği artışları ise sırasıyla %12, %14, %8, %3, %2 ve %5 olarak hesaplanmıştır. Bu değerler kiriş ucu yer değiştirmeleriyle ilişkilendirilmiş ve Şekil 4.25'te tüm numuneler için karşılaştırılmıştır.
- Referans numune S-1 ile karşılaştırıldığında, numunelerin kümülatif enerji yutma kapasitelerinin, güçlendirme amacıyla kullanılan TGSK şeritlerinin yoğunluğu ile orantılı olarak arttığını ortaya koymaktadır (Şekil 4.26). Bu durum, TGSK şerit esaslı güçlendirme yönteminin etkinliğini açıkça göstermektedir. Farklı şerit aralıklarına sahip numuneler karşılaştırıldığında, S-4 ile S-5 arasında maksimum taşıma kapasitesinde %6'lık, S-6 ile S-7 arasında ise %3'lük fark gözlenmiştir. Benzer şekilde enerji yutma kapasitesi açısından bakıldığında, S-4 numunesi S-5'e göre %15 daha yüksek kapasiteye sahip olurken, S-6 numunesi de S-7'ye göre %7 daha yüksek kapasite göstermiştir.
- Yetersiz kesme donatısına sahip referans betonarme kolon-kiriş birleşim düğüm noktası (S-1) ile kıyaslandığında; geliştirilen yöntemle güçlendirilen betonarme elemanların akma dayanımı, maksimum yük taşıma kapasitesi, başlangıç rijitliği, yer değiştirme süneklik oranı ve kümülatif enerji tüketme kapasitesi değerlerinin sırasıyla ortalama %54, %38, %7, %46 ve %835 oranında arttığı görülmüştür. Elde edilen sonuçlar, uygulanan güçlendirme tekniğinin betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin yalnızca yük taşıma kapasitesini ve rijitliğini artırmakla kalmayıp,

aynı zamanda yer değiştirme süneklik oranlarını ve enerji tüketme kapasitelerini de önemli ölçüde artırarak sismik performans açısından önem arz eden tüm parametrelerde bütüncül bir artış sağladığını göstermektedir.

- Güçlendirme amacıyla kolon ve kirişlerde kesme donatısı olarak kullanılan TRM şeritleri arasında 150 mm aralık bulunan betonarme kolon-kiriş birleşim düğüm noktalarının akma dayanımı, maksimum yük taşıma kapasitesi, başlangıç rijitliği, yer değiştirme süneklik oranları ve kümülatif enerji tüketme kapasitesi değerleri; TRM şeritleri arasında 200 mm aralık bulunan deney numunelerine kıyasla sırasıyla ortalama %19, %4, %5, %9 ve %11 daha büyük değerler sergilemiştir.
- 125 mm TRM şeritleri ile güçlendirilen betonarme kolon-kiriş birleşim düğüm noktasının S akma dayanımı, maksimum yük taşıma dayanımı, başlangıç rijitliği, yer değiştirme süneklik oranı ve kümülatif enerji tüketme kapasitesi değeri; 70 mm genişliğindeki TRM şeritleri ile güçlendirilen deney numunelerinin değerlerinden sırasıyla ortalama %27, %18, %6, %3 ve %16 daha büyük değerler sergilemiştir.
- ABAQUS yazılımı kullanılarak gerçekleştirilen nümerik analiz sonuçlarının, deneysel bulgularla büyük ölçüde uyumlu olduğu görülmüştür. Yük taşıma kapasiteleri karşılaştırıldığında, deneysel ve analitik sonuçlar arasındaki oranların 0.86 ile 1.12 aralığında değiştiği belirlenmiştir.
- Nihai yük ve yer değiştirme değerleri deneysel sonuçlarla tam olarak eşleşmese de, genel histeretik davranış tatmin edici düzeyde bir uyum sergilemiş olup, sayısal ve deneysel tepkiler arasında genel bir tutarlılık olduğunu göstermiştir.
- Analitik ve deneysel sonuçlar arasında gözlemlenen farklar; temel olarak tam rijit mesnetler, basitleştirilmiş malzeme modelleri ve TRM ile beton arasında tam aderans kabulü gibi idealleştirilmiş modelleme varsayımlarına ve ayrıca beton davranışındaki doğal değişkenliğe atfedilmiştir.
- Sayısal simülasyonlar tarafından öngörülen hasar desenleri, deneysel olarak gözlemlenen çatlak oluşumlarına yakın bir benzerlik göstermiş; bu durum

modelleme yaklaşımının geçerliliğini doğrulamış ve TRM güçlendirmesinin çatlak yayılımını azaltmadaki faydalı rolünü vurgulamıştır.

Deneyssel ve mikro analitik çalışmaların ardından elde edilen veriler IMK modeli ile parametrize edilerek 1/1 ölçekli kesitler için elde edilmiştir. Deneyssel verilerin plastik mafsallar için moment-dönme ilişkisine dönüştürülerek bina modelleri üzerine tanımlanması ile de 96 adet bina modeli üzerinde makro analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde yapı-zemin etkileşiminin de süneklik ve davranış üzerindeki etkileri de göz önünde bulundurulmuştur. Analizler sonucunda elde edilen çıkarımlar şu şekilde listelenmiştir:

- Deneyssel çalışmalar sonucunda tüm birleşim bölgesinin bohçalandığı S-3 numunesi her ne kadar iyi referans olarak test edilen S-2 numunesine en yakın talep-tepki ilişkisini göstermiş olsa da doğrusal elastik davranıştan çok daha erken saptığı için bina analizlerinde en yoğun TGSK sargı modeli ile test edilen S-4 numunesinin en etkili güçlendirme çözümü olduğu görülmüştür.
- 3 farklı bina yüksekliğinin ele alınması, ikinci mertebe etkilerinin davranışa etkisinin gözlemlenmesi ve farklı yanal ötelenme rijitliklerinin aynı taşıyıcı sistem ile temsil edilerek kıyaslanabilmesine olanak sağlamıştır.
- Yapı zemin etkileşimli modellerde zemin yapısının rijitliğinin azalması, güçlendirme teknikleri arasındaki farklılıkların okunabilmesini daha verimli hale getirmiştir.
- Deney sonuçlarında ve ABAQUS analizlerinin hasar simülasyonlarında da görüldüğü üzere kayma hasarı, kolonların kirişin saplandığı yüzüne yakın bir bölgede meydana gelmesinden dolayı bu noktada TGSK şerit bulunduran S-4 ve S-5 numuneleri, S-6 ve S-7 numunelerinden hem deneyssel sonuçlarda hem de nümerik analizlerde daha iyi bir davranış sergilemiştir. Burada S-4 ve S-5 numunelerinde çubuk eleman doğrultularına paralel ikişer şerit bulunduğu; S-6 ve S-7 numunelerinde ise bu bölgelerde eleman doğrultularına paralel birer şerit bulunduğunu hatırlatmak gerekli görülmüştür.

- S-3 ve S-4 numunelerinin sonuçlarıyla modellenen 8 ve 12 katlı binalarda, genel yük taşıma ve ötelenme kapasiteleri ile enerji sönüm talepleri gibi parametreler, TBDY 2018 şartlarını sağlayan S-2 numunesiyle tasarlanmış binaların sonuçlarına oldukça yakın değerler göstermiştir. Bu durum, yapılan çalışmanın ve geliştirilen güçlendirme yönteminin başarısını ortaya koymaktadır.
- Genel olarak TGSK ile kolon-kiriş birleşimlerinin güçlendirilmesi yöntemi başarılı olmuş ve TBDY 2018 şartlarını sağlayan bir kesit tasarımına oldukça yakın talepleri karşılayabilecek kesit güçlendirme hedefini sağlamıştır.
- Enerji sönüm kapasiteleri, aynı yapı–zemin etkileşim koşulları altında kendi içinde karşılaştırıldığında, TBDY 2018’e uygun olarak tasarlanıp test edilen referans S-2 numunesi, tüm 96 analiz modeli arasında en yüksek enerji sönüm kapasitesine sahip mafsallı davranışını göstermiştir. S-2 numunesini, 4 katlı modellerde kolon–kiriş birleşim bölgesinin tamamen TGSK ile sarıldığı S-3 numunesine ait mafsallı parametreleri ile oluşturulan bina modelleri izlemiştir. Buna karşılık, 8 ve 12 katlı binalarda en yüksek enerji sönüm kapasitesi, en yoğun TGSK şerit sargısının uygulandığı S-4 numunesi parametreleri kullanılarak modellenen yapılarda gözlenmiştir.
- Bina yükseklikleri ile normalize edildiğinde, 12 katlı modellerin en düşük enerji sönüm kapasitesine sahip olduğu görülmektedir. Bu modellerde yapı–zemin etkileşimi ZE’den ZA’ya doğru ilerledikçe enerji sönüm kapasitesinin azaldığı, ankastre mesnetli durumda ise çok sınırlı da olsa bir artış eğilimi bulunduğu gözlenmiştir. Bunun temel nedeni, 12 katlı binaların yüksekliği ve büyük yanal ötelenme kapasitesi nedeniyle belirgin ikinci mertebeli etkilerin ortaya çıkması ve bu etkilerin taşıyıcı elemanların daha erken göçmesine yol açmasıdır. Benzer bir eğilim, daha düşük seviyede olmakla birlikte, 8 katlı binalar için de geçerlidir. Ancak bu modellerde bina yüksekliği daha düşük olduğu için ikinci mertebeli etkileri daha sınırlı kalmış, ZE’den ankastre mesnete gidildikçe enerji sönüm miktarında azalma gözlenmiştir. Başka bir ifadeyle, zemin rijitleştikçe temel dönmelerinden kaynaklanan ek tepe ötelenmeleri kısıtlanmış, buna karşılık enerji sönüm kapasitesi azalmıştır.

7. KAYNAKLAR

- Abdelwahed, B. S., Kaloop, M. R. ve El-Demerdash, W. E., 2021, Nonlinear Numerical Assessment of Exterior Beam-Column Connections with Low-Strength Concrete, *Buildings*, 11 (11), 562.
- ACI, 2006, Performance-Based Seismic Design of Concrete Buildings - 374, American Concrete Institute.
- Al-Dayyeni, N. H. M., 2019, A Study On Modeling Soil-Structure Interaction Effects In Buildings, MSc. Thesis, *Atılım Üniversitesi*, 172
- Al-Salloum, Y. A., Siddiqui, N. A., Elsanadedy, H. M., Abadel, A. A. ve Aqel, M. A., 2011, Textile-reinforced mortar versus FRP as strengthening material for seismically deficient RC beam-column joints, *Journal of composites for construction*, 15 (6), 920-933.
- Alkan, R. B., 2012, Farklı Zemin Koşulları Etkisinde Sismik Davranışın Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme İle İncelenmesi, *Fen Bilimleri Enstitüsü*,
- Antonopoulos, C. P. ve Triantafillou, T. C., 2003, Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints, *Journal of composites for construction*, 7 (1), 39-49.
- Arslan, E., 2018a, Yapı-zemin etkileşimli kule türü yapılarda P-Delta etkisi, MSc. Thesis, *Kütahya Dumlupınar Üniversitesi/Fen Bilimleri Enstitüsü*,
- Arslan, M., 2018b, Farklı zemin türlerinin, yatay deprem ivmeleriyle beraber düşey deprem ivmelerine de maruz kalan perdeli çerçeveli binaların davranışlarına etkisi The effects of different soil types the on seismic behavior of semi-ductile R/C frame-shear wall structures subjected to vertical earthquake accelerations as well as horizontal accelerations.
- Arslan, M. ve Korkmaz, H., 2007, What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?, *Engineering Failure Analysis*, 14 (1), 1-22.
- ATC, 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA-440, ATC-55 Project. Applied Technology Council (ATC) Redwood City California, American Concrete Institute.
- Barros, J. A., Varma, R. K., Sena-Cruz, J. M. ve Azevedo, A. F., 2008, Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns: Experimental and numerical research, *Engineering Structures*, 30 (12), 3412-3425.
- Bayrami, S., 2018, Investigation of the Seismic Behavior of Base Isolated Steel Frames Considering the Effects of Soil-Structure Interaction, PhD. Thesis, *Çukurova Üniversitesi*, 206
- Behnam, H. ve Kuang, J., 2018, Exterior RC wide beam-column connections: effect of spandrel beam on seismic behavior, *Journal of structural engineering*, 144 (4), 04018013.
- Bosco, M., Caragliano, M. ve Rossi, P. P., 2024, Calibration of Ibarra-Krawinkler model for steel members with cold-formed hollow cross-section, *Journal of Constructional Steel Research*, 215, 108552.
- Bournas, D. A., Lontou, P. V., Papanicolaou, C. G. ve Triantafillou, T. C., 2007, Textile-reinforced mortar versus fiber-reinforced polymer confinement in reinforced concrete columns, *ACI structural journal*, 104 (6), 740.
- Cai, Z., Liu, X., Wu, R., Li, L., Lu, Z. ve Yu, K., 2021, Seismic retrofit of large-scale interior RC beam-column-slab joints after standard fire using steel haunch system, *Engineering Structures*, 113585.

- Campione, G., Cavaleri, L. ve Papia, M., 2015, Flexural response of external RC beam–column joints externally strengthened with steel cages, *Engineering Structures*, 104, 51-64.
- Canbolat, B. B. ve Wight, J. K., 2008, Experimental investigation on seismic behavior of eccentric reinforced concrete beam-column-slab connections, *ACI structural journal*, 105 (2), 154.
- Canini, A., 2020, The Role Of Non-Linearity in the Seismic Assessment of a Base Isolated Benchmark Building with Soil Structure Interaction Effects. EURO DYN 2020 XI International Conference on Structural Dynamics. Athens, Greece.
- Chai, Y. H., Priestley, M. N. ve Seible, F., 1994, Analytical model for steel-jacketed RC circular bridge columns, *Journal of structural engineering*, 120 (8), 2358-2376.
- Chen, S., Yan, W. ve Gao, J., 2012, Experimental investigation on the seismic performance of large-scale interior beam-column joints with composite slab, *Advances in Structural Engineering*, 15 (7), 1227-1237.
- Chidambaram, R. S. ve Agarwal, P., 2015, Seismic behavior of hybrid fiber reinforced cementitious composite beam–column joints, *Materials & Design*, 86, 771-781.
- Chung, L., Wu, L. ve Lien, K., 2011, Experimental study on retrofit of school buildings by adding sandwich columns to partition brick walls, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 40 (13), 1417-1434.
- Cilsalar, H. ve Anil, O., 2025, Investigation of seismic collapse performance of RC frames with strengthened masonry infill walls under February 6, 2023 earthquakes in Türkiye, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 23 (11), 4499-4524.
- CSI, C. a. S. I. S. a. E. E. S., 2024, Sap2000 v26.
- D'Ayala, D., Penford, A. ve Valentini, S., 2003, Use of FRP fabric for strengthening of reinforced concrete beam-column joints, *Proceedings of the 10th International conference on structural faults and repair, London*.
- Daloglu, A. T., Artar, M., Özgan, K. ve Karakas, A. İ., 2016, Optimum design of steel space frames including soil-structure interaction, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 54 (1), 117-131.
- Dawood, A. O., 2019, Static and Time History Earthquake Analysis of LPG Spherical Steel Tanks in Iraq, *University of Thi-Qar Journal for Engineering Sciences*, 10 (1), 5-12.
- De Lorenzis, L., Nanni, A. ve La Tegola, A., 2000, Strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounted FRP rods, *International meeting on composite materials, PLAST*, 9-11.
- Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Prota, A. ve Manfredi, G., 2016, Modelling beam-column joints and FRP strengthening in the seismic performance assessment of RC existing frames, *Composite Structures*, 142, 107-116.
- Doğan, T. P. ve Erkan, I. H., 2024, Evaluation of the Nonlinear Seismic Responses of High-Rise Reinforced Concrete Buildings with Different Foundations and Structural Plans—Considering Soil-Structure Interactions, *Buildings*, 14 (6), 1686.
- Dönmez, T. Ü., Türer, A., Anil, Ö. ve Erdem, R. T., 2020, Experimental and numerical investigation of timber formwork beam under different loading type, *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 1-21.
- ElGawady, M. A., Lestuzzi, P. ve Badoux, M., 2006, Shear strength of URM walls retrofitted using FRP, *Engineering Structures*, 28 (12), 1658-1670.
- Erdem, T. ve Gücüyen, E., 2024, Fluid Structure Interaction Analyses of Elevated Storage Tank under Seismic Load, *Proceedings of the Bulgarian Academy of Sciences*, 725–734-725–734.

- Erdem, U., 2019, Sismik Yükler Altında Köprü Kazıklarının Analizi, MSc. Thesis, *Gazi Üniversitesi*, 105
- Farghaly, A. A. ve Ahmed, H. H., 2013, Contribution of soil-structure interaction to seismic response of buildings, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17 (5), 959-971.
- Farouk, H. ve Farouk, M., 2014, Effect of elastic soil structure interaction on modulus of subgrade reaction, In: Recent Advances in Material, Analysis, Monitoring, and Evaluation in Foundation and Bridge Engineering, Eds, p. 111-118.
- FEMA, 2007, FEMA 461. Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components US Department of Homeland Security ATC Council.
- Garðarsson, H., 2012, Effects of soil-structure interaction on the excitation and response of a medium-rise reinforced concrete building, MSc. Thesis,
- Geng, Z.-J., Chajes, M. J., Chou, T.-W. ve Pan, D. Y.-C., 1998, The retrofitting of reinforced concrete column-to-beam connections, *Composites science and technology*, 58 (8), 1297-1305.
- Ghorbanzadeh, M., Khoshnoudian, F. ve Taghikhany, T., 2022, A probabilistic model for the evaluation of strong column-weak beam provision for flexible-base buildings subjected to pulse-like ground motions, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20 (2), 997-1026.
- Gökçe, T., 2008, Mevcut Binaların Zemin Yapı Etkileşimini Dikkate Alarak Deprem Performanslarının Değerlendirilmesi, MSc. Thesis, *Fen Bilimleri Enstitüsü*,
- Güllü, H. ve Pala, M., 2014, On the resonance effect by dynamic soil-structure interaction: a revelation study, *Natural hazards*, 72 (2), 827-847.
- Hadi, M. N. ve Tran, T. M., 2014, Retrofitting nonseismically detailed exterior beam-column joints using concrete covers together with CFRP jacket, *Construction and Building Materials*, 63, 161-173.
- Haselton, C. ve Deierlein, G., 2007, Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete frame buildings, *PEER report*, 8.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Deierlein, G. G., Dean, B. S. ve Chou, J. H., 2011, Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. I: Assessment of ductile moment frames, *Journal of structural engineering*, 137 (4), 481-491.
- Herwig, A. ve Motavalli, M., 2012, Axial behavior of square reinforced concrete columns strengthened with lightweight concrete elements and unbonded GFRP wrapping, *Journal of composites for construction*, 16 (6), 747-752.
- Hu, Y., Yu, T. ve Teng, J., 2011, FRP-confined circular concrete-filled thin steel tubes under axial compression, *Journal of composites for construction*, 15 (5), 850-860.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A. ve Krawinkler, H., 2005, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34 (12), 1489-1511.
- Jape, A., Gayake, B. ve Dhake, P., 2021, Structural behavior of beam column joint retrofitted using carbon fiber reinforced polymer, *Journal of Materials and Engineering Structures «JMES»*, 8 (1), 47-59.
- Julio, E., Branco, F. ve Silva, V., 2003, Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 5 (1), 29-37.
- Júlio, E. N., Branco, F. A. ve Silva, V. D., 2005, Reinforced concrete jacketing-interface influence on monotonic loading response, *ACI structural journal*, 102 (2), 252.

- Julio, E. N., Branco, F. A. ve Silva, V. t. D., 2004, Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface, *Construction and Building Materials*, 18 (9), 675-681.
- Kalogeropoulos, G. I., Tsonos, A.-D. G., Konstandinidis, D. ve Tsetines, S., 2016, Pre-earthquake and post-earthquake retrofitting of poorly detailed exterior RC beam-to-column joints, *Engineering Structures*, 109, 1-15.
- Kamal, R. ve Gunadi, R., 2020, Analysis of bridge structure with non-linear time history method, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 012012.
- Karabörk, T., Doğuş, S. ve Bilgehan, P., 2007, Çok katlı çelik yapı sistemlerinin yapı-zemin etkileşimi ile doğrusal olmayan dinamik analizi, *Teori ve Uygulamada Zemin-Yapı Etkileşimi Sempozyumu Bildiriler Kitabı, İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Avcılar Kampüsü*, 8-9.
- Karakaş, A. İ., 2017, Elastik zemine oturan kule tipi yapıların SAP2000-OAPI kullanılarak yapısal analizi ve optimum tasarımı, PhD. Thesis, *Karadeniz Teknik Üniversitesi/Fen Bilimleri Enstitüsü*,
- Kathrotiya, M., Lakhanakiya, J., Savsaviya, V. ve Kanpariya, D., 2016, To Compare Seismic Response of RC Frame with Raft Footing Considering Different Soil Types using Sap2000, *Global Research and Development Journal for Engineering*, 1 (4), 7.
- Kechidi, S., Colaço, A., Costa, P. A., Castro, J. M. ve Marques, M., 2021, Modelling of soil-structure interaction in OpenSees: A practical approach for performance-based seismic design, *Structures*, 75-88.
- Kılıçer, S., 2016, Yapı zemin etkileşiminin betonarme yapıların tasarımına etkisi, MSc. Thesis, *Karadeniz Teknik Üniversitesi/Fen Bilimleri Enstitüsü*,
- Kjørlaug, R. A. ve Kaynia, A. M., 2015, Vertical earthquake response of megawatt-sized wind turbine with soil-structure interaction effects, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44 (13), 2341-2358.
- Koutas, L. N., Tetta, Z., Bournas, D. A. ve Triantafillou, T. C., 2019, Strengthening of concrete structures with textile reinforced mortars: state-of-the-art review, *Journal of composites for construction*, 23 (1), 03118001.
- Kuyumcu, Z., 2011, Elastik zemine oturan kablolu köprülerin stokastik analizi, MSc. Thesis, *Karadeniz Teknik Üniversitesi/Fen Bilimleri Enstitüsü*,
- Lignos, D. G. ve Krawinkler, H., 2011, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of structural engineering*, 137 (11), 1291-1302.
- Liu, L., Gou, W., Xie, Q., Bi, L., Li, Y. ve Wu, Y., 2012, Analysis of Elasto-plastic Soil-Structure Interaction System Using Pushover Method, *15th World Conference On Earthquake Engineering*.
- Liu, X., Gernay, T., Li, L.-z. ve Lu, Z.-d., 2021, Seismic performance of post-fire reinforced concrete beam-column joints strengthened with steel haunch system, *Engineering Structures*, 234, 111978.
- Ma, C., Wang, D. ve Wang, Z., 2017, Seismic retrofitting of full-scale RC interior beam-column-slab subassemblies with CFRP wraps, *Composite Structures*, 159, 397-409.
- Mahmood, K., Zamin, B., Iqbal, S., Afzal, S., Safdar, M., Iqbal, Q. ve Ali, A., 2022, Local site effect on seismic hazard of the relocated new Balakot town, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 162, 107451.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107451>

- Mahrenholtz, C., Lin, P. C., Wu, A. C., Tsai, K. C., Hwang, S. J., Lin, R. Y. ve Bhayusukma, M. Y., 2015, Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 44 (1), 59-78.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. ve Park, R., 1988, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114 (8), 1804-1826.
- Massumi, A. ve Tabatabaiefar, H. R., 2007, Effects of Soil-Structure Interaction on Seismic Behaviour of Ductile Reinforced Concrete Moment Resisting Frames', *Proceedings of World Housing Congress on Affordable Quality Housing (WHC2007)*.
- Mercimek, Ö., Anıl, Ö., Akkaya, S. T., Erdem, R. T., Çelik, A., Fener, M., Kocaman, İ. ve Karaca, M. N., 2025a, Seismic failure analysis of TRM-Strengthened Shear-Critical RC beams under hysteretic loading, *Engineering Failure Analysis*, 109757.
- Mercimek, Ö., Anıl, Ö., Akkaya, S. T., Erdem, R. T., Çelik, A., Koprman, Y. ve Abukan, A., 2025b, Experimental behavior of shear deficient RC beams strengthened with CFRP strips against reversible cyclic earthquake load, *Structural Concrete*.
- Metelli, G., Messali, F., Beschi, C. ve Riva, P., 2015, A model for beam-column corner joints of existing RC frame subjected to cyclic loading, *Engineering Structures*, 89, 79-92.
- Mostofinejad, D. ve Akhlaghi, A., 2017, Flexural strengthening of reinforced concrete beam-column joints using innovative anchorage system, *ACI structural journal*, 114 (6), 1603-1614.
- Obaidat, Y. T., Abu-Farsakh, G. A. ve Ashteyat, A. M., 2019, Retrofitting of partially damaged reinforced concrete beam-column joints using various plate-configurations of CFRP under cyclic loading, *Construction and Building Materials*, 198, 313-322.
- Obaidat, Y. T., Heyden, S. ve Dahlblom, O., 2010, The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM, *Composite Structures*, 92 (6), 1391-1398.
- Olivova, K. ve Bilcik, J., 2009, Strengthening of concrete columns with CFRP, *Slovak Journal of Civil Engineering*, 1, 1-9.
- Parvin, A. ve Brighton, D., 2014, FRP composites strengthening of concrete columns under various loading conditions, *Polymers*, 6 (4), 1040-1056.
- Patel, C. N., Sharma, K. ve Patel, H., 2011, Modeling of Soil-Structure Interaction as Finite Element Using Using SAP2000.
- Patlán, C. M., Hernández-Barrios, H. ve Gomez, R., 2025, Nonlinear Dynamic Analysis Using the Force Analogy Method and the Ibarra-Medina-Krawinkler Model, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 34 (1), e2197.
- Pimanmas, A. ve Chaimahawan, P., 2010, Shear strength of beam-column joint with enlarged joint area, *Engineering Structures*, 32 (9), 2529-2545.
- Qiu, Z., Lu, J., Elgamal, A., Su, L., Wang, N. ve Almutairi, A., 2019, OpenSees three-dimensional computational modeling of ground-structure systems and liquefaction scenarios, *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 120 (3), 629-656.
- Realfonzo, R., Napoli, A. ve Pinilla, J. G. R., 2014, Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems, *Construction and Building Materials*, 54, 282-297.
- Rodriguez, M. ve Park, R., 1994, Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing, *Structural Journal*, 91 (2), 150-159.

- Ruiz-Pinilla, J. G., Pallarés, F., Gimenez, E. ve Calderón, P., 2014, Experimental tests on retrofitted RC beam-column joints underdesigned to seismic loads. General approach, *Engineering Structures*, 59, 702-714.
- Sakthimurugan, K. ve Baskar, K., 2021, Experimental investigation on rcc external beam-column joints retrofitted with basalt textile fabric under static loading, *Composite Structures*, 268, 114001.
- Shafaei, J., Hosseini, A., Marefat, M. S. ve Ingham, J. M., 2017, Rehabilitation of earthquake damaged external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 46 (2), 291-316.
- Shahbazi, S., Khatibinia, M., Mansouri, I. ve Hu, J., 2020, Seismic evaluation of special steel moment frames subjected to near-field earthquakes with forward directivity by considering soil-structure interaction effects, *Scientia Iranica*, 27 (5), 2264-2282.
- Sheikh, S. A., 2002, Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers, *Engineering Structures*, 24 (7), 869-879.
- Shin, M. ve LaFave, J., 2004, Reinforced concrete edge beam—column—slab connections subjected to earthquake loading, *Magazine of Concrete Research*, 56 (5), 273-291.
- Sika, 2025, Sika Construction Chemicals, <https://tur.sika.com/tr/yapi/tamir-ve-guclendirme-sistemleri/tamir-harclari.html>:
- SIMULIA, 2015, ABAQUS. User's Manual, Version 6.12, Dassault Systèmes Simulia Corp.
- Stoppenhagen, D. R., Jirs, J. O. ve Wyllie, L. A., 1995, Seismic repair and strengthening of a severely damaged concrete frame, *Structural Journal*, 92 (2), 177-187.
- Tabatabaiefar, S. H. R., Fatahi, B. ve Samali, B., 2014, Numerical and experimental investigations on seismic response of building frames under influence of soil-structure interaction, *Advances in Structural Engineering*, 17 (1), 109-130.
- Tavakoli, R., Kamgar, R. ve Rahgozar, R., 2019, Seismic performance of outrigger-belt truss system considering soil-structure interaction, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11 (1), 45-54.
- Tavakoli, R., Kamgar, R. ve Rahgozar, R., 2020, Optimal location of energy dissipation outrigger in high-rise building considering nonlinear soil-structure interaction effects, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 64 (3), 887-903.
- TBDY2018, 2018, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018, Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı, Ankara,
- Triantafillou, T. C., Papanicolaou, C. G., Zissimopoulos, P. ve Laourdekis, T., 2006, Concrete confinement with textile-reinforced mortar jackets, *ACI structural journal*, 103 (1), 28.
- Tuğrul Erdem, R., 2021, Dynamic responses of reinforced concrete slabs under sudden impact loading, *Revista de la construcción*, 20 (2), 346-358.
- Ulusoy, S., 2019, Yapı - Zemin Etkileşimi İçeren Yapı Modellerinin Optimum Aktif Kontrolü, MSc. Thesis, *İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa Lisansüstü Eğitim Enstitüsü*, 228
- Wang, G.-L., Dai, J.-G. ve Bai, Y.-L., 2019, Seismic retrofit of exterior RC beam-column joints with bonded CFRP reinforcement: An experimental study, *Composite Structures*, 224, 111018.
- Wei, H., Wu, Z., Guo, X. ve Yi, F., 2009, Experimental study on partially deteriorated strength concrete columns confined with CFRP, *Engineering Structures*, 31 (10), 2495-2505.

- Y Basalo, F. J. D. C., Matta, F. ve Nanni, A., 2012, Fiber reinforced cement-based composite system for concrete confinement, *Construction and Building Materials*, 32, 55-65.
- Yılmaz, T., Anıl, Ö. ve Erdem, R. T., 2022, Experimental and numerical investigation of impact behavior of RC slab with different opening size and layout, *Structures*, 818-832.
- Yılmaz, T., Erdem, R. T., Kışıl, N. ve Anıl, Ö., 2024, Investigation of impact behavior of shear deficient RC beams using nonlinear FEA, *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 52 (2), 848-866.
- Yılmaz, T., Kırac, N., Anıl, Ö., Erdem, R. T. ve Sezer, C., 2018, Low-velocity impact behaviour of two way RC slab strengthening with CFRP strips, *Construction and Building Materials*, 186, 1046-1063.
- Yurdakul, M., 2011, Üç eğrilikli sürtünmeli sarkaç mesnetli yapıların dinamik davranışına zemin eğilebilirliğinin etkisi, MSc. Thesis, *Karadeniz Teknik Üniversitesi/Fen Bilimleri Enstitüsü*,

