

T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI



LİFLİ POLİMER KOMPOZİTLER İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ
(SARGILANMIŞ) BETONARME KOLONLARIN DEPREM DAVRANIŞI
VE PERFORMANSA DAYALI DEFORMASYON LİMİTLERİ

ERKAN TÖRE

DOKTORA TEZİ

Jüri Üyeleri : **Dr. Öğr. Üyesi Altuğ YAVAŞ (Tez Danışmanı)**
Prof. Dr. Alper İLKİ
Doç. Dr. Baki ÖZTÜRK
Dr. Öğr. Üyesi Fehmi ÇİVİCİ
Dr. Öğr. Üyesi Umut HASGÜL

BALIKESİR, HAZİRAN - 2022

ETİK BEYAN

Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak tarafımda hazırlanan “**Lifli Polimer Kompozitler İle Güçlendirilmiş (Sargılanmış) Betonarme Kolonların Deprem Davranışı Ve Performansa Dayalı Deformasyon Limitleri**” başlıklı tezde;

- Tüm bilgi ve belgeleri akademik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Kullanılan veriler ve sonuçlarda herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Tüm bilgi ve sonuçları bilimsel araştırma ve etik ilkelere uygun şekilde sunduğumu,
- Yararlandığım eserlere atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,

beyan eder, aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ederim.

Erkan TÖRE

**Bu tez çalışması Dowaksa İleri Kompozit Malzemeler San. Ltd. Şti. tarafından kamu-
özel sektör-üniversite işbirliği projesi ile desteklenmiştir.**

ÖZET

**LİFLİ POLİMER KOMPOZİTLER İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ (SARGILANMIŞ)
BETONARME KOLONLARIN DEPREM DAVRANIŞI VE PERFORMANSA
DAYALI DEFORMASYON LİMİTLERİ
DOKTORA TEZİ
ERKAN TÖRE
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
(TEZ DANIŞMANI: DR. ÖĞR. ÜYESİ ALTUĞ YAVAŞ)
BALIKESİR, HAZİRAN - 2022**

Bu tez kapsamında, iki tam ölçekli çeşitli yapısal yetersizliklere sahip betonarme test binası inşa edilerek sabit düşey yükler ve iki aşamalı yatay yükleme altında eş zamanlı test edilmiştir. Binalardan bir tanesi güçlendirilmemiş, diğeri ise birinci ve ikinci kat kolonları karbon lifli polimerler ile sargılanarak güçlendirilmiştir. Çevrimsel olarak uygulanan ilk yatay yük aşaması, güçlendirilmemiş binada ileri seviye yapısal hasar gözlemlenen %0.9 birinci kat öteleme oranına kadar devam ettirilmiştir. İkinci yatay yük aşaması artımsal itme yüklemesi olarak uygulanmış, %1.45 öteleme oranında güçlendirilmemiş bina da toptan göçme durumu gözlenirken güçlendirilmiş test binası %15 birinci kat öteleme oranının da düşey yük taşıyıcılığını korumaya devam etmiştir. Toplanan deneysel verilerden binalara ait kuvvet-deformasyon ilişkileri oluşturulmuş ve güçlendirme yönteminin deprem performansı açısından etkinliği değerlendirilmiştir. Güncel teknik dökümanlarda önerilen modelleme yaklaşımları ile binalara ait sayısal modeller oluşturularak artımsal statik itme analizleri ile binaların analitik davranışları elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar deneysel davranışlar ile karşılaştırılarak modelleme yaklaşımlarının tahmin başarıları irdelenmiştir. Güçlendirilmemiş bina deneysel davranışının daha başarılı tahmin edilebilmesi için literatürden üç deformasyon bileşenli kolon modeli sayısal modele uygulanmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Güçlendirilmiş bina deneysel davranışının süneklik özelliğini daha iyi yansıtacak modelleme yaklaşımının geliştirilmesi amacıyla lifli polimerler ile sargılı kolon testleri veri tabanı oluşturulmuş ve gerçekleştirilen çalışmalar ile ampirik modelleme parametreleri önerilmiştir. Önerilen modelleme parametreleri güncel yaklaşımlar ile değerlendirilerek, güçlendirme tasarım ve değerlendirme süreçlerinde kullanılabilecek hasar sınırları (deformasyon limitleri) belirlenmiştir. Çalışmada önerilen modelleme yaklaşımı ve hasar sınırlarının tahmin başarıları, literatürden lifli polimer ile sargılanmış kolon testleri ve ayrıca, güçlendirilmiş test binasının deneysel davranış ilişkileri esas alınarak değerlendirilmiştir.

ANAHTAR KELİMELEER: Güçlendirme, Lifli polimer kompozitler, Deprem performansı, Tam ölçekli bina testleri, Davranış modelleme

ABSTRACT

THE SEISMIC BEHAVIOUR AND PERFORMANCE BASED DAMAGE LIMITS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS RETROFITTED WITH FIBER REINFORCED POLYMER CONFINEMENT

PH.D THESIS

ERKAN TORE

BALIKESIR UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE

CIVIL ENGINEERING

(SUPERVISOR: ASSIST. PROF. DR. ALTUĞ YAVAŞ)

BALIKESİR, JUNE - 2022

In the scope of thesis, two full-scale reinforced concrete buildings with various structural deficiencies were simultaneously constructed and tested under constant gravity loads and two staged lateral loading. One of test building was tested as-built and the columns of the other test building were retrofitted with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) confinement before full-scale tests. The first stage lateral loading was applied as incremental cycles up to %0.9 first story drift ratio where the several structural damages were observed on first story columns of as-built test building. The second stage of lateral loading were applied as pushover. While the total collapse of as-built building occurred at %1.45 first story drift ratio, the retrofitted one was maintaining the gravity load carrying capacity at %15 first story drift ratio. The efficiency on seismic performance of the retrofitting technique was evaluated through the experimental behaviour relations. The test buildings were numerically modelled with the modelling approaches of modern technical documents, and force-deformation relationships of test buildings were obtained from nonlinear static analysis. The prediction performance of modelling approaches was investigated through comparisons of experimental and analytical behaviours. The column model with three deformation components was used to obtain improved analytical predictions for as-built test building, and the analysis results were evaluated. For reflecting the ductility enhancement in retrofitted test building, new ampirical modelling parameters were proposed from the compiled database of FRP confined column tests. The proposed modelling parameters were examined with statistical approaches and damage limits were also proposed to use in design and assesment procedures. Finally, the prediction performance of proposed FRP confined column modelling approaches and damage limits were evaluated with the experimental behaviours of column tests and the retrofitted test building.

KEYWORDS: Retrofitting, Fiber reinforced polymers, Seismic performance, Full-scale building tests, Behaviour modelling

Science Code / Codes : 91102-91104

Page Number : 219

İÇİNDEKİLER

Sayfa

| | |
|--|------------|
| ÖZET | i |
| ABSTRACT | ii |
| İÇİNDEKİLER | iii |
| ŞEKİL LİSTESİ | v |
| TABLO LİSTESİ | xi |
| SEMBOL LİSTESİ | xii |
| ÖNSÖZ | xv |
| 1. GİRİŞ | 1 |
| 1.1 Betonarme Kolonların LP Kompozitler ile Güçlendirmesi | 2 |
| 1.1.1 LP Kompozitler ile Kolonların Sargılanması Uygulama Teknikleri | 3 |
| 1.1.2 LP Kompozitler ile Kolonların Sargılanması Uygulama Detayları | 4 |
| 1.2 LP Kompozitler ile Sargılanmanın Beton Davranışı | 4 |
| 1.2.1 LP Kompozitler ile Dıştan Sargılı Beton Modelleri | 8 |
| 1.2.1.1 ACI 440.2R (2017)..... | 9 |
| 1.2.1.2 CNR-DT 200 R1 (2013)..... | 12 |
| 1.2.1.3 TBDY (2018) | 14 |
| 1.2.2 LP Kompozitler ile Sargılanmış Kolon Doğrusal Olmayan Davranışı | 16 |
| 1.3 Tez Çalışmasının Amacı | 18 |
| 1.3.1 Tez Çalışmasının Ana Hatları | 18 |
| 2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI | 21 |
| 2.1 LP Kompozitler ile Güçlendirilmiş Betonarme Kolon Eleman Deneyleri | 21 |
| 2.2 Tam Ölçekli Bina Testleri..... | 31 |
| 3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR | 42 |
| 3.1 Deney Alanının Konumu ve Genel Özellikleri..... | 43 |
| 3.2 Deney Alanının Düzenlenmesi | 47 |
| 3.2.1 Betonarme İnşaat Faaliyetleri | 48 |
| 3.2.2 Çelik Yükleme Çerçevesi..... | 50 |
| 3.3 Test Binalarının Özellikleri..... | 52 |
| 3.3.1 Yapısal Elemanların Teknik Detayları..... | 52 |
| 3.3.2 Betonarme Malzemelerinin Özellikleri..... | 56 |
| 3.3.3 İlave Düşey Yükler ve Kolon Eksenel Kuvvet Oranları | 58 |
| 3.3.4 Test Binalarının Yapısal Yetersizlikleri ve Beklenen Davranış | 61 |
| 3.4 Kolonların LP Sargılanması ile Test Binasının Güçlendirilmesi..... | 63 |
| 3.4.1 Kolonların LP Sargılanması ile Test Binasının Güçlendirme Uygulaması | 67 |
| 3.5 Tam Ölçekli Bina Deneyleri Test Düzenegi | 72 |
| 3.5.1 Yükleme Sistemi | 73 |
| 3.5.2 Ölçüm Sistemi | 75 |
| 3.5.3 Yatay Yükleme..... | 78 |
| 3.6 Deneysel Sonuçlar | 80 |
| 3.6.1 Güçlendirilmemiş Binada Hasarın Gelişimi | 81 |
| 3.6.2 Güçlendirilmemiş Binada Toptan Göçme Durumu | 84 |
| 3.6.3 Güçlendirilmemiş Binanın Yatay Yük Altında Davranışı | 87 |

| | |
|---|------------|
| 3.6.4 Güçlendirilmiş Binada Hasarın Gelişimi | 89 |
| 3.6.5 Güçlendirilmiş Binada Artımsal İtme Yüklemesi..... | 92 |
| 3.6.6 Güçlendirilmiş Binanın Yatay Yük Altındaki Davranışı..... | 97 |
| 3.6.7 Test Binalarının Davranışlarının Karşılaştırılması..... | 99 |
| 4. ANALİTİK ÇALIŞMALAR..... | 102 |
| 4.1 Test binalarına Ait Sayısal Modellerin Oluşturulması..... | 103 |
| 4.2 Güçlendirilmemiş Binanın Doğrusal Olmayan Davranışının Tahmini | 106 |
| 4.2.1 Üç Deformasyon Bileşenli Modelleme Yaklaşımı | 109 |
| 4.2.1.1 Eğilme Deformasyonları Bileşeni | 110 |
| 4.2.1.2 Gömülü Donatıdaki Sıyrıma Deformasyonları Bileşeni | 111 |
| 4.2.1.3 Kesme Deformasyonları Bileşeni..... | 112 |
| 4.2.1.4 Kolon Davranışlarının Sınıflandırılması | 115 |
| 4.2.1.5 Test Binasına Ait Kolon Davranışlarının Modellenmesi | 117 |
| 4.2.2 Üç Deformasyon Bileşenli Davranış Modeli ile Binanın Davranış Tahmini | 119 |
| 4.3 Güçlendirilmiş Binanın Doğrusal Olmayan Davranışının Tahmini | 128 |
| 5. MODEL GELİŞTİRME..... | 137 |
| 5.1 LP ile Sargılanmış Kolonlara Ait Veri Tabanı – Model Geliştirme | 138 |
| 5.1.1 Veri Tabanındaki Test Kolonlarının Özellikleri | 139 |
| 5.1.2 Veri Tabanından Derlenen Deneysel Veriler | 141 |
| 5.1.2.1 Deneysel Kolon Akma Momenti ($M_{y,den.}$) | 141 |
| 5.1.2.2 Deneysel Kolon Akma Dönmesi ($\theta_{y,den.}$)..... | 141 |
| 5.1.2.3 Deneysel Etkin Kesit Rijitliği ($EI_{e,den.}$)..... | 142 |
| 5.1.2.4 Deneysel Kolon Plastik Dönme Kapasitesi ($\theta_{p,mak,den.}$)..... | 142 |
| 5.1.3 TBDY 2018 Betonarme Kolon Modelleme Parametrelerinin Değerlendirilmesi.... | 143 |
| 5.1.3.1 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Etkin Akma Momenti | 144 |
| 5.1.3.2 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Akma Dönmesi | 145 |
| 5.1.3.3 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Etkin Kesit Rijitliği..... | 149 |
| 5.1.3.4 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Plastik Dönme Kapasitesi | 150 |
| 5.1.3.5 Kolon Modelleme Parametrelerinin Değerlendirilmesi | 151 |
| 5.1.4 LP ile Sargılanmış Kolon Modelleme Parametrelerinin Geliştirilmesi | 153 |
| 5.1.4.1 LP ile Sargılanmış Kolonların Etkin Akma Eğriliği Modeli..... | 154 |
| 5.1.4.2 LP ile Sargılanmış Kolonların Plastik Dönme Kapasitesi..... | 156 |
| 5.2 LP ile Sargılanmış Kolon Testleri Veri Tabanı – Hasar Limitleri..... | 161 |
| 5.3 Önerilen LP ile Sargılanmış Kolon Modelleme Parametreleri ve Hasar Sınırları..... | 167 |
| 5.4 LP ile Sargılanmış Kolon Testleri Veri Tabanı – Model Doğrulama..... | 170 |
| 5.4.1 Deneme Veri Tabanındaki Test Kolonlarının Özellikleri..... | 170 |
| 5.4.2 Önerilen Modelleme Parametrelerinin Değerlendirilmesi | 171 |
| 5.4.3 LP ile Sargılanmış Kolon Modelleri ile Deneysel Davranışların Karşılaştırılması . | 174 |
| 6. SONUÇLAR ve GELECEK ÇALIŞMALARLA ÖNERİLER..... | 188 |
| 7. KAYNAKLAR | 195 |
| EKLER | 206 |
| EK A: Test Binalarının Teknik Çizimleri | 207 |
| EK B: Çelik Yükleme Çerçevesi Teknik Çizimleri..... | 210 |
| EK C: Yük Aktarma İçin Kullanılan Çelik Eleman Detayları | 213 |
| EK D: Geliştirme Veri Tabanındaki LP ile Sargılı Kolon Özellikleri | 214 |
| EK E: LP ile Sargılı Kolon Değişkenlerinin İlişki Matrisleri | 215 |
| ÖZGEÇMİŞ | 217 |

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

| | |
|--|----|
| Şekil 1.1: Sargısız beton ve LP ile sargılanmış beton gerilme - şekildeğiştirme ilişkisi (Ilki ve diğerleri, 2018a)..... | 5 |
| Şekil 1.2: LP kompozitlerle sargılama çalışma mekanizması (Ilki ve diğerleri, 2018a). | 6 |
| Şekil 1.3: Farklı enkesit geometrilerinde efektif sargılı alan ve sargılama basıncı dağılımı (Ilki ve diğerleri, 2018a)..... | 6 |
| Şekil 1.4: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018 LP sargılı beton modelleri..... | 8 |
| Şekil 2.1: a) Konsol kolon test düzeneği b) Referans ve onarılp güçlendirilmiş kolon davranışı iskelet eğrileri (Saadatmanesh ve diğerleri, 1997)..... | 22 |
| Şekil 2.2: a) Güçlendirilmiş test kolonu b) Deney düzeneği (Iacobucci ve diğerleri, 2003)..... | 23 |
| Şekil 2.3: a) Test kolonu boyutları ve donatı detayı b) Test kolonlarının davranış iskelet eğrileri (Haroun ve Elsanadedy, 2005). | 25 |
| Şekil 2.4: a) Test kolonlarının şematik görünüşleri b) Güçlendirilmiş kolon test sonu görünümü (Harries ve diğerleri, 2006). | 28 |
| Şekil 2.5: a) Güçlendirilmiş kolon testi b) Farklı güçlendirilmiş kolonlarında test sonu hasar durumu (Realfonzo ve Napoli, 2012)..... | 30 |
| Şekil 2.6: a) Test binası b) Yarı-dinamik yükleme düzeneği ve çalışma prensibi (Negro ve diğerleri, 1996). | 32 |
| Şekil 2.7: a) Test binası b) Planda test düzeneği ile rijitlik ve kütle merkezleri (Negro ve diğerleri, 2004). | 32 |
| Şekil 2.8: a) Test binası planı b) Güçlendirilmiş kolon, giriş ve bileşim bölgesi c) Orijinal ve güçlendirilmiş binaların davranışları (Balsamo ve diğerleri, 2005). | 33 |
| Şekil 2.9: a) Kolonların güçlendirilmesi b) Kolon-giriş bileşim bölgesi güçlendirilmesi c) Güçlendirilmiş test binası (Di Ludovico ve diğerleri, 2008)..... | 34 |
| Şekil 2.10: a) Birinci okula ait test binasının davranışı b) İkinci okula ait test binasının davranışı c) Yığma ile güçlendirilmiş test binası davranışı d) Betonarme ile güçlendirilmiş test binası davranışı (Yi-Hsuan ve diğerleri, 2006)..... | 35 |
| Şekil 2.11: a) Kompozit sandviç güçlendirme b) Orijinal ve güçlendirilmiş bina davranışı c) Güçlendirilmemiş kolonlarda kesme güç tükenmesi d) Güçlendirilmiş binanın yatay yük kapasitesinde hasar durumu (Chung ve diğerleri, 2014)..... | 36 |
| Şekil 2.12: a) Test binasının planı b) Betonarme mantolama detayları c) Orijinal bina deneysel ve analitik davranışları d) Güçlendirilmiş bina deneysel ve analitik davranışları (Hsiao ve diğerleri, 2015). | 36 |
| Şekil 2.13: a) Test binası deney sonu görünümü b) Duvarlı ve duvarsız bina davranışlarının karşılaştırması (Pujol ve Fick, 2010). | 38 |
| Şekil 2.14: a) Test binası b) Birinci deney sonunda test binası c) Yükleme sistemi d) Birinci ve ikinci test sonuçlarının karşılaştırılması (Della Corte ve diğerleri, 2008)..... | 38 |
| Şekil 2.15: a) Test binası geometrisi ve yükleme sistemi b) Kolon üst ucu hasarı c) Analitik ve test sonuçlarının karşılaştırılması (Peloso ve diğerleri, 2017)..... | 39 |
| Şekil 2.16: a) Referans standart altı test binası davranışı b) Güçlendirilmiş standart altı test binası davranışı (Di Sarno & Manfredi, 2012). | 40 |

| | |
|--|----|
| Şekil 2.17: Test binaları ve tersinir tekrarlı yükleme altında davranışları (Comert ve diğerleri, 2017). | 41 |
| Şekil 3.1: Deney alanının konumuna ait uydu fotoğrafları. | 44 |
| Şekil 3.2: Deney alanına yakın diri fay hatları ve KAF (Emre ve diğerleri, 2011). | 44 |
| Şekil 3.3: Marmara bölgesinde tarihsel depremler (Mert ve diğerleri, 2010). | 44 |
| Şekil 3.4: Deprem bölgeleri haritalarında Yalova ili a)1944 b)1996 (Pampal ve Özmen, 2007). | 46 |
| Şekil 3.5: Deney alanı için yatay elastik ivme spektrumları a) Farklı deprem düzeyleri b)Farklı Zemin sınıfları için..... | 47 |
| Şekil 3.6: Deney alanı vaziyet planı..... | 48 |
| Şekil 3.7: a) Radye temel donatılarının yerleştirilmesi b) Temel beton dökümü. | 49 |
| Şekil 3.8: Test binalarının inşaat sürecinin farklı aşamaları. | 50 |
| Şekil 3.9: a) Çelik yükleme çerçevesinin mesnetleri b) Çerçevenin yerine yerleştirilmesi. | 51 |
| Şekil 3.10: a) Test alanının genel görünümü b) Birinci kat planı c) İkinci kat planı..... | 53 |
| Şekil 3.11: Güçlendirilmemiş test binası. | 54 |
| Şekil 3.12: Güçlendirilmiş test binası. | 54 |
| Şekil 3.13: Düşey kesitte betonarme eleman donatılarının yerleşimi. | 55 |
| Şekil 3.14: Betonarme elemanlara ait enkesitler. | 56 |
| Şekil 3.15: Birinci kat betonu basınç testleri gerilme şekildeğiştirme ilişkisi. | 57 |
| Şekil 3.16: a) 18 mm çaplı donatı çeliği b) 14 mm çaplı donatı çeliği c) 8 mm çaplı donatı çeliği çekme testleri gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri. | 58 |
| Şekil 3.17: Beton ağırlık bloklarının üretimi ve test binalarında görünüşleri. | 59 |
| Şekil 3.18: a) Birinci katta b) İkinci katta beton ağırlık bloklarının yerleşimi. | 59 |
| Şekil 3.19: Test binalarının ikinci ve üçüncü katlarında tuğla duvarların yerleşimi. | 60 |
| Şekil 3.20: a) Kuvvetli eksen b) Zayıf eksen normal kuvvet-eğilme momenti etkileşim diyagramı. | 62 |
| Şekil 3.21: a) S101-S104 kolonu b) S102-S105 kolonu c) S103-S106 kolonu moment-eğrilik ilişkileri. | 62 |
| Şekil 3.22: Test binasının spektral yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi. | 64 |
| Şekil 3.23: Güçlendirilmiş binanın spektral yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi. | 66 |
| Şekil 3.24: Kolonların LP ile sargılanması uygulama detayları. | 68 |
| Şekil 3.25: Yüzey hazırlama işlemleri. | 68 |
| Şekil 3.26: Yüzey tamir işlemleri ve LP sargılamaya hazır kolonlar. | 69 |
| Şekil 3.27: a) Karbon lifli kumaş b) Reçine bileşen c) Sertleştirici bileşen d) Bileşenlerin karıştırılması..... | 70 |
| Şekil 3.28: LP sargılama ile kolon güçlendirmesi. | 71 |
| Şekil 3.29: LP ile sargılanarak güçlendirilmiş kolonlar..... | 72 |
| Şekil 3.30: Yükleme çerçevesi ve yükveren pistonların test binalarına göre konumu. | 74 |
| Şekil 3.31: Yükveren pistonların test binalarına bağlantı detayları. | 75 |
| Şekil 3.32: Testlerde kullanılan hidrolik güç üniteleri..... | 76 |
| Şekil 3.33: Veri toplama sistemleri..... | 77 |
| Şekil 3.34: Ölçüm sensörlerinin yerleşimi..... | 77 |
| Şekil 3.35: a) Gerinim pullarının b) Potansiyometrik cetvellerin yerleştirilmesi. | 78 |
| Şekil 3.36: Uygulanan yükleme adımları..... | 80 |
| Şekil 3.37: a) %0.25 yükleme adımı b) %0.50 yükleme adımı yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri..... | 82 |
| Şekil 3.38: a) %0.75 yükleme adımı b) %0.90 yükleme adımı yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri..... | 83 |

| | |
|---|-----|
| Şekil 3.39: En büyük çatlak genişlikleri ve kalıcı çatlak genişlikleri. | 84 |
| Şekil 3.40: S103-S106 kolonlarında aksenal basınç güç tükenmesi. | 85 |
| Şekil 3.41: Doğu cephesinden güçlendirilmemiş binada toptan göçme durumu. | 86 |
| Şekil 3.42: Batı cephesinden güçlendirilmemiş binada toptan göçme durumu. | 86 |
| Şekil 3.43: Güçlendirilmemiş binanın test sonu görünümü. | 87 |
| Şekil 3.44: Güçlendirilmemiş bina taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisi. | 88 |
| Şekil 3.45: a) Taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi b) İkinci kat kesme kuvveti-ikinci kat görelî öteleme oranı. | 89 |
| Şekil 3.46: a) Güçlendirilmemiş bina yerdeğiştirme profili b) Görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması. | 89 |
| Şekil 3.47: a) %0.25 yükleme adımı b) %0.50 yükleme adımı güçlendirilmiş bina yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri. | 90 |
| Şekil 3.48: a) %0.75 yükleme adımı b) %0.90 yükleme adımı güçlendirilmiş bina yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri. | 91 |
| Şekil 3.49: Güçlendirilmiş bina en büyük çatlak genişlikleri ve kalıcı çatlak genişlikleri. | 92 |
| Şekil 3.50: a) Güçlendirilmemiş bina göçme anı b) Tam ölçekli bina deneyleri sonu 93 | 93 |
| Şekil 3.51: Güçlendirilmiş test binasının deney sonu görünümleri. | 94 |
| Şekil 3.52: LP ile sargılanmış kolonların deney sonu görünümleri. | 95 |
| Şekil 3.53: S101 kolonu kord dönme açısının ölçümü. | 95 |
| Şekil 3.54: a) %2 birinci kat ötelemesi b) %6 birinci kat ötelemesi c) %12 birinci kat ötelemesi değerlerinde S101 kolonunun görünümü. | 96 |
| Şekil 3.55: Güçlendirilmiş bina taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisi. ... | 98 |
| Şekil 3.56: a) Taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi b) İkinci kat kesme kuvveti-ikinci kat görelî öteleme oranı. | 98 |
| Şekil 3.57: a) Güçlendirilmemiş bina yerdeğiştirme profili b) Görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması. | 99 |
| Şekil 3.58: Test binalarının deneysel davranış ilişkilerinin karşılaştırılması. | 100 |
| Şekil 3.59: Test binalarında a) Yatay rijitlik değişimi b) Sönümlenen enerji hesabı c) Sönümlenen enerji değişimi. | 101 |
| Şekil 4.1: Test binlarının sayısal modellemesinin şematik gösterimi. | 105 |
| Şekil 4.2: Test binalarının üç boyutlu sayısal modelinin görünümleri. | 106 |
| Şekil 4.3: Güçlendirilmemiş test binasının modellenmesinde kullanılan a) Beton b) Donatı çeliği malzeme modelleri. | 107 |
| Şekil 4.4: Güçlendirilmemiş test binasının deneysel ve analitik davranış ilişkilerinin karşılaştırılması. | 108 |
| Şekil 4.5: Üç deformasyon bileşenli betonarme kolon davranış modeli şematik gösterimi. | 109 |
| Şekil 4.6: Gömülü donatıdaki sıyrıma deformasyonları. | 111 |
| Şekil 4.7: Çok doğrulu kesme davranış modeli (Sezen 2008). | 113 |
| Şekil 4.8: Farklı kategorilerdeki örnek kolon davranışları. | 116 |
| Şekil 4.9: a) İdealleştirme b) S101-S104 c) S102-S105 d) S103-S106 kolon elemanlarının kesme kuvvet-deformasyon ilişkileri. | 118 |
| Şekil 4.10: Üç deformasyon bileşenli kolon davranış modellemesiyle güçlendirilmemiş test binasının deneysel ve analitik davranış ilişkilerinin karşılaştırılması. | 120 |
| Şekil 4.11: Kolon alt ucunda ölçüm sensörlerinin yerleşimi. | 122 |

| | |
|---|-----|
| Şekil 4.12: (a) S101; (b) S102; (c) S103 kolonları itme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeğiştirmelerinin karşılaştırılması. | 122 |
| Şekil 4.13: (a) S101; (b) S102; (c) S103 kolonları çekme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeğiştirmelerinin karşılaştırılması. | 123 |
| Şekil 4.14: %0.25 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler. | 125 |
| Şekil 4.15: %0.50 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler. | 125 |
| Şekil 4.16: %0.75 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler. | 126 |
| Şekil 4.17: %0.90 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler. | 126 |
| Şekil 4.18: Göçme durumuna kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler. | 127 |
| Şekil 4.19: Güçlendirilmemiş bina birinci kat deneysel ve analitik davranışların karşılaştırılması ve hasarın gelişimi. | 128 |
| Şekil 4.20: a) Birinci kat kolonları b) İkinci kat kolonları için LP ile sargılanmış beton modelleri. | 131 |
| Şekil 4.21: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018'e göre elde edilmiş analitik sonuçların birinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması. | 131 |
| Şekil 4.22: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018'e göre elde edilmiş analitik sonuçların ikinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması. | 132 |
| Şekil 4.23: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018'e göre elde edilmiş analitik bina davranışlarının deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması. | 133 |
| Şekil 4.24: LP ile sargılanmış birinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi. | 134 |
| Şekil 4.25: LP ile sargılanmış ikinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi. | 134 |
| Şekil 4.26: (a) S101; (b) S102; (c) S103 LP sargılı kolonların itme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeğiştirmelerinin karşılaştırılması. | 135 |
| Şekil 4.27: (a) S101; (b) S102; (c) S103 LP sargılı kolonların çekme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeğiştirmelerinin karşılaştırılması. | 136 |
| Şekil 5.1: Yığılı plastik davranış için moment-uç dönmesi modeli. | 138 |
| Şekil 5.2: Deneysel kolon davranış parametrelerinin belirlenmesi. | 143 |
| Şekil 5.3: Akma momenti deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması. | 145 |
| Şekil 5.4: Farklı test kolonlarının moment-eğrilik ilişkileri. | 146 |
| Şekil 5.5: a) Donatıya b) Betona göre belirlenen akma eğriliklerine ile hesaplanan etkin akma dönmesi deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması. | 147 |
| Şekil 5.6: Farklı malzeme şekildeğiştirme kriterlerine göre etkin akma dönmesi deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması. | 148 |
| Şekil 5.7: Etkin akma eğriliği deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması. | 148 |
| Şekil 5.8: a) Etkin akma dönmesi ve b) Akma eğriliği; Biskinis ve Fardis (2010) ampirik bağıntısına göre belirlenen tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması. | 149 |
| Şekil 5.9: a) Malzeme şekildeğiştirmeleri b) Biskinis ve Fardis (2010) akma eğriliklerine göre belirlenen etkin/brüt kesit rijitlik tahminlerin karşılaştırılması. | 150 |
| Şekil 5.10: a) $\theta_p^{(G\ddot{O})}$ b) $3/2\theta_p^{(G\ddot{O})}$ plastik dönme sınır değerleri için tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması. | 151 |
| Şekil 5.11: a) Donatı akma şekildeğiştirmesi b) Kesit yüksekliği c) Kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı parametrelerinin deneysel akma eęrilęi ile ilişkileri. | 155 |

| | |
|--|-----|
| Şekil 5.12: Önerilen akma eğriliği bağıntısı ile a) Etkin akma eğriliği b) etkin akma dönmesi c) etkin/brüt kesit rijitliği tahminlerinin karşılaştırılması. | 156 |
| Şekil 5.13: Geliştirilen plastik dönme kapasitesi modelinden elde edilen tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması. | 159 |
| Şekil 5.14: Deneysel plastik dönme kapasitesi verilerinin kolon kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranına göre dağılımı. | 159 |
| Şekil 5.15: Geliştirilen ikinci plastik dönme kapasitesi modelinden elde edilen tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması. | 160 |
| Şekil 5.16: LP ile sargılanmış kolon plastik dönme kapasitesi kırılma eğrisi. | 162 |
| Şekil 5.17: TBDY 2018'e göre Göçme Öncesi plastik dönme sınırı kırılma eğrileri. | 162 |
| Şekil 5.18: Geliştirilen plastik dönme kapasitesi modellerinin tahmin başarıları dağılımı. | 163 |
| Şekil 5.19: Farklı katsayılarla çarpılması durumunda yetersiz tahmin olasılıkları–Model 1. | 164 |
| Şekil 5.20: Farklı katsayılarla çarpılması durumunda yetersiz tahmin olasılıkları–Model 2. | 164 |
| Şekil 5.21: Önerilen Göçme Öncesi plastik dönme sınırının tahmin başarıları dağılımı. | 166 |
| Şekil 5.22: a) Model-1 b) Model-2 ve TBDY 2018 Göçme Öncesi plastik dönme sınırı tahminlerinin kırılma eğrileri. | 166 |
| Şekil 5.23: LP ile sargılanmış/sargılanmamış beton basınç dayanımı oranına karşılık plastik dönme kapasitesi değerleri. | 168 |
| Şekil 5.24: Model parametrelerinin dene veritabanı kolonlarındaki değerleri. | 172 |
| Şekil 5.25: a) Etkin akma momenti b) etkin akma dönmesi c) etkin/brüt kesit rijitliği tahminlerinin deneme veri tabanı ile karşılaştırılması. | 173 |
| Şekil 5.26: a) Model-1 b) Model-2 ile elde edilen plastik dönme tahminlerinin deneme veri tabanı ile karşılaştırılması. | 174 |
| Şekil 5.27: Demir ve diğerleri (2022) kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması. | 175 |
| Şekil 5.28: Jalalpour ve Alkhrdaji (2022) test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması. | 176 |
| Şekil 5.29: Juntanalikit ve diğerleri (2016) test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması. | 177 |
| Şekil 5.30: Wang ve diğerleri (2018) test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması. | 178 |
| Şekil 5.31: Bousias ve diğerleri (2004) kuvvetli eksen etrafında eğilen test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması. | 179 |
| Şekil 5.32: Bousias ve diğerleri (2004) zayıf eksen etrafında eğilen test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması. | 180 |
| Şekil 5.33: Önerilen modellere göre elde edilmiş analitik sonuçların birinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması. | 183 |
| Şekil 5.34: Önerilen modellere göre elde edilmiş analitik sonuçların ikinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması. | 183 |
| Şekil 5.35: Önerilen modellere göre elde edilmiş analitik bina davranışlarının deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması. | 184 |
| Şekil 5.36: Önerilen modellere göre LP ile sargılanmış birinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi. | 184 |
| Şekil 5.37: Önerilen modellere göre LP ile sargılanmış ikinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi. | 185 |
| Şekil 5.38: İki kat KLP sargılama ile güçlendirilmiş binanın spektral yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi. | 187 |

| | |
|---|-----|
| Şekil 5.39: Performans noktasında güçlendirilmiş bina sayısal modelinde hasar durumu. | 187 |
| Şekil A.1: Test binaları birinci ve ikinci kat kalıp planları | 207 |
| Şekil A.2: Test binaları kolon aplikasyon planı ve kolon detayları | 208 |
| Şekil A.3: Test binaları giriş detayları | 209 |
| Şekil B.1: Çelik yükleme çerçevesi görünüş teknik çizimleri | 207 |
| Şekil B.2: Çelik yükleme çerçevesi üç boyutlu görünümü | 208 |
| Şekil B.3: Çelik yükleme çerçevesinin test binalarına göre yerleşimi..... | 209 |
| Şekil C.1: Yük aktarma elemanı teknik detayları | 207 |
| Şekil E.1: LP ile sargılı kolon parametrelerinin ilişki matrisi | 208 |
| Şekil E.2: LP ile sargılı kolon değişkenlerinin ilişki matrisi | 209 |

TABLO LİSTESİ

Sayfa

| | |
|---|-----|
| Tablo 3.1: Bölgede 1912-1999 yılları arasında $M_w > 7.0$ olan depremler | 45 |
| Tablo 3.2: Birinci kat birleşimlerinde yapısal eleman eğilme momenti kapasiteleri | 56 |
| Tablo 3.3: Beton basınç testi sonuçları..... | 57 |
| Tablo 3.4: Donatı çeliği test sonuçları..... | 57 |
| Tablo 3.5: Hesaplanan kolon aksenal kuvvet oranları..... | 60 |
| Tablo 3.6: Kolon kesme dayanımları | 63 |
| Tablo 3.7: LP kompozit mekanik ve fiziksel özellikleri..... | 65 |
| Tablo 3.8: Beton şekildeğiştirmesi talepleri ve LP sargılama ile sağlanan kapasiteler..... | 65 |
| Tablo 3.9: Kolonların kesme etkilerine karşı LP sargılama güçlendirilmesi | 66 |
| Tablo 4.1: Setzler ve Sezen (2008) kolon davranış sınıflandırması | 116 |
| Tablo 4.2: Kolon davranış sınıflarının belirlenmesi..... | 117 |
| Tablo 4.3: LP ile sargılanmış birinci kat kolonlarının modelleme parametreleri..... | 129 |
| Tablo 4.4: LP ile sargılanmış ikinci kat kolonlarının modelleme parametreleri | 129 |
| Tablo 4.5: Deneysel ve analitik en büyük kat kesme kuvveti ve karşılık gelen kat öteleme oranlarının karşılaştırılması..... | 130 |
| Tablo 5.1: Test kolonlarının parametrelerinin en büyük/küçük ve ort değerleri..... | 140 |
| Tablo 5.2: Test kolonlarının LP sargılama özelliklerinin en büyük/küçük ve ort değerleri | 140 |
| Tablo 5.3: Farklı akma eğriliği yaklaşımlarının karşılaştırılması..... | 155 |
| Tablo 5.4: Önerilen modellerin geçerlilik sınırları | 168 |
| Tablo 5.5: Önerilen plastik dönme kapasitesi modelleri | 169 |
| Tablo 5.6: LP ile sargılanmış kolonlar için önerilen hasar sınırları | 169 |
| Tablo 5.7: Deneme veri tabanı kolonların LP sargılama parametreleri..... | 170 |
| Tablo 5.8: Deneme veri tabanı kolonların önemli parametreleri..... | 171 |
| Tablo 5.9: Güçlendirilmiş test binasının kolonlarının modelleme parametreleri..... | 181 |
| Tablo 5.10: Güçlendirilmiş test binasının birinci ve ikinci katlarına ait deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırılması | 184 |
| Tablo 5.11: 2 Kat LP ile sargılamayla hesaplanan kolon modelleme parametreleri | 185 |
| Tablo D.1: Geliştirme veri tabanındaki LP ile sargılı kolon özellikleri | 214 |

SEMBOL LİSTESİ

| | |
|-----------------|--|
| $(EI)_e/EI_g$ | : Etkin kesit eğilme rijitliği çarpanı |
| $(EI)_e$ | : Kesit etkin eğilme rijitliği (N/mm ²) |
| $(EI)_{e,den.}$ | : Deneysel kesit etkin eğilme rijitliği (N/mm ²) |
| A_e/A_c | : Efektif sargılı alanın beton kesit alanına oranı |
| A_g | : Betonarme eleman brüt kesit alanı (mm ²) |
| A_{sw} | : Enine donatının kesme kollarının toplam alanı (mm ²) |
| b | : Eleman kesit genişliği (mm) |
| b_f | : LP şerit genişliği (mm) |
| c | : Tarafsız eksenin basınç bölgesindeki derinliği (mm) |
| D | : Dairesel kesit çapı veya eşdeğer kesit çapı (mm) |
| d | : Kesit faydalı yüksekliği (mm) |
| d_{bl} | : Boyuna donatı çapı (mm) |
| d_c | : Çekirdek betonu yüksekliği (MPa) |
| d_{min} | : En küçük kesit kenar uzunluğu (mm) |
| E_c | : Beton elastisite modülü (MPa) |
| E_{cc} | : Sargılanmış beton sekant modülü (MPa) |
| E_f | : LP elastisite modülü (GPa) |
| EI_g | : Kesit brüt eğilme rijitliği |
| F | : Donatı veya betondaki bileşke kuvvet (kN) |
| f_c | : Beton basınç gerilmesi (MPa) |
| f_{cc} | : Sargılanmış beton basınç dayanımı (MPa) |
| f_{co} | : Sargısız beton basınç dayanımı (MPa) |
| f_{fu} | : LP çekme dayanımı (MPa) |
| f_l | : Yanal sargılama basıncı (MPa) |
| f_{mak} | : En büyük boyuna donatı dayanımı (MPa) |
| f_s | : Boyuna donatıdaki gerilme (MPa) |
| f_u | : Kopmada boyuna donatı dayanımı (MPa) |
| f_y | : Boyuna donatı akma dayanımı (MPa) |
| f_{yw} | : Enine donatı akma dayanımı (MPa) |
| G | : Kayma modülü (MPa) |
| g | : Yer çekimi ivmesi (m/s ²) |
| gap | : LP sargılama ile en yakın eleman arası boşluk (mm) |
| h | : Eleman kesit yüksekliği (mm) |
| h_i | : Kat yüksekliği (m) |
| k | : Nominal kesme dayanımı hesabında dayanım azaltma katsayısı |
| L | : Kolon serbest açıklığı (mm) |
| l_b | : Boyuna donatı bindirme boyu (mm) |
| l_{bf} | : LP sargılama bindirme boyu (mm) |
| l_d | : Akma şekildeğiştirmesine ulaşmamış donatı kenetlenme boyu (mm) |
| l_d' | : Akma şekildeğiştirmesi ötesinde donatı kenetlenme boyu (mm) |
| L_{pl} | : Plastik kesit (mafsal) yüksekliği (mm) |
| L_s | : Kolon kesme açıklığı (mm) |
| L_s/h | : Kolon kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı |
| M_p | : Kesit plastik moment dayanımı (kNm) |
| M_r | : Kesit moment taşıma gücü (kNm) |
| M_w | : Moment büyüklüğü |

| | |
|---------------------------------|---|
| M_y | : Kesit etkin akma momenti (kNm) |
| $M_{y,den}$ | : Deneysel kolon akma momenti (kNm) |
| $M_{y,tah.}$ | : Kolon akma momenti tahmin değeri (kNm) |
| N | : Eksenel kuvvet (kN) |
| n | : Eksenel kuvvet oranı |
| n_f | : LP katman sayısı |
| p_f | : İki LP şeridi arası boşluk yüksekliği (mm) |
| r_c | : Köşe yuvarlatma çapı (mm) |
| s | : Etriye aralığı (mm) |
| s_f | : LP şerit merkezleri arası mesafe (mm) |
| t_f | : LP katman kalınlığı (mm) |
| u_b | : Kenetlenme gerilmesi (MPa) |
| u_b' | : Çekme donatısında akma sonrası kenetlenme gerilmesi (MPa) |
| v | : Kesme kuvveti oranı |
| V_c | : Kesme dayanımına beton katkısı (kN) |
| V_{cr} | : Eğik çatlak oluşumuna karşılık gelen kesme kuvveti (kN) |
| V_d | : Kesme kuvveti talebi (kN) |
| V_e | : Betonarme elemanın hesaba esas kesme kuvveti (kN) |
| V_f | : LP sargılama kesme dayanımı katkısı (kN) |
| V_i | : Kat kesme kuvveti (kN) |
| $V_{i,mak.}$ | : En büyük kat kesme kuvveti (kN) |
| v_n | : Nominal kayma gerilmesi (MPa) |
| V_n | : Nominal kesme kapasitesi (kN) |
| V_p | : Eğilme momenti dayanımına karşılık gelen plastik kesme kuvveti (kN) |
| V_r | : Kesit kesme dayanımı (kN) |
| V_T | : Taban kesme kuvveti (kN) |
| V_w | : Kesme dayanımına kesme donatısının katkısı (kN) |
| V_y | : Kesit etkin akmasına karşılık gelen kesme kuvveti (kN) |
| $X_{i,den.}$ | : Modelleme parametresi i. deney verisi |
| $X_{i,tah.}$ | : Modelleme parametresi i. tahmin değeri |
| α_f | : Spiral LP sargılama açısı ($^{\circ}$) |
| β_i | : Logaritmik standart sapma değeri |
| γ_f | : LP malzeme güvenlik faktörü |
| $\Delta_{EYG.}$ | : Eksenel yük göçmesine karşılık gelen kolon uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| Δ_f | : Eğilme kaynaklı kolon uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| $\Delta_{f,y}$ | : Akmaya karşılık gelen eğilme kaynaklı kolon uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| Δ_i | : Deneysel kat yerdeğiştirme verisi (mm) |
| $\delta_{sıy.}$ | : Donatı gömülü boyundaki sıyrılma değeri (mm) |
| $\Delta_{sıy.}$ | : Gömülü donatıdaki sıyrılma kaynaklı kolon uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| Δ_v | : Kesme kaynaklı kolon uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| $\Delta_{v,cr}$ | : Eğik çatlak oluşumuna karşılık gelen kolon uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| $\Delta_{v,f}$ | : Eksenel göçme yaşanan kolonda kesme kaynaklı uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| $\Delta_{v,n}$ | : Kolon kesme dayanımına ulaşılan uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| $\Delta_{v,u}$ | : Kesme dayanım kaybı başlangıcına karşılık uç yerdeğiştirmesi (mm) |
| ϵ_c | : Beton basınç birim şekildeğiştirmesi |
| $\epsilon_{c,\check{c}ekirdek}$ | : Çekirdek betonu basınç birim şekildeğiştirmesi |
| $\epsilon_{c,kabuk}$ | : Kabuk betonu basınç birim şekildeğiştirmesi |
| ϵ_{ccu} | : Sargılı betonun basınç şekildeğiştirme kapasitesi |
| ϵ_{co} | : Sargısız beton basınç dayanımına karşılık gelen birim şekildeğiştirme |
| ϵ_{cu} | : En büyük beton basınç şekildeğiştirmesi talebi |

| | |
|-----------------------|--|
| ϵ_{fe} | : LP efektif çekme şekildeğiştirmesi |
| ϵ_{fu} | : LP çekmede en büyük kopma uzaması |
| ϵ_s | : Donatı çekme birim şekildeğiştirmesi |
| ϵ_{smak} | : En büyük dayanıma karşılık gelen donatı birim şekildeğiştirmesi |
| ϵ_{su} | : Donatı en büyük (kopma) birim şekildeğiştirmesi |
| ϵ_{sy} | : Donatı akma birim şekildeğiştirmesi |
| ϵ_t | : Sargılı beton geçiş birim şekildeğiştirmesi |
| η_a | : Çevresel etki katsayısı |
| θ | : Kesme çatlağı açısı ($^{\circ}$) |
| θ_i | : Olasılık dağılımının ortanca değeri |
| θ_p | : Plastik dönme (rad) |
| $\theta_p^{(GÖ)}$ | : Göçme Öncesi plastik dönme sınırı (rad) |
| $\theta_p^{(KH)}$ | : Kontrollü Hasar plastik dönme sınırı (rad) |
| $\theta_p^{(SH)}$ | : Sınırlı Hasar plastik dönme sınırı (rad) |
| $\theta_{p,mak,den.}$ | : Deneysel kolon plastik dönme kapasitesi (rad) |
| $\theta_{p,mak,tah.}$ | : Kolon plastik dönme kapasitesi tahmin değeri (rad) |
| $\theta_{p,mak.}$ | : Kolon plastik dönme kapasitesi (rad) |
| θ_s | : Donatı gömülü boyundaki sıyrılma kaynaklı rijit uç dönmesi (rad) |
| $\theta_{u,den.}$ | : Deneysel kolon en büyük plastik dönmesi (rad) |
| θ_y | : Kesit etkin akma dönmesi (rad) |
| $\theta_{y,den.}$ | : Deneysel kolon akma dönmesi (rad) |
| $\theta_{y,tah.}$ | : Kolon akma dönmesi tahmin verisi (rad) |
| K_e | : Şekil etki faktörü |
| ρ_{eff} | : Efektif sargılama oranı |
| ρ_f | : LP sargılama hacimsel oranı |
| ρ_l | : Boyuna donatı oranı |
| ρ_w | : Enine donatı oranı |
| ϕ | : Donatı çapı (mm) |
| ϕ | : Eğrilik (birim dönme) (1/mm) |
| ϕ_y | : Kesit etkin akma eğriliği (1/mm) |
| $\phi_{y,den.}$ | : Deneysel kesit etkin akma eğriliği (1/mm) |
| $\phi_{y,tahmin.}$ | : Kesit etkin akma eğriliği tahmin değeri (1/mm) |
| Φ | : Standard normal dağılım fonksiyonu |
| ϕR | : Plastik dönme azaltma katsayısı |

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması, süreç içinde ülkemizde yaşanan darbe girişimi ve küresel salgın gibi öngörülemeyen dış etkenlerin sebep olduğu olumsuzluklara rağmen, çok sayıda kişinin özverili katkılarıyla ve çeşitli kurumların destekleri ile başarı ile tamamlanabilmiştir. Tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen tam ölçekli bina deneyleri için finansal destek sağlayan DowAksa İleri Kompozit Malzemeler Şirketine teşekkürlerimi sunarım. Farklı şekillerde destekler sağlayan Balıkesir Üniversitesi (BAÜN), İstanbul Teknik Üniversitesi (İTÜ), Boğaziçi Üniversitesi (BOÜN), Yalova Valiliği ve Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD) kurumlarına katkılarından dolayı teşekkür ederim.

Başta tezin ilk yıllarında aramızdan ayrılan saygıdeğer ilk danışmanım Prof. Dr. Şerif Saylan'a, daha sonrasında sağladığı sürekli motivasyonla danışmanım Dr. Öğr. Üyesi Altuğ Yavaş'a ve ilk günden beri çalışmalarına yön vererek, desteğini ve katkısını esirgemeyen sayın Prof. Dr. Alper İlki'ye en içten teşekkürlerimi sunar, öğrencileri olmaktan gurur duyduğumu belirtmek isterim.

Deneysel çalışmalarda kendi vakitlerinden ödün verip katkıda bulunan hocalarım ve çalışma arkadaşlarım Dr. Cem Demir, Dr. Çağlar Göksu Akkaya, Dr. Öğr. Üyesi Mustafa Cömert, Dr. Öğr. Üyesi Pınar İnci, Ilgaz Doğan, Ergün Binbir, Ali Osman Ateş, Ali Naki Şanver, Çağlar Üstün, Adem Büyük ve Mehmet Aksa'ya çok teşekkür ederim. İstatistiksel değerlendirmelerde katkısı büyük olan değerli dostum Arş. Gör. Oğuz Köse'ye ve tezin hazırlanma sürecinde sorularımı içtenlikle cevaplayan Doç Dr. Nuray Gedik'e yardımlarından dolayı teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmasının farklı aşamalarında yardımcı olmak için ellerinden gelen çabayı gösteren değerli dostlarım Hatice Ertaş, Zeynep Avcı, Barış Furkan Rençber, Furkan Gencer ve Cem Eren Savur'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Tezin ilk yıllarında sürekli yanımda yer alarak çeşitli zorlu koşulların altından kalkabilmemi sağlayan Gökhan Sarı, Amin Amini, Oğuzhan Sözer ve Muharrem Tamer Şahna kardeşlerime gösterdikleri insan üstü çaba ve sabır nedeniyle minnettar olduğumu belirtmek isterim. Her ne kadar tanışma fırsatımız olmasa da tez hazırlık süreçlerinde yüzümün gülmesine vesile olan medya devi Erman Yaşar'a da ayrıca teşekkür ederim. İsmine yer vermeyi unuttuğum kişilerden özür diler, katkıda bulunan bütün herkesin emekleri olmasaydı bu tez çalışmasının başarıyla tamamlanamayacağını belirtmek isterim.

Son olarak hayatımda ki her şeyi borçlu olduğum sevgili annem Emine Birsen Töre ve fedakar abim Serkan Töre'ye bana karşı gösterdikleri ilgi ve sabır için minnettarlığımı sunarım. Umarım bu tez çalışmasından elde edilen kazanımlar depreme karşı toplumsal dirençliliğin arttırılmasına katkıda bulunur ve faydalanan genç araştırmacılara ilham kaynağı olur. Önsözü Hünkar Hacı Bektaş-ı Veli'ye atfedilen şu sözler ile bitirmek isterim;

*“El, gövde de kaşınan yeri bilir
Dert bizde, derman ellerimizdedir...”*

Balıkesir, 2022

Erkan TÖRE

1. GİRİŞ

Polimer matris içerisinde gömülü yüksek dayanımlı fiberlerden oluşturulan lifli polimer (LP) kompozitler yüksek malzeme performansları nedeni ile havacılık, uzay, otomobil gibi pek çok endüstride son 50 yıldır yaygın olarak kullanılmaktadır. Malzeme üretim teknolojisindeki yenilikler ve ana malzemelerinin üretiminin yaygınlaşması ile birlikte maliyetlerdeki düşüş LP kompozitlerin inşaat sektöründe de kullanım alanı bulmasına neden olmuş ve farklı amaçlarla kullanımı üzerine çok sayıda bilimsel çalışma gerçekleştirilmiştir (Hollaway & Teng, 2008). Sahip olduğu üstün korozyon dayanımı, mekanik özelliklerinin uyarlanabilirliği, yüksek dayanım/ağırlık oranı gibi özellikleri sayesinde LP kompozit malzemeler, yeni yapıların üretiminde kullanılabileceği gibi onarım ve güçlendirme uygulamalarında kullanım potansiyeli oldukça yüksektir. Günümüz inşaat uygulamalarında kullanılmak üzere donatı, şerit, plaka, profil gibi çok sayıda formda LP kompozit ürünler geliştirilmiş ve pazarda yerini almış durumdadır. Bu ürünler doğrudan yapısal eleman olarak kullanılabildikleri gibi, mevcut yapılarda çeşitli yapısal elemanların güçlendirilmesinde kullanılmaktadır.

Ülkemizde konumlandığı deprem tehlikesinin yüksek olduğu coğrafyalarda yaşanan geçmiş depremlerde gözlemlenen ağır hasar-yıkım ve buna bağlı sosyo-ekonomik kayıplar, geçmişte inşa edilmiş birçok yapının deprem performansı açısından yeterli karakteristik özelliklere sahip olmadığını göstermektedir. Bu yapıların inşa edildiği dönemde teknik bilgi ve yönetmelik açısından modern deprem mühendisliği bilgi birikimine göre yetersizlikler olsa da, birçok yapının üretildiği dönemdeki şartları sağlamadığı bilinmektedir. Bundan dolayı yeterli mühendislik hizmeti almamış olarak tanımlanan ve inşa süreçlerinde gerekli kontrol sağlanmamış bu yapılarda ayrıca yetersiz mekanik özelliklere sahip düşük kaliteli malzemeler ile sıkça karşılaşmaktadır. Son 20 yıldır yapılan çalışmalar, deprem performansı açısından kritik yetersizliklere sahip yapıların LP kompozitler ile efektif olarak güçlendirilebilirliğini ortaya koymuştur. Uygulama hızı ve kolaylığı ile birlikte dayanım ve süneklik gibi özelliklere etkisi, LP kompozitler ile güçlendirmeyi diğer güçlendirme yöntemlerine göre ön plana çıkarmaktadır. Özellikle güçlendirme uygulamalarında yaygın olarak tercih edilen ve geleneksel inşaat malzemeleri (beton ve çelik) kullanılan güçlendirme yöntemlerine göre LP kompozitler ile güçlendirme yöntemlerinin;

- Hızlı ve kolay uygulama pratiği
- Kütle ve rijitliğe ihmal edilebilir düzeyde etkisi
- Kullanım alanlarına ve yapı mimarisine minimal düzeyde etkisi
- Korozyona neden olabilecek çevresel koşullara olan dayanıklılığı

sahip olduğu avantajların başında gelmektedir. Dünyadaki gelişmiş ülkelerle paralel olarak ülkemizde de LP kompozitler ile çok sayıda bilimsel çalışma yapılmış olup, 2007 yılında yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliği'nde (DBYBHY 2007) LP kompozitler ile güçlendirme yöntemleri yer almıştır. 2018 yılında bu yönetmeliğin yerine yayınlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde (TBDY 2018) LP ile güçlendirme tasarım esaslarında kısmi değişiklikler olmakla birlikte uygulama ve hesap esasları. LP kompozit ürünlerinin pazarda yaygınlaşması ve yönetmeliklerde tasarım kurallarına yer verilmesi sonucu LP kompozitler ile güçlendirme uygulamaları Türkiye genelinde artış göstermektedir.

1.1 Betonarme Kolonların LP Kompozitler ile Güçlendirmesi

Mevcut betonarme çerçeve ve perde-çerçeve binalarda ana düşey taşıyıcı elemanlardan olan kolonların yeterli dayanım ve deformasyon kapasitelerine sahip olmaması, güçlü deprem yer hareketleri altında meydana gelecek kısmi veya toptan göçme durumlarının ana nedenlerindedir. Bu nedenle, yatay deprem hareketi altında yetersizliklere sahip bir binada uygulanacak güçlendirme uygulamasının en önemli adımlarının başında, kolonlardaki yetersizliklerin belirlenmesi ve bunların giderilmesine yönelik uygun güçlendirme senaryolarının araştırılması gelmektedir. LP kompozitler kullanılarak kolon güçlendirilmesi ile hedeflenen başlıca yapısal iyileştirmeler;

- Kesme kapasitesinin arttırılması
- Eksenel yük taşıma kapasitesinin arttırılması
- Sünekliğinin arttırılması
- Yetersiz bindirmeli eklerde davranışın iyileştirilmesi

olarak sıralanabilir (ACI 440.2R, 2017; TBDY 2018; Hollaway & Teng, 2008). Bu hedefler doğrultusunda güçlendirme yöntemine ilişkin tasarım kuralları dünyadaki güncel diğer tasarım dokümanları ile birlikte TBDY (2018)'de de yer almaktadır. Bu hedeflerin dışında, kolonların eğilme dayanımlarının LP kompozit donatı veya şeritler kullanılarak

arttırılabildiği her ne kadar deneysel çalışmalar ile kanıtlanmış olsa da, LP kompozit ürünlerin elastik davranış sergilemesine bağlı süneklik ile ilgili sakıncalar hala tartışılmaktadır. Bu nedenle deprem etkisindeki davranış için, tasarım dokümanlarında/yönetmeliklerinde LP kompozitler ile eğilme dayanımlarının arttırılmasına yönelik bir yöntem henüz yer almamaktadır.

Yukarıda belirtilen güçlendirme hedeflerinin tamamında LP kompozitler betonarme kolonlarının dış çevresine sargılama şeklinde uygulanmaktadır. Bu nedenle, birbirinden farklı yetersizlikler için yapılacak sargılama tasarımlarının arasından belirlenecek uygun LP kompozit sargılama miktarı ile birden fazla güçlendirme hedefi sağlanabilmektedir. Kesme dayanımının arttırılması dışındaki güçlendirme hedeflerinin tamamı LP kompozit tarafından sağlanan sargılama etkisi (üç eksenli gerilme) sonucunda, betonarme kesite uygulanan yanal sargılama basıncına dayanmaktadır. Kesme dayanımındaki artış ise LP kompozitin direkt olarak eğik çekme gerilmelerini karşılaması ile sağlanmaktadır.

1.1.1 LP Kompozitler ile Kolonların Sargılanması Uygulama Teknikleri

Betonarme kolonların LP kompozitler ile sargılanması, genel olarak üç farklı teknik ile uygulanabilmektedir. Bunlar ıslak yatırma (el ile yatırma), makine ile sargılama ve önüretimli kabuk mantolamadır. Bu yöntemlerin arasında uygulama pratikliği avantajı ve herhangi bir makine kullanımı gerektirmemesi nedeni ile ıslak yatırma yöntemi en fazla tercih edilen yöntem olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu yöntemde ön yüzey hazırlıkları sonrasında yüksek dayanımlı liflerden üretilmiş kumaşlar kolonların etrafına sarılmakta ve bu sargılama esnasında polimer reçinelere doyurularak sargılama gerçekleştirilmektedir. Polimer esaslı reçinenin prizi sonrasında güçlendirme amacına uygun olarak hedeflenen mekanik karakteristikleri sağlayacak LP kompozit elde edilmektedir.

Makine ile sargılama yönteminde, bilgisayar kontrollü makine tarafından yüksek dayanımlı liflerden oluşturulan halatlar reçineye emdirilmekte ve otomatik olarak kolon etrafına sargılanmaktadır. Bu yöntem ile oluşturulan LP kompozitin sargılama kalınlığı ve kompozit hacimsel malzeme oranları hasas bir şekilde kontrol edilebilmektedir. Önüretimli kabuk mantolamada ise, kolon enkesit çevresi ile uyumlu olarak kabuk manto parçaları fabrika ortamında üretilmekte ve kolon üzerinde monte edilmektedir. Bu uygulama sonucunda kolon eleman sargılanması ile kesit geometrisinin değiştirilmesi amacıyla yeni dökülecek beton için LP kompozit mantolar kalıp görevi görebilmektedir.

Bu sargılama yönteminde LP kompozit özellikleri başlangıçta kontrol edilebilmekte fakat ön sipariş ve üretim süreçleri gerektirdiğinden ıslak yatırma yöntemine göre daha uzun süreçlere ihtiyaç duyulmaktadır.

1.1.2 LP Kompozitler ile Kolonların Sargılanması Uygulama Detayları

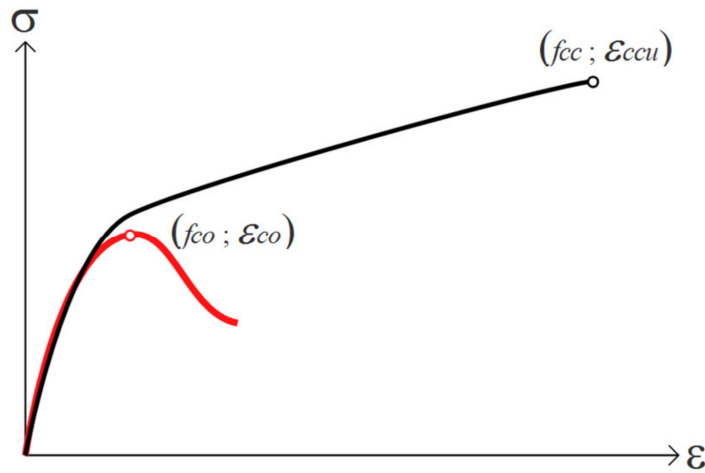
LP kompozitlerle sargılama ile güçlendirme yöntemi, özellikle dairesel kesitli kolonlarda en efektif performansı sergilerken, diğer enkesit geometrilerine sahip kolonlara da uygulanabilmektedir. Köşeli geometri (kare, dikdörtgen gibi) enkesitlere sahip kolonlarda sargılamanın etkinliğinin artırılması için sivri köşeler belirli çaplarda yuvarlatılarak gerilme yığılmalarının azaltılması gerekmektedir. Köşe yuvarlatması öncesi kolon yüzeyi üzerindeki işlevsiz malzemelerin (kaplama, boya, sıva vb.) sıyırılması, beton yüzeyindeki kusurların giderilmesi ve LP kompozitle beton yüzey arasındaki aderansı artırıcı astar uygulamasının gerçekleştirilmesi uygulamada önem arz etmektedir. LP kompozit sargılamanın mekanik olarak en etkili şekilde çekme gerilmeleri altında kopmaya ulaşacak şekilde kullanılabilmesi için sargılama bitiminde gerekli bindirme eki sağlanarak, katmanlar arası kenetlenme yitirilmesi gibi erken göçme modlarının engellenmesi gerekmektedir.

1.2 LP Kompozitler ile Sargılamanın Beton Davranışı

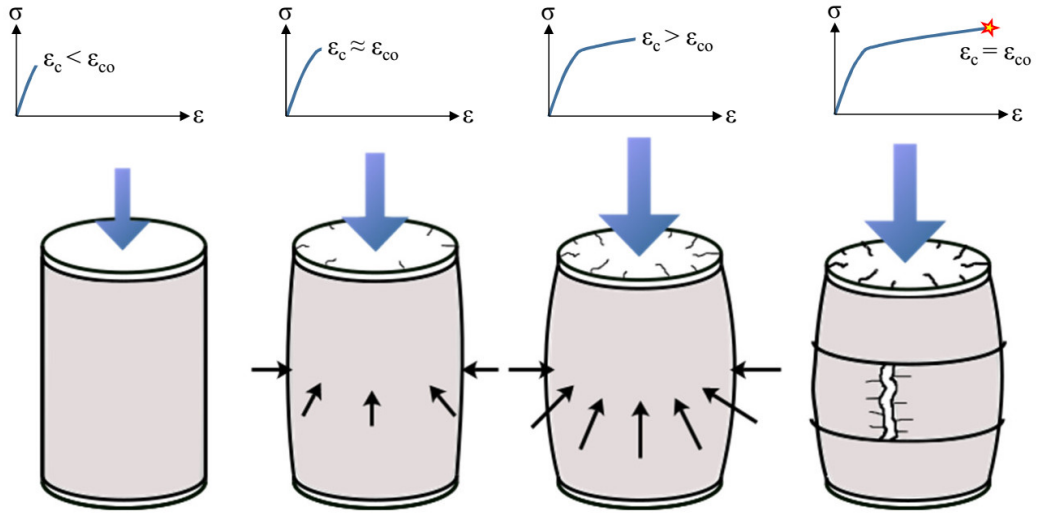
Betonarme elemanlarda sargılama, sağlanan yanal sargılama basıncı ile üç eksenli gerilme etkisi altındaki betonun aksenal basınç dayanımı ve şekildeğiştirme yeteneği üzerinde kayda değer artış sağlayan bir uygulamadır. Pasif yanal sargılama basıncı, LP kompozitler ile sargılama durumunda kullanılan LP kompozitin doğrusal elastik çekme davranışı ile sağlanmaktadır. Merkezi aksenal yükleme altında LP ile sargılanan betonda ilerleyen aksenal şekildeğiştirmeye bağlı olarak yanal şekildeğiştirmelerde de artış meydana gelmekte ve bu durum LP kompozit sargı üzerinde çekme gerilmelerine neden olmaktadır. Bu çekme gerilmeleri mekanik denge durumu gereği betona yanal bir sargılama basıncı oluşturarak betonun genişlemesini ve hasarın gelişimini geciktirmektedir (Ilki ve diğerleri, 2018a). Bunun sonucunda üç eksenli gerilme etkisinde olan betonun gerilme şekildeğiştirme ilişkisinde önemli derecede iyileşme sağlanmaktadır (Şekil 1.1). Sargılama koşullarının iyi sağlanması durumunda, LP kompozitin doğrusal elastik davranışı nedeniyle çekme etkisinde yüksek gerilme seviyelerinde ani olarak kopma meydana gelmekte ve betonda aksenal basınç güç tükenmesi gözlemlenmektedir. LP ile sargılanmış betonun genel davranışı ve özetlenen sargılama mekanizması Şekil 1.2’de verilmiştir.

LP kompozitlerin üstün mekanik özellikleri nedeniyle sargılanmış beton davranışındaki bu kayda değer gelişim, sargılama mekanizması üzerinde etkisi bulunan birçok parametreye bağlıdır. LP ile sargılanmış betonun basınç gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini etkileyen başlıca parametreler; enkesit geometrisi ve kesit boyut oranı, beton kalitesi, yükleme koşulları, LP kompozit fiziksel ve mekanik özellikleri olarak sıralanabilir. Literatürde çok sayıda çalışma ile bu parametrelerin elde edilen davranışa etkisi incelenmiş ve bunun sonucu çok sayıda matematiksel davranış modeli geliştirilmiştir.

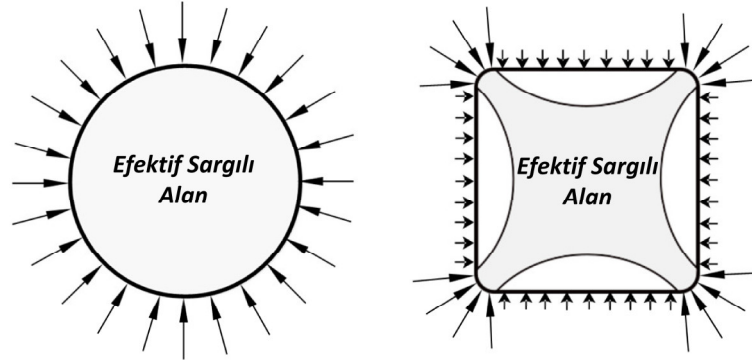
Sargılamada kullanılan LP kompozitten bağımsız olarak beton davranış karakteristiklerinde en etkili parametre enkesit geometrisidir (Mirmiran ve diğerleri, 1998; Lam & Teng, 2003a). Oluşturulan sargılama basıncının bütün beton kesitinde düzgün dağıldığı dairesel kesitlerde, LP kompozitler ile sargılama çok daha fazla etkindir. Köşeli geometrili enkesitlerde, beton yüzeyi dışına doğru deformasyona karşı kenar ortalarındaki LP kompozit rijitliğinin düşük olması nedeniyle, yanal sargılama basıncı enkesit köşelerinde daha fazla yoğunlaşmakta ve bu bölgelerde gerilme yığılmalarına neden olmaktadır (Campione & Miraglia, 2003; Toutanji ve diğerleri, 2010; Wu & Wei, 2010). Bu nedenle sivri köşe bölgelerinde LP kompozit sargılamada erken kopma durumunun yaşanmaması için köşelerin belirli bir çap göz önüne alınarak yuvarlatılması gerekmektedir (Rochette & Labossière, 2000; Lam & Teng, 2003b; Abbasnia ve diğerleri, 2012). Dairesel ve kare enkesitli geometriler için yanal sargılama basıncı dağılımları ve efektif sargılı alanlar şematik olarak Şekil 1.3’de gösterilmiştir.



Şekil 1.1: Sargısız beton ve LP ile sargılanmış beton gerilme - şekildeğiştirme ilişkisi (Ilki ve diğerleri, 2018a).



Şekil 1.2: LP kompozitlerle sargılama çalışma mekanizması (Ilki ve diğerleri, 2018a).



Şekil 1.3: Farklı enkesit geometrilerinde efektif sargılı alan ve sargılama basıncı dağılımı (Ilki ve diğerleri, 2018a).

Dairesel olmayan kesitlerde kenar boyutlarının ve farklı kenarlar arasındaki boyut farkının artmasıyla LP kompozitler tarafından sağlanan sargılamanın da etkinliği azalmaktadır (Harajli, 2006; Toutanji ve diğerleri, 2010; Wu & Wei, 2010; De Luca ve diğerleri, 2011). Sargılanmış beton davranışına etkisi oldukça önemli olan enkesit geometrisi, önerilen matematiksel modellerde şekil etki faktörü ile göz önüne alınmaktadır (Lam & Teng, 2003b; Harajli, 2006; Youssef ve diğerleri, 2007; Ilki ve diğerleri, 2008; Toutanji ve diğerleri, 2010; Wang ve diğerleri, 2012). Bu şekil etki faktörleri genellikle Mander ve diğerleri (1988) tarafından donatı ile sargılanmış beton için önerilen efektif sargılama alanı kavramına bağlı olarak önerilmektedir.

LP kompozit ile sargılamaya ek olarak betonarme elemanda sargılama donatısının da bulunması durumunda her ikisinin de sargılanmış betonun davranışını iyileştirici katkısı

bulunmaktadır. İçteki enine donatının ve LP kompozitler ile dıştan sargılamann etkinliğinin birlikte göz önüne alındığı çok sayıda matematiksel davranış modelleri de geliştirilmiştir (Eid & Paultre, 2007; Ilki ve diğerleri, 2008; Chastre & Silva, 2010; Lee ve diğerleri, 2010; Pellegrino & Modena, 2010; Wang ve diğerleri, 2012). Ancak başta ülkemizdeki örnekleri olmak üzere düşey yüklere göre tasarlanmış mevcut binalarda, güncel deprem yönetmelikleri ile uyumsuz enine donatılar (r. 90° kancalı) geniş aralıklar ile yerleştirildiğinden ihmal edilebilir düzeyde sargılama etkinliği sağlamaktadır (Teng ve diğerleri, 2016). Bu nedenle özellikle güçlendirme uygulamalarında standartlı betonarme kolonların LP kompozitler ile sargılanması durumu için, sadece LP kompozitler ile sargılanmış beton modellerinin kullanılması yeterli olarak görülmektedir. LP ile sargılama eğer uygun tasarlanmış betonarme kolonlarda uygulanacak ise i enine donatının sargılamaya katkısının göz önüne alınması gerekmektedir (Eid ve diğerleri, 2009; Lee ve diğerleri, 2010; Wang ve diğerleri, 2012).

LP sargılama ile güçlendirilmiş kolonların deprem davranışının tahmini için sargılanmış betonun çevrimsel davranışının da iyi bilinmesi gerekmektedir. Çevrimsel basınc yükleme altında gerçekleştirilen LP ile sargılanmış beton üzerine çalışmalar, bu yüklemenin elde edilen beton davranışında olumsuz bir etkisinin olmadığını göstermektedir (Ilki & Kumbasar, 2002; Shao ve diğerleri, 2006; Ilki ve diğerleri, 2008; Wang ve diğerleri, 2012; Demir ve diğerleri, 2015). Bu nedenle hesaplama kolaylığı açısından analizlerde monotonik davranışın, çevrimsel gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin zarfı ile uyumlu olduğu varsayımı yapılabilmektedir. Monotonik LP ile sargılı beton modellerinin kesit analizinde kullanılmasının LP ile sargılanmış kolonların davranışı için kabul edilebilir tahminler sağladığı grlmştir (Ghatte ve diğerleri, 2016).

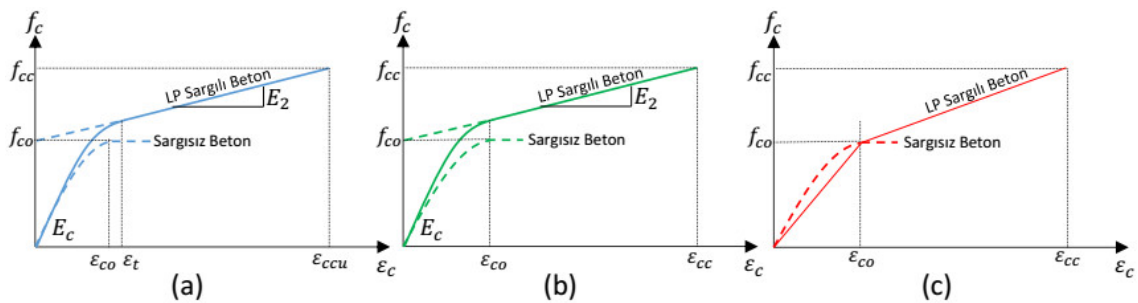
LP ile sargılanmış beton üzerine gerçekleştirilen çalışmaların büyük çoğunluğu merkezi aksenal yükleme göz önüne alınarak gerçekleştirilmiştir. Fakat betonarme kolonlar dış etkiler altında çok aksenli eğilme durumlarına maruz kalmaktadır. Bu eksantrik yükleme durumu altında kesit geometrisinde şekildeğiştirmeler değişken olarak yayılmaktadır. Bu durumda kolondaki çevresel genişleme kesit çevresinde düzgün dağılım göstermediğinden LP kompozit tarafından sağlanan yanal sargılama da düzgün dağılım göstermemektedir (Bisby & Ranger, 2010). Bu yükleme durumu göz önüne alınarak gerçekleştirilen deneysel ve analitik çalışmalarda aksenal şekildeğiştirmenin düzgün dağılmamasının gerilme şekildeğiştirme ilişkisini de etkilediği belirlenmiştir (Hu ve diğerleri, 2011; Hadi &

Widiarsa, 2012; Wu & Jiang, 2013). Ancak eksantrik yükleme koşulunun bağlı olduğu çok eksenli eğilme durumlarının betonarme kolona etkileyen dış etkilerin karakteristiklerine bağlı olarak değişkenlik göstermesi nedeniyle, bütün durumlar için yeterli konservatifiği sağlayacak modelleme yaklaşımlarının analizlerde göz önüne alınması yeterli olmaktadır.

1.2.1 LP Kompozitler ile Dıştan Sargılı Beton Modelleri

Beton davranışında etkisi olan farklı parametreleri dikkate alan çok sayıda LP ile sargılanmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi tahmin modelleri farklı araştırmacılar tarafından önerilmiştir. Teng ve Lam (2004) tarafından LP ile sargılanmış beton modelleri; tasarım amaçlı modeller (Samaan ve diğerleri, 1998; Lam & Teng, 2003b; Ilki ve diğerleri, 2004; Harajli, 2006; Youssef ve diğerleri, 2007; Ozbakkaloglu & Lim, 2013) ve analiz amaçlı modeller (Spoelstra & Monti, 1999; Yan & Pantelides, 2006; Jiang & Teng, 2007; Lee ve diğerleri, 2010; Nisticò & Monti, 2013) olarak iki ana grupta sınıflandırılmaktadır.

Matematiksel anlamda kapalı formdaki bağıntılardan oluşan ve gerilme şekildeğiştirme ilişkisinin en son noktasının tahmini için amprik ifadelerin kullanıldığı tasarım amaçlı modeller, güçlendirme tasarım süreçleri için yüksek uygulama pratikliğine sahiptir. Uygulama mühendislerinin tasarım süreçlerinde yeterli güvenlik kriterinin sağlanması için dikkate alması gereken teknik dokümanlar da hesaplama kolaylığı nedeniyle, tasarım amaçlı modeller güvenlik katsayıları ve konservatif sınırlamalar ile birlikte önerilmektedir. LP ile sargılanmış beton için en bilinen ACI 440.2R (2017) ve CNR-DT 200R1 (2013) teknik dokümanları ile birlikte TBDY (2018) yönetmeliğinde önerilen sargılanmış beton modelleri ile tasarım önerileri bu bölümde özetlenmiştir. Bu dokümanlarda yer alan benzer parametreler için orijinallerinden farklı olarak ortak bir notasyon kullanılmıştır. ACI 440.2R (2017), CNR-DT 200R1 (2013) ve TBDY (2018)'de önerilen sargılanmış beton modellerine ait grafikler sırasıyla Şekil 1.4'te verilmiştir.



Şekil 1.4: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018 LP sargılı beton modelleri

1.2.1.1 ACI 440.2R (2017)

LP kompozitler ile güçlendirme uygulamalarının tasarımına yönelik öncü teknik dokümanlardan olan ve Amerika Birleşik Devletleri'nde ilk kez 2002 yılında yayınlanan ACI 440.2R'de geçen süreç içerisinde 2008 ve 2017 yılında önemli revizyonlar yapılmış ve güncelliğini korumaya devam etmiştir. Bu doküman LP kompozitlerin inşaat mühendisliği uygulamalarında kullanımına yönelik teknik dokümanlar serisinin (ACI 440) bir parçası olup, sadece dıştan yapıştırılmış LP kompozitlerle gerçekleştirilen güçlendirme sistemlerine yöneliktir. ACI 440.2R (2017) dokümanında sismik güçlendirme uygulamalarında LP ile sargılama etkinliğinin analizlerde göz önüne alınması için Lam ve Teng (2003a ve 2003b), tarafından önerilen tasarım amaçlı sargılanmış beton modelinin kullanılması önerilmektedir. Bu modelde LP ile sargılanmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi parabolik ve doğrusal artan olmak üzere iki bölge olarak göz önüne alınmakta ve bu nedenle parçalı bir matematiksel fonksiyon ile ilgili şekildeğiştirme değerine karşılık sargılanmış beton basınç gerilmeleri hesaplanmaktadır (Denklem 1.1) (Şekil 1.4a).

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \left(\frac{(E_c - E_2)^2}{4f_{co}} \right) \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f_{co} + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (1.1)$$

Bu matematiksel ifade de ε_c göz önüne alınan beton kısalma birim şekildeğiştirmesi, f_c karşılık gelen beton basınç gerilmesi, f_{co} sargısız beton basınç dayanımı, E_c sargısız beton elastisite modülü, ε_t parabol ve doğrusal bölgeler arası geçiş birim şekildeğiştirme değeri, E_2 doğrusal bölgede sekant rijitliği, ε_{ccu} ve f_{cc} sargılanmış beton en büyük kısalma birim şekildeğiştirme değeri (Denklem 1.4 ve 1.5) ve ona karşılık gelen sargılanmış beton basınç dayanımıdır. Doğrusal bölge sekant rijitliği, sargılanmış beton dayanımındaki artış ve sargılanmış beton en büyük birim şekildeğiştirme değeri göz önüne alınarak Denklem 1.2'den hesaplanmaktadır. Geçiş birim şekildeğiştirmenin hesabı ise Denklem 1.3 kullanılarak gerçekleştirilmektedir.

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_{co}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (1.2)$$

$$\varepsilon_t = \frac{2f_{co}}{E_c - E_2} \quad (1.3)$$

Gerilme şekildeğiştirme ilişkisinin son noktasına karşılık gelen sargılanmış beton en büyük şekildeğiştirme ve karşılık gelen basınç dayanımı değerleri, ampirik olarak geliştirilen ifadelerden elde edilmektedir (Denklem 1.4 ve 1.5).

$$f_{cc} = f_{co} + \psi 3.3 \kappa_a f_l \quad (\text{MPa}) \quad (1.4)$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{co} \left(1.5 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f_{co}} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0.45} \right) \leq 0.01 \quad (1.5)$$

Bu bağıntılarda f_{co} ve ε_{co} sargısız beton basınç dayanımı ve karşılık gelen birim şekildeğiştirme değeri, f_l Lp kompozit tarafından beton kesite uygulanan ortalama yanal sargılama basıncı, κ_a ve κ_b kare ve dikdörtgen kesitler için şekil etki faktörleridir. $\Psi=0.95$ olarak alınarak konservatiflik arttırılmaktadır. Denklem 1.5'ten hesaplanan sargılanmış beton en büyük şekildeğiştirme değeri, ileri seviyede hasarı önlenmesi ve beton bütünlüğünün korunması amacıyla 0.01 değeri ile sınırlandırılmaktadır. LP ile yeterli sargılama etkinliğinin sağlanması amacıyla yanal sargılama basıncı (f_l) en az sargısız beton basınç dayanımının %8'i kadar olacak şekilde ($f_l \geq 0.08f_{co}$) sınırlandırılmaktadır. Yanal sargılama basıncı eşdeğer dairesel enkesit kabulü yapılarak, LP kompozit sargılama çekme dayanımına karşılık gelen çekme kuvvetini dengeleyen gerilme olarak Denklem 1.6'dan hesaplanmaktadır.

$$f_l = \frac{2E_f n_f t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (\text{MPa}) \quad (1.6)$$

Burada D eşdeğer dairesel kesit çapı, E_f LP kompozit elastisite modülü, t_f sargılama kalınlığı, n_f sargılanan LP kumaş katman sayısı, ε_{fe} efektif LP çekme şekildeğiştirme değeridir. Betondaki genişleme sonucu LP kompozitin çekme gerilmelerine maruz kalması durumundaki kopma şekildeğiştirme değerinin, direkt çekme yüklemesindeki şekildeğiştirmeden daha düşük olduğu deneysel çalışmalarda gözlemlendiği için efektif LP çekme şekildeğiştirme tanımı yapılmaktadır. Bu değer genel olarak LP kompozit çekmede kopma uzamasının (ε_{fu}) birden küçük bir faydalı şekildeğiştirme faktörü (κ_e) ile çarpılması ile hesaplamalarda göz önüne alınmaktadır. Literatürde farklı ampirik bağıntıların da önerildiği faydalı şekildeğiştirme faktörünün değeri, kullanılan LP kompozit özelliklerine ve deneysel koşullara oldukça bağlıdır. Bu nedenle farklı parametreler etkisi altında yeterli konservatifliği sağladığı öngörülen 0.55 değeri ACI 440.2R (2017)'de faydalı şekildeğiştirme faktörü olarak önerilmektedir. Ayrıca, kesme

etkisinin deprem davranışında etkili olduğu durumlarda betonarme eleman kesme bütünlüğünün korunması için 0.004 değeri, efektif LP kompozit çekme şekildeğiştirmesinin en büyük sınır değeri olarak ACI 440.2R (2017)'da önerilmektedir.

Yanal sargılama basıncı dairesel kesitli kolonlar için Denklem 1.6'da verilen ifade ile enkesit çapı (D) dikkate alınarak hesaplanmaktayken, köşeli geometrilere sahip kesitlerde en büyük iki köşe arası mesafe (kare ve dikdörtgen kesitlerde diyagonaller) eşdeğer enkesit çapı olarak kullanılmaktadır. Ayrıca, dairesel olmayan kesitlerde yanal sargılama basıncının düzgün dağılmaması durumu, sargılanmış beton en büyük şekildeğiştirmesi ve karşılık gelen basınç dayanımının hesaplanmasında kullanılan şekil etki faktörleri (κ_a ve κ_b) ile göz önüne alınmaktadır. Efektif sargılama alanı yaklaşımına bağlı olarak şekil faktörleri sırasıyla Denklem 1.7 ve Denklem 1.8'den hesaplanmaktadır. Denklemlerde yer alan efektif sargılı alanın beton kesit alanına oranı, (A_e/A_c) Lam ve Teng (2003b) tarafından önerilen geometrik yaklaşımlarla üretilmiş Denklem 1.9 ile elde edilmektedir.

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad (1.7)$$

$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^{0.5} \quad (1.8)$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right] \rho_l}{3A_g (1 - \rho_l)} \quad (1.9)$$

Bu denklemde h ve b enkesit boyutları, r_c kenar yuvarlatma çapı, A_g brüt kesit alanı ve ρ_s ise boyuna donatı oranıdır. Köşelerde gerilme yığılmasının ve LP sargıda boşluk oluşumunun engellenmesi için köşe yuvarlatma çapı en küçük 13 mm ile sınırlandırılmıştır. Kenar uzunluğunun ve kesit boyut oranının büyük olmasının sargılama etkinliğine olumsuz etkilerinin, konservatif olarak önerilen en büyük kenar boyutu 900 mm ve en büyük kesit oranı 1.5 limit değerleri ile engellenmesi amaçlanmıştır.

Deprem etkilerine karşı güçlendirme uygulamalarında LP sargılamanın kesit çevresinde sürekli olması önerilmektedir. Ayrıca sarılı bölgenin yüksekliğinin ACI 318 (2019)'e göre hesaplanan sargılama donatısı uygulama yüksekliğinden ve Denklem 1.10 ile hesaplanan

plastik mafsallık uzunluğundan (L_{pl}) daha düşük olmaması gerekmektedir. Plastik mafsallık uzunluğu boyuna donatı çapı ve akma dayanımı (d_{bl} ve f_y) ile LP sargılama başlangıcından en yakın yapısal elemana olan boşluğa (gap) bağlı olarak hesaplanmaktadır. En fazla 50 mm olarak bırakılabilen boşluk, LP kompozitin sargılama doğrultusuna dik doğrultuda herhangi bir etkiye maruz kalmaması için bırakılmaktadır.

$$L_{pl} = gap + 0.044 f_y d_{bl} \quad (SI) \quad (1.10)$$

1.2.1.2 CNR-DT 200 R1 (2013)

İtalya Ulusal Araştırma Kurumu (CNR) tarafından ilk olarak 2004 yılında yayımlanan bu tasarım dokümanı da mevcut binaların dıştan LP kompozitlerin yapıştırılması ile güçlendirme yöntemlerini kapsamaktadır. En son 2013 yılında yenilenen bu doküman, LP ile sargılanmış beton için geleneksel betonda kullanılan parabol-dikdörtgen basınç dağılımına uyarlanan parametreler önermekle beraber, daha ayrıntılı analizlerde göz önüne alınması için parabolik ve doğrusal bölgelerden oluşan gerilme-şekildeğiştirme malzeme modeli önermektedir. Sargılama etkinliği sonucu beklenen aksenal yük dayanımı ve süneklik artışının kesit analizleri ile belirlenmesinde kullanılacak sargılanmış beton için önerilen kapalı formdaki matematiksel ifadeler Denklem 1.11, 1.12 ve 1.13'te verilmiştir (Şekil 1.4b).

$$\frac{f_c}{f_{co}} = \begin{cases} \frac{a\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \\ 1 + b \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} & \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \end{cases} \quad (1.11)$$

$$a = 1 + \frac{f_{co} + E_2 \varepsilon_{co}}{f_{co}} \quad (1.12)$$

$$b = \frac{f_{co} + E_2 \varepsilon_{co}}{f_{co}} - 1 \quad (1.13)$$

Bu ifadelerde de yer alan doğrusal bölgenin rijitlik parametresi E_2 , Denklem 1.2 ile hesaplanabilmektedir. LP ile sargılanmış beton basınç dayanımı en büyük şekildeğiştirmesi en büyük şekildeğiştirmesi Denklem 1.14 ve Denklem 1.15'te verilen ampirik ifadelerden hesaplanmaktadır.

$$f_{cc} = f_{co} + 2.6f_{co} \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad (1.14)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.0035 + 0.015 \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}}} \quad (1.15)$$

Bu ifadelerde yer alan yanal sargılama basıncı (f_l), dairesel ve dikdörtgen kesitler için Denklem 1.16 ve 1.17 ile matematiksel olarak ifade edilen LP hacimsel sargılama oranına (ρ_f) bağlı olarak Denklem 1.18'den hesaplanmaktadır. LP hacimsel sargılama oranı hesabında yer alan b_f ve s_f parametreleri, LP sargılamanın eleman yüksekliğince şeritler olarak uygulanması durumunda sırasıyla şerit genişliği ve şerit aralığı parametreleri olup sürekli sargılama durumunda dikkate alınmamaktadır. LP kompozit tarafından yanal sargılama basıncı, sargısız beton dayanımının en az %5'i olacak şekilde ($f_l \geq 0.05f_{co}$) sınırlandırılarak beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin ikinci bölgesinin pozitif eğimli olmasının sağlanması amaçlanmaktadır.

$$\rho_f = \frac{4n_f t_f b_f}{D s_f} \quad (\text{Dairesel enkesit}) \quad (1.16)$$

$$\rho_f = \frac{2n_f t_f (b+h)b_f}{(bh)s_f} \quad (\text{Dikdörtgen Enkesit}) \quad (1.17)$$

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f \kappa_e E_f \varepsilon_{fe} \quad (\text{MPa}) \quad (1.18)$$

Süneklik artışı için yapılan tasarımlarda efektif LP şekildeğiştirmesi, en büyük LP kompozit çekme şekildeğiştirmesinin (ε_{fu}), çevresel etki katsayısı (η_a) ile çarpılması ve malzeme güvenlik faktörüne (γ_f) bölünmesi sonucu elde edilen değer olarak tasarımda dikkate alınmaktadır. Çevresel etki faktörü LP sargılamanın kullanılacağı ortam koşullarına göre belirlenmekte ve sargılama şeklinde uygulama için malzeme güvenlik faktörü 1.10 olarak önerilmektedir. İlgili katsayı ve faktörlere göre belirlenen efektif şekildeğiştirme değeri, en büyük LP kompozit çekme şekildeğiştirmesi değerinin 0.6 katı ile ($0.6\varepsilon_{fu}$) ayrıca sınırlandırılmaktadır.

CNR-DT 200R1 (2013) dokümanında şekil etki faktörü üç parametre göz önüne alınarak Denklem 1.19'den hesaplanmaktadır. Enkesit geometrisini dikkate alan şekil faktörü (κ_H) dışındakiler, sürekli olmayan sargılama şekil faktörü (κ_v) ve spiral olarak sargılama şekil

(κ_α) faktörüdür. Şekil faktörü sargılama tipine bağlı olarak aşağıdaki geometrik bağıntılar ile hesaplanmaktadır (Denklem 1.20, 1.21 ve 1.22).

$$\kappa_e = \kappa_H \kappa_V \kappa_\alpha \quad (1.19)$$

$$\kappa_H = 1 - \frac{(b - 2r_c)^2 + (h - 2r_c)^2}{3A_g} \quad (1.20)$$

$$\kappa_V = \left(1 - \frac{p'_f}{2d_{\min}} \right)^2 \quad (1.21)$$

$$\kappa_\alpha = \frac{1}{1 + (\tan \alpha_f)^2} \quad (1.22)$$

Bu ifadelerde p'_f şeritler halinde uygulama durumunda iki şerit arasında kalan boşluğun yüksekliği, d_{\min} kesit kenarlarından küçük olanının uzunluğu ve α_f ise spiral sargılama durumunda kesite uygulama açısıdır. Deprem etkilerine karşı güçlendirme amacıyla etkinliğinin en iyi olduğu bilinen sürekli sargılama durumunda, sadece enkesit geometrisi şekil faktörü göz önüne alınmakta, diğer faktörlerin değeri 1.0 olarak kabul edilmektedir. Önerilen ifadeler ile göz önüne alınan sargılama etkinliğinin, enkesit boyut oranı (h/b) 2.0'den küçük olan ve en büyük kenar boyutu 900 mm olan betonarme elemanlarda geçerli olduğu kabul edilmektedir. Bunlara ek olarak köşeli geometrilere köşelerin en az 20 mm çapla yuvarlatılması önerilmektedir.

1.2.1.3 TBDY (2018)

Ülkemizde binaların depreme dayanıklılığı ile ilgili bütün konuları kapsayan TBDY 2018'de, daha öncesinde ilk defa Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliği'nde (DBYBHY 2007) yer alan LP sargılama ile güçlendirme tasarım önerilerinin büyük bir çoğunluğu korunarak yer almaktadır. LP kompozitler ile sargılama sonucu sağlanan süneklik artışının analizlerde göz önüne alınabilmesi için hesaplama pratikliği yüksek iki doğrulu bir beton modelinin kullanılabileceği belirtilmektedir. Bu iki doğrulu model yaklaşımının matematiksel olarak ifade edilmiş hali Denklem 1.23' de verilmiştir (Şekil 1.4c).

$$f_c = \begin{cases} \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}} \varepsilon_c & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \\ f_{co} + \left(\frac{f_{cc} - f_{co}}{\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}} \right) (\varepsilon_c - \varepsilon_{co}) & \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (1.23)$$

İki doğrulu LP ile sargılanmış beton modelinde geçiş noktası, sargısız beton basınç dayanımına (f_{co}) ve $\varepsilon_{co}=0.002$ birim şekildeğiştirmesine karşılık geldiği kabul edilmektedir. LP ile sargılanmış beton basınç dayanımı (f_{cc}) ve en büyük şekildeğiştirme (ε_{ccu}) değerleri, İlki ve diğ. (2002, 2003 ve 2004) tarafından düşük ve normal dayanımlı beton test numuneleri üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışma sonuçlarından geliştirilen ampirik ifadelerden yeterli konservatiflik sağlanacak şekilde Denklem 1.24 ve Denklem 1.25'te verilen bağıntılardan hesaplanmaktadır.

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2.4 \frac{f_l}{f_{co}} \right] \quad (\text{MPa}) \quad (1.24)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 15 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.75} \right] \quad (1.25)$$

Efektif yanal sargılama basıncı (f_l), CNR-DT 200R1 (2013) dokümanı ile benzer şekilde hacimsel sargılama oranı ifadesine (Denklem 1.16 ve 1.17) bağlı olarak hesaplanmaktadır. TBDY (2018)'de efektif LP şekildeğiştirmesi (ε_{fe}), LP kompozit en büyük şekildeğiştirmesinin yarısı olarak ($0.5\varepsilon_{fu}$) göz önüne alınmaktadır. Farklı enkesit geometrileri için önerilen şekil faktörlerinin (κ_e) hesabı, Denklem 1.26'te yer alan bağıntılar ile yapılmaktadır. Sargılama etkinliğinin artırılması için en küçük köşe yuvarlatma çapı (r_c) 30 mm olarak önerilmekle beraber kesit kenar boyut oranı (h/b) en fazla 2.5 olarak sınırlandırılmaktadır. TBDY 2018 LP ile sargılama etkinliğinn sağlanması için ampirik ifadeden elde edilen sargılanmış beton basınç değerinin, sargılanmamış beton dayanımının en az 1.2 katı ($f_{cc} \geq 1.2f_{co}$) olacak şekilde LP sargılama tasarımının yapılması önerilmektedir.

$$\kappa_e = \left. \begin{cases} 1 & \text{Dairesel Kesitler} \\ b/h & \text{Elips Kesitler} \\ 1 - \frac{(b-2r_c)^2 + (h-2r_c)^2}{3bh} & \text{Dikdörtgen Kesitler} \end{cases} \right\} \quad (1.26)$$

1.2.2 LP Kompozitler ile Sargılanmış Kolon Doğrusal Olmayan Davranışı

LP kompozitler ile sargılanması durumunda beton malzemesinin şekildeğiştirme kapasitesindeki dikkate değer artış, deprem etkilerine karşı güçlendirme alanında çalışan araştırmacıların ilgisini çekmiş ve malzeme seviyesindeki çalışmalarla paralel olarak eleman düzeyinde LP kompozitlerin güçlendirme amaçlı kullanılabilirliği gerçekleştirilen çalışmalar ışığında incelenmiştir (Seible ve diğerleri, 1997; Saadatmanesh ve diğerleri, 1997; Iacobucci ve diğerleri, 2003; Harajli & Rteil, 2004; Bousias ve diğerleri, 2004; Sause ve diğerleri, 2004; Ilki ve diğerleri, 2009; Ozcan ve diğerleri, 2010). Başta yetersiz sargılama donatısı olmak üzere, çok sayıda yapısal yetersizliğe sahip sünek olmayan kolonların LP ile sargılanması sonucu; yapısal hasar gelişiminin sınırlandığı, kabuk betonu dökülmesi ve donatı burkulması gibi göçme öncesi hasarların sargılama rijitliğine bağlı olarak geciktirildiği ve bütün bu etkilerin sonucunda artan deformasyon kapasitesi ile sünek bir kolon davranışının elde edilebildiği, yapısal eleman düzeyindeki çalışmalar ile görülmüştür. Sargılanmış betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisindeki iyileşme ile doğrudan ilişkili olan bu sünek davranış, LP ile sargılamanın en efektif kolon güçlendirme yöntemleri arasında yer almasını ve güncel yönetmelikler tarafından da önerilen bir yöntem olmasını sağlamıştır. Yapılan çalışmalarda eğilme etkisinde başlangıç rijitliği ve dayanıma etkisi oldukça sınırlı olduğu görülen bu yenilikçi güçlendirme yöntemi ile sağlanan süneklik artışı (Bousias ve diğerleri, 2004; Ilki ve diğerleri, 2009), yapısal davranış karakteristiklerini (ör. kütle ve rijitlik) ve mimari kullanımı değiştirmeden deprem şekildeğiştirme taleplerinin karşılanabilmesi açısından hızlı bir biçimde uygulanacak güçlendirme yöntemi olarak ön plana çıkarmaktadır.

Güncel yönetmeliklerde mevcut binaların deprem davranışları açısından yetersizliklerinin belirlenmesi için doğrusal olmayan hesaplama yöntemleri veya doğrusal olmayan davranışın dikkate alındığı doğrusal hesaplama yöntemleri kullanılmaktadır. Bu hesaplama yöntemleri ile binanın deprem performansının belirlenebilmesi için yapısal eleman davranışlarının uygun şekilde modellenmesi ve olası bir deprem etkisi altında dayanım ve deformasyon taleplerinin yapısal davranışla beraber iyi düzeyde tahmin edilebilmesi gerekmektedir. Performansın yeterli konservatiflik ile belirlenmesi ve alınacak yıkım veya güçlendirme kararının ekonomik bir çözüm olması açısından kullanılacak eleman davranış modelleme yöntemleri oldukça kritik öneme sahiptir. Uygulama pratikliği açısından yönetmeliklerde yer alan yığılı plastik davranış veya sonlu uzunluktaki uç bölgelerinde yayılı plastik davranış modelleme yaklaşımlarında uygun malzeme modellerinin göz önüne

alınması ile oluşturulan doğrusal olmayan eleman davranışlarının, analitik olarak yapısal davranışın tahmini ve performansın belirlenmesi açısından yeterli olmaktadır. Kullanılan malzeme modellerinin yanı sıra yapısal hasarın yoğunlaşmasının beklendiği bölgenin yüksekliği olarak göz önüne alınan plastik mafsal boyu, yapısal elemanların modellenmesinde diğer bir kritik parametre olarak mühendislerinin karşısına çıkmaktadır.

Önceki başlıklarda belirtilen sargılı beton modellerinin LP ile sargılanmış kolonların modelleme parametrelerinin belirlenmesinde kullanılması ile doğrusal olmayan eleman davranışları güçlendirilmiş binanın sayısal modeline tanımlanabilmektedir. LP ile sargılı beton modellerindeki parametreler için önerilen konservatif sınırlamaların, kolonların modellenmesindeki diğer güvenli tarafta kalan yaklaşımlar ile birlikte dikkate alınması sonucu aşırı konservatifik durumu söz konusu olabilmekte ve güçlendirmenin etkinliğinin sınırlanması ile birlikte ekonomikliği tartışılabilir çözümlere neden olabilmektedir. Özellikle betonarme elemanlar için de tartışma konusu olan plastik mafsal uzunluğu gibi parametrelerin LP ile sargılanmış kolonlar için daha fazla belirsizliğe neden olması, teorik esaslı modelleme yaklaşımlarının yerine doğrusal olmayan davranış parametrelerinin direkt olarak tahmin edildiği ampirik modelleme yaklaşımlarına olan eğilimi arttırmaktadır. Son yıllarda LP ile sargılanmış kolonların doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesine yönelik çalışmalardan (Biskinis & Fardis, 2013; Grammatikou ve diğerleri, 2018; Alvarez ve diğerleri, 2018; Li & Harries, 2018; Harries K. , 2021), ASCE 41 ve Eurocode 8-3 gibi modern performans değerlendirme dökümanları için ampirik modelleme yaklaşımlarının geliştirilmesine yönelik çaba açıkça görülebilmektedir.

Özellikle doğrusal olmayan hesaplamalarda sağladığı pratiklik ve belirli bir deformasyon bileşeni yerine direkt olarak eleman kapasitelerine yönelik sağladığı tahminler nedeniyle, literatürde LP ile sargılı kolonların doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde ampirik modelleme yaklaşımlarına olan eğilim artmaktadır. Tahmin performansları geliştirildikleri deneysel veritabanına bağlı olan bu ampirik modellerde, yeterli güvenli değerlendirme kriterleri ve kriterlerin konservatifik düzeyleri istatistiksel olarak belirlenebilmektedir. Ampirik modellerden elde edilen tahminlerin yetersizlik olasılıkları ve deneysel veri dağılımları arasındaki ilişki, ampirik modelleme yaklaşımlarının değerlendirilmesinde göz önüne alınmaktadır.

1.3 Tez Çalışmasının Amacı

LP kompozitler ile kolonların sargılanması güçlendirilme yönteminin, standard-altı olarak tanımlanan ve depremlerde sünek olmayan davranış sergileyerek göçme durumu gözlemlenen betonarme binaların deprem performanslarının iyileştirilmesine yönelik etkinliğinin incelenmesi bu tez çalışmasının ana amacını oluşturmaktadır. Bu ana amaç doğrultusunda gerçekleştirilen deneysel, analitik ve istatistiksel çalışmalar neticesinde ulaşılmaya çalışılan hedefler;

- Standart-altı betonarme yapıların yetersizliklerine sahip bir test binasında göçme durumunun deneysel olarak gözlenmesi
- Sünek olmayan kolonlarda hasarın gelişiminin ve test binasının sünek olmayan global davranışın irdelenmesi
- Standart-altı test binasının davranışında etkili olan deformasyon bileşenleri göz önüne alınarak yapısal davranışın analitik olarak elde edilmesi ve tahmin başarısının değerlendirilmesi
- Sünek olmayan kolonların LP ile sargılanması ile güçlendirilmesi sonucu hasarın gelişiminin ve davranıştaki iyileşmenin irdelenmesi
- Standart-altı test binasının ve güçlendirilmiş test binasının deneysel davranışlarının karşılaştırılması ve davranış karakteristiklerinin tartışılması
- Mevcut tasarım yönetmeliklerinin LP ile sargılanmış beton modelleri göz önüne alınarak doğrusal olmayan eleman davranışının modellenmesi ve elde edilen tahminlerin tartışılması
- LP ile sargılanmış test kolonları veritabanı oluşturularak, LP ile sargılanmış beton modeline dayanan modelleme yaklaşımının değerlendirilmesi ve davranış modelleme parametrelerine yönelik ampirik modelleme yaklaşımlarının geliştirilmesi

olarak sıralanmaktadır.

1.3.1 Tez Çalışmasının Ana Hatları

Tez çalışması süresince belirtilen genel amaç ve hedeflere ulaşmak doğrultusunda gerçekleştirilen çalışmaların sonuçlarının, akademik alanda standard-altı binaların davranışına ve kolonların LP ile sargılanması güçlendirme yönteminin etkinliğine yönelik önemli bulgular sağlaması ile birlikte, bu güçlendirme yönteminin mühendislik

uygulamalarında kullanımının yaygınlaşmasına katkı sağlaması beklenmektedir. Altı ana bölüm altında sunulan bu kapsamlı tez çalışmasının bölümlerinin içeriği aşağıdaki paragraflarda sırasıyla özetlenmiştir:

Birinci bölümde öncelikle kolonların LP kompozitler ile sargılanması ile ilgili kavramlar, uygulama yöntemleri ve detayları gibi tez konusu ile ilgili temel bilgiler sunulmuştur. Eleman sünekliğindeki artış ile doğrudan ilişkili olan LP ile sargılanmış beton davranışı temel hatlarıyla açıklanmış, üç farklı teknik dökümandaki LP ile sargılanmış beton modelleri sunulularak güçlendirme yönteminin güncel tasarım ve yapısal hesaplamaları için davranış modelleme yaklaşımlarına değinilmiştir.

İkinci bölümde tez kapsamında gerçekleştirilen çalışmalara yön veren literatürden önemli çalışmaların özetleri sunulmuştur. LP ile sargılanmış kolonlar üzerine gerçekleştirilen deneysel çalışmalar ile başlayan bölümde, literatürde sınırlı sayıda gerçekleştirilen tam ölçekli betonarme bina testleri içeren çalışmalar ile ilgili önemli bilgilere yer verilmiştir.

Gerçekleştirilen tam ölçekli bina deneylerinin bütün detaylarının aktarılmaya çalışıldığı üçüncü bölüm, deney alanı ile ilgili genel bilgiler ve gerçekleştirilen ön hazırlıklar ile başlamaktadır. Test binalarının teknik özellikleri ve yapısal yetersizlikleri, kolonların LP ile sargılanarak güçlendirmesine yönelik tasarım ve uygulama süreçleri, test ve ölçüm düzenekleri ile ilgili detaylar kapsamlı bir şekilde verilmiştir. Deneyler süresince gerçekleştirilen yapısal hasarların gelişimine yönelik gözlemler ve test binalarından toplanan ölçüm verilerinden elde edilen davranış ilişkileri birlikte değerlendirilerek, güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş test binalarının deneysel davranışları üzerinden performansları incelenmiştir.

Test binalarının deneysel davranışlarının tahmini için gerçekleştirilen analitik çalışmalar dördüncü bölümde sunulmuştur. Analitik çalışmalarda kullanılan bina sayısal modeli ve gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizler hakkında önemli bilgiler verilmiştir. Güçlendirilmemiş binanın kolon davranış modellemesinde göz önüne alınması gereken deformasyon bileşenleri değerlendirilerek, analitik davranışın tahmin başarısı iyileştirilmeye çalışılmıştır. Birinci bölümde verilen teknik dökümanların tasarıma yönelik LP ile sargılı beton modelleri güçlendirilmiş binanın kolonlarının modellemesinde dikkate

alınmış ve elde edilen analitik davranışın deneysel davranışlar ile karşılaştırılması ile bu modelleme yaklaşımının tahmin başarısı irdelenmiştir.

Dördüncü bölümde güçlendirilmiş test binasının analitik davranış değerlendirilmesi neticesinde, LP ile kolonların sargılanması sonucu elde edilen süreklilik artışının daha verimli olarak göz önüne alınabildiği davranış modelleme yaklaşımının geliştirilebilirliği beşinci bölümde araştırılmıştır. Literatürden derlenen LP ile sargılı kolon (geliştirme ve deneme) veritabanları üzerinde gerçekleştirilen istatistiksel değerlendirmeler sonucu, deneysel davranışlara göre tahmin başarısı daha iyi olan modelleme yaklaşımı ve parametreleri önerilmiştir. Uygulamada güçlendirme tasarımlarının değerlendirilmesinde kullanılacak önerilen modelleme yaklaşımına uygun hasar sınırları da güncel yaklaşımlarına göre belirlenmiştir.

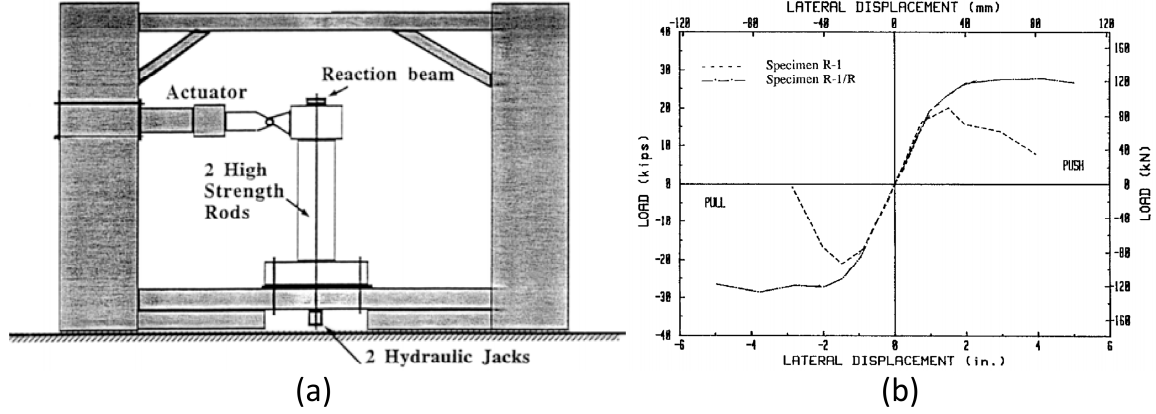
Altıncı bölüm tez çalışmasının son bölümünü oluşturmaktadır. Üçüncü, dördüncü ve beşinci bölümlerde gerçekleştirilen çalışmalar, elde edilen önemli sonuçlarla birlikte altıncı bölümde özetlenmiştir. Gerçekleştirilen çalışmaların kapsamı göz önüne alınarak gelecek bilimsel çalışmalara yönelik önerilerde bulunulmuştur.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

Betonarme kolonların LP kompozitler ile sargılanmasının sonucunda eleman doğrusal olmayan davranışında meydana gelen iyileşmenin araştırılması amacıyla çok sayıda deneysel ve analitik çalışma gerçekleştirilmiştir. LP kompozitler ile sargılanmanın kolon eleman kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisine etkisi literatürde çoğunlukla yarı-statik yatay ve sabit düşey yükler etkisi altında gerçekleştirilen deneysel çalışmalar ile incelenmiştir. Farklı betonarme kolon davranış parametrelerinin araştırıldığı bu çalışmalarda ortaya konulan LP kompozitler ile sargılanmanın etkinliği, bu uygulama pratikliği yüksek güçlendirme yönteminin mühendislik uygulamalarında yaygın olarak kullanılmasına yön vermiştir. Bu nedenle literatür araştırmasında öncelikle LP kompozitler ile sargılanmış kolon elemanların doğrusal olmayan davranışlarının incelendiği çalışmalara öncelikle yer verilmektedir. Daha sonrasında ise tez kapsamında gerçekleştirilen tam ölçekli bina deneylerinin teorik ve deneysel altyapısının hazırlanmasında incelenen, farklı araştırma amaçlarına yönelik gerçekleştirilmiş tam ölçekli bina deneylerine ait bilgiler ve temel bulgular sunulmuştur.

2.1 LP Kompozitler ile Güçlendirilmiş Betonarme Kolon Eleman Deneyleri

Saadatmanesh ve diğerleri (1997) deprem hasarına uğramış betonarme kolonların tamir edilip Karbon Lifli Polimer kompozitler (KLP) ile sargılanarak güçlendirilmesi durumunun, tersinir tekrarlı yatay yükleme altındaki kolon davranışına etkisini deneysel olarak incelemiştir (Şekil 2.1). Test numuneleri sünek olmayan kolonları temsil etmesi amacıyla yetersiz sargılamaya ve boyuna donatı bindirmesine sahiptir. Çalışmanın ana değişkenleri; kolon enkesit geometrisi, boyuna donatı oranı ve donatı bindirme ek detayları olarak belirlenmiştir. Referans numunelerden yetersiz bindirme ekine sahip kolonlarda boyuna donatılarda aderans kaybına bağlı erken dayanım kaybı söz konusu olurken, sürekli donatılı test kolonlarında kesme tipi güç tükenmesi gözlenmiştir. Hasar sonrası tamir edilip güçlendirilmiş sürekli donatılı test kolonları düşük yük seviyelerinde daha büyük yerdeğiştirmeler yaparken, yetersiz bindirme eki nedeni ile referans testlerinde erken dayanım kaybı gözlemlenen test kolonlarının KLP sargılama ile güçlendirilmesi durumunda davranışında daha büyük yatay rijitlik ile birlikte daha yüksek eğilme dayanımına ulaşılmıştır. Deney sonuçları KLP kompozitler ile sargılanarak güçlendirmenin hasarlı kolonların süneklikleri ile birlikte yetersiz bindirme ekinin bulunduğu kolonlarda eğilme dayanımlarının da kayda değer bir biçimde iyileştirilebildiğini göstermiştir.



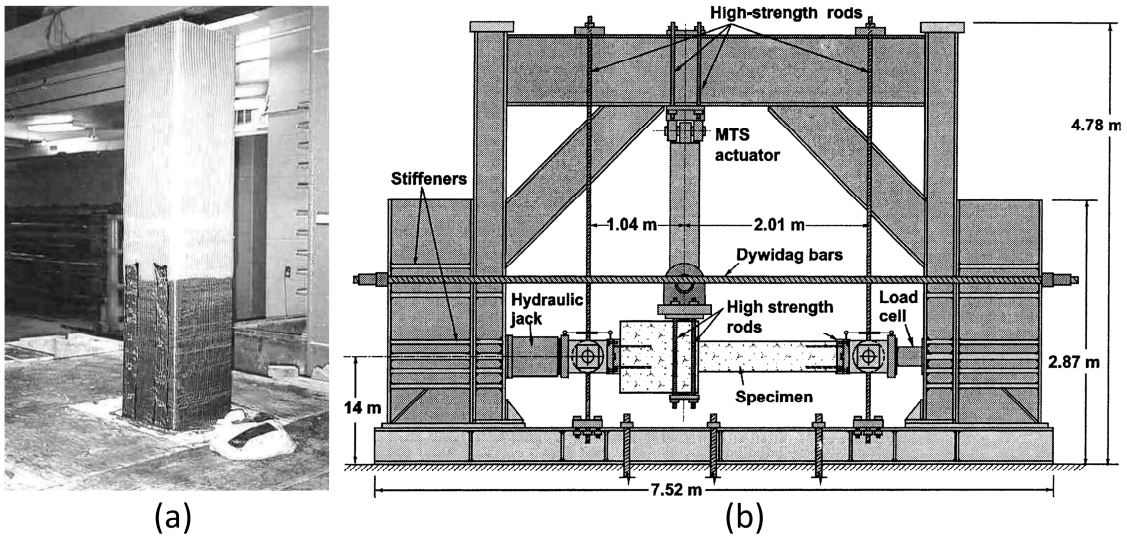
Şekil 2.1: a) Konsol kolon test düzeneği b) Referans ve onarıp güçlendirilmiş kolon davranışı iskelet eğrileri (Saadatmanesh ve diğerleri, 1997).

Seible ve diğerleri (1997) gerçekleştirdikleri deneysel ve analitik çalışmalar ile betonarme kolonların LP kompozitler ile sargılanmasına yönelik basit tasarım yaklaşımı geliştirmişlerdir. Güçlendirilen test numuneleri yetersiz kolonları temsil eden; düşük kesme dayanımlı, yetersiz sargılama donatılı ve kısa bindirme ekleri bulunan betonarme kolonlardır. Önerilen tasarım yaklaşımının yeterliliği gerçekleştirilen deneysel çalışmalar ile doğrulanmıştır. Farklı yapısal yetersizliklere sahip 6 adet kolon, referans ve LP kompozitler ile güçlendirilmiş numuneler olarak teste tabi tutulmuştur. Geçmiş çalışmalarında inceledikleri çelik levhalar ile sargılanmış betonarme kolonlar ile yaptıkları karşılaştırma sonucunda, LP kompozitler ile sargılanmış kolonlarda en az çelikle sargılanmış kolonlar kadar davranışta iyileşmenin gözlemlendiğini belirtmişlerdir.

Iacobucci ve diğerleri (2003) Karbon ve Cam lifli polimer kompozitler (KLP ve CLP) ile kare kesitli betonarme kolonların güçlendirilmesinin ve onarımının yapısal davranış açısından uygunluğunu araştırmışlardır (Şekil 2.2). Deneysel çalışmanın ana değişkenleri; LP sargılama katman sayısı, kolonların ön hasar durumu ve eksenel yük seviyesidir. Testler depremi temsil eden tersinir tekrarlı yükleme ve sabit eksenel yük altında gerçekleştirilmiştir. Onarılan kolonlar LP sargılama ile güçlendirme öncesi boyuna donatılarda akma ve kabuk betonunda dökülme başlangıcına kadar test edilmiş ve güçlendirme sabit eksenel yük altında uygulanmıştır. Deneysel çalışmaların sonuçları, LP sargılama ile betonarme kolonları güçlendirmenin süneklik ve enerji sönmeme özelliğini geliştirerek deprem davranışını iyileştirdiğini ortaya koymuştur. Onarılan kolonlarda söz konusu yapısal ön hasarın seviyesine bağlı olarak, LP sargılama ile deprem davranışının iyileştirilebildiği belirtilmiştir. Kolonların davranışına yüksek eksenel yük seviyesinin

olumsuz etkisi, plastikleşme bölgelerinde daha fazla LP sargılama katman sayısı ihtiyacını arttırmıştır. Sonuç olarak hasarın ileri düzeylerde olduğu kolonların onarımında veya yüksek eksenel yüke maruz kolonların güçlendirilmesinde LP sargılama katman sayısının artırılması gerektiği araştırmacılar tarafından belirtilmiştir.

Harajli ve Rteil (2004) sadece düşey yüklere göre tasarlanmış binalardaki betonarme kolonların KLP sargılama ile güçlendirilmesi durumunda deprem performanslarını deneysel çalışma ile incelemişlerdir. Çalışmanın ana değişkenleri donatı oranı ve hacimsel KLP sargılama oranıdır. Düşey yüklere göre tasarlanmış kolonların plastik mafsallık bölgelerinin sargılanması sonucu, deformasyon kapasiteleri ve yerdeğiştirme sünekliklerindeki artışı sağlayan mekanizmaların belirlenmesine katkıda bulunulmuştur. Güçlendirme uygulamasında tek yönlü KLP şeritler tek bir geniş şerit olarak veya bir geniş şerit artı üç eşit genişlikte şerit şeklinde uygulanmıştır. Güçlendirilmemiş test kolonlarının alt uçlarında meydana gelen kabuk betonu ezilmesi ve devamındaki dökülmeler nedeni ile önemli düzeyde dayanım kaybı gözlenmiştir. Plastik mafsallık bölgesindeki KLP sargılama, donatı bindirme ekindeki kenetlenmeyi iyileştirerek daha sünek ve kararlı bir davranış elde edilmesini sağlamıştır. KLP sargılamalar üzerinde sıyrılmaya veya kopmaya gözlenmemiştir. Güçlendirilmiş kolonlarda donatıların kenetlenme performansının iyileşmesi ile plastik mafsallık bölgesinde eğilme çatlakları ve taban kesitinde ayrılma çatlakları oluşmuş, güçlendirilmemiş test kolonlarına göre daha sınırlı beton hasarı gözlenmiştir.



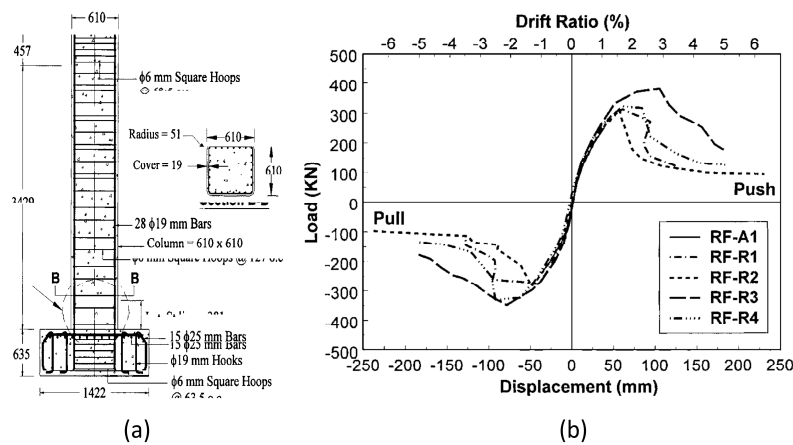
Şekil 2.2: a) Güçlendirilmiş test kolonu b) Deney düzeneği (Iacobucci ve diğerleri, 2003).

Bousias ve diğeri (2004) LP sargılamayla standart-altı kolonların güçlendirilmesi ile birlikte, donatı korozyonu varlığının güçlendirilmiş kolon davranışına etkisini gerçekleştirdikleri dikdörtgen kesitli kolon testleriyle incelemiştir. LP sargılamasının etkinliğinin dairesel ve kare kesitli kolonlarda iyi düzeyde bilinmesine rağmen, dikdörtgen kesitli kolonlardaki etkinliğinin sınırlı sayıda çalışmadan dolayı yeterince araştırılmadığını belirtmişlerdir. Kolonların hasarsız olarak güçlendirilmesi ile birlikte akma ötesinde ön hasara sahip olması durumunda güçlendirilmesi de çalışma kapsamında araştırılmıştır. Test kolonları kuvvetli ve zayıf eksenlerine göre iki farklı yükleme doğrultusunda test edilmiştir. Kolon donatılarındaki korozyon nedeniyle donatı kesit alanı kaybının söz konusu olduğu test kolonlarının eğilme dayanımları beklenenden daha düşük çıkmasına rağmen, histeretik davranışlarda ve deformasyon kapasitesinde korozyon kaynaklı bir azalma meydana gelmemiştir. Ön hasarları onarılan kolonlarda ise hasarsız durumdaki testlere göre daha hızlı dayanım kaybı ve daha düşük deformasyon kapasiteleri gözlenmiştir. Bu durumun hasar oluşturmak için uygulanan ön testlerde aşırı kalıcı beton hasarının meydana gelmesi ve bu nedenle onarıp güçlendirme durumunda LP sargılamayı yeterince aktifleştirecek beton kesitindeki genişlemenin sağlanamaması sonucunda kaynaklandığını belirtmişlerdir. Özellikle kuvvetli eksen etrafında eğilen kolon testlerinde bu durum beton basınç bölgesinin sınırlı olması nedeni ile daha fazla gözlenmiştir. Karbon lifli polimer sargılama ile eşit derecede yanal rijitliğe sahip cam lifli polimer sargılamasının sonucunda, kolonlarının birbirlerine oldukça yakın performanslar sergilediği de yapılan deneyler sonucunda belirlenmiştir.

Sause ve diğeri (2004) sünek olmayan kare kesitli kolonlarda KLP kompozit sargılamasının etkinliğini deneysel ve analitik olarak gerçekleştirdikleri çalışmalar ile incelemiştir. KLP katman sayısının enine sargılama şekildedişirmesine ve en büyük beton basınç gerilmesine olası etkisi nedeni ile betonarme kolonların deprem performanslarında etkili olduğunu belirtmişlerdir. Eleman eğrilik kapasitesinin sargılama şekildedişirme limitinden önce beton basınç şekildedişirme kapasitesi tarafından kontrol ettiği belirlenmiş ve bu doğrultuda bir tasarım yaklaşımı önerilmiştir. Deneysel ve analitik çalışmalar sünek olmayan kolonların plastik mafsallık bölgesinin KLP kompozitler ile sargılanmasının, eleman dayanım ve yatay rijitlik karakteristiklerinde önemli bir artışa neden olmadan deformasyon kapasitesini büyük oranda geliştirdiğini ortaya koymuştur. Sargılama kalınlığının artması ile birlikte deformasyon kapasitesinde artış gözlenmiştir. Güçlendirilmiş kolonların davranışının elde edilebilmesi için beton aksel şekildedişirme

kapasitesinin bilinmesine ihtiyaç olduğu belirtilmiştir. Şekildeğiştirme kapasitesindeki artışın, sargılama yanal şekildeğiştirmesinin sınırlanması ile oluşan yeterli yanal sargılama basıncı ile sağlandığı sonucuna varılmıştır.

Haroun ve Elsanadedy (2005) yetersiz boyuna donatı bindirme ekli köprü kolonlarının ölçeklendirilmiş modelleri üzerinde deneysel çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Testlerde sargılama kalınlığının etkisi, tasarıma esas LP kopma şekildeğiştirmesi ve betonarme kolon davranış türleri araştırılmıştır (Şekil 2.3). Kolonlarda güçlendirme tasarımı LP sargılamanın 0.001 yanal şekildeğiştirmesine göre minimum 2 MPa yanal sargılama basıncı sağlanması amacıyla belirlenen kalınlığın 1.5 katı olacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Test kolonlarının gerekli süneklik sınırlarını sağlamakta başarısız olduğu belirtilmiştir. Kare kesitli kolonların tamamı düşük sünekliklerde yetersiz bindirme ekindeki sıyrılma nedeni ile dayanım kaybı yaşarken, sargılama nedeni ile herhangi bir beton basınç hasarı gözlenmemiştir. Deney sonuçlarına göre yetersiz bindirme ek ve yetersiz sargılama donatısının, kabuk betonunun erken dökülmesi ile birlikte bindirmeli boyuna donatıların ankrajının yitirilmesine neden olduğu belirtilmiştir. Dikdörtgen kesitli test kolonlarında sargılama etkinliğinin köşe bölgelerinde en fazla olduğu ve kenar ortalarında sargılamanın betondaki genişleme nedeniyle dışarı doğru deforme olduğunu gözlemlemişlerdir. Bu nedenle sargılama sonucunda gerekli dayanımın bindirmeli eklerde sağlanamadığı ve bunun sonucunda hedeflenen süneklik artışına ulaşamadığı belirtilmiştir. LP kompozitler ile sargılamanın etkinliğini sağlamak için kesitlerin dairesel veya eliptik kesitlere dönüştürülmesinin daha iyi sonuçlar sağlayacağı sonucuna varılmıştır.



Şekil 2.3: a) Test kolonu boyutları ve donatı detayı b) Test kolonlarının davranış iskelet eğrileri (Haroun ve Elsanadedy, 2005).

Galal ve diğeri (2005) tarafından farklı enine donatı oranlarına sahip kısa betonarme kolonların LP kompozitler ile güçlendirilmesi durumunda deprem performanslarının değerlendirilmesi için bir deneysel çalışma yapılmıştır. Kolon testleri sabit eksenel yük ve çift eğrilikli çevrimsel yatay yük altında gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmanın ilk serisindeki test kolonlarının özellikleri Kanada yönetmelik kuralları ile uyumlu iken ikinci serideki test kolonları yönetmelikler ile uyumsuzdur. Test kolonlarının güçlendirilmesinde hedefler; kesme dayanımının artırılması ve kolon uçlarında plastik mafsalları oluşturularak gevrek kesme güç tükenmesinin önlenmesidir. Deneysel parametreler olarak lifli ankraj kullanımı, enine donatı miktarı ve sargılanan LP kompozit miktarı göz önüne alınmıştır. Deney sonuçları betonarme kısa kolonların kesme ve enerji sönümleme kapasitesinin iyileştirilmesi için, LP kompozit ankrajların betonarme kolon sargılama karakteristiklerinin geliştirilmesine yönelik kullanılabileceğini göstermiştir. Yazarlar karbon lifli polimer ankrajlar ile daha yüksek enerji sönümleme kapasitesi artışı sağladığını belirtmektedirler. Kısa kolonların güçlendirilmesi amacıyla karbon lifli polimer sargılama ve karbon lifli polimer ankrajların birlikte kullanılması durumunun en uygun güçlendirme yöntemi olduğu vurgulanmıştır.

Memon ve Sheikh (2005) farklı eğilme kapasitelerine sahip betonarme kolonlarda LP kompozitler ile sargılamanın etkinliğini araştırmışlardır. Yetersiz sargılama donatısına sahip 8 adet kolon sabit eksenel yük ve tersinir tekrarlı yükleme altında test edilmiştir. Cam lifli polimer kompozitler (CLP) ile sargılamanın hasarsız ve ön hasarlı durumlarda etkinliği de çalışma kapsamında değerlendirilmiştir. Bu doğrultuda kolonların bir tanesi referans, iki tanesi belirli bir yükleme seviyesine kadar ön hasarlı ve 5 tanesi de farklı eksenel yük seviyeleri ile birlikte farklı CLP sargılama miktarları ile test edilmiştir. Deney sonuçları kesit ve eleman bazında davranışın sargılama ile iyileştirilebildiğini göstermektedir. CLP sargılamanın elemanın sünekliği ve enerji sönümleme kapasitesi ile birlikte kesme ve eğilme dayanımlarının da geliştirdiğini belirtmişlerdir. Plastik mafsalları bölgesindeki geniş aralıklı enine donatıların yetersizliğinin CLP sargılama ile giderilebileceği ve güncel yönetmelik kurallarına göre tasarlanmış betonarme kolonların davranışı ile benzer eleman davranışlarının elde edilebileceği sonucu çıkarılmıştır. Bunlara ek olarak ön hasarlı kolonların CLP ile sargılanması sonraki davranışının, söz konusu ön hasarın seviyesine bağlı olduğu belirtilmiştir.

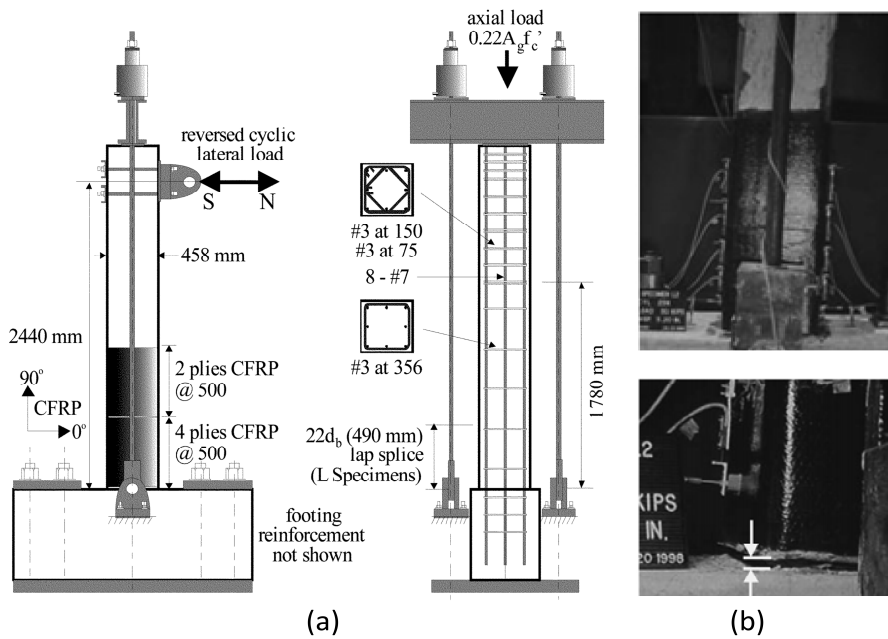
Haroun ve Elsanadedy (2005) diğer bir araştırmalarında yapısal yetersizliklere sahip ½ ölçekli köprü kolonlarının güçlendirilmesine yönelik bir çalışma gerçekleştirmiştir. Tersinir tekrarlı çift eğrilikli eğilme ve sabit aksenal yük altında test edilen 14 kolonun yarısı dairesel yarısı dikdörtgen kesitlidir. Sargılamada cam ve karbon lifli kompozitler kullanılmıştır. Çalışmada hasarsız olarak güçlendirilmiş kolonların davranışı ile birlikte yatay yük dayanım kaybına kadar yüklenmiş kolonların onarılması ve daha sonra güçlendirilmesi durumunda davranış incelenmiştir. Referans kolonlarında düşük süneklikle birlikte yatay yük kapasitesinde hızlı düşme gözlenmekteyken, LP kompozitler ile sargılanmış dairesel ve dikdörtgen kolonlarda sünek bir davranış elde edilmiştir. Güçlendirilmiş bütün test kolonlarında gevrek kesme güç tükenmesi modu, sünek eğilme güç tükenmesi moduna dönüştürülmüştür. Onarılarak güçlendirilmiş test kolonlarının davranışlarında ise göreceli bir iyileşme gözlenmiştir.

Harries ve diğerleri (2006) bindirme eki yetersizliği nedeni ile sünek olmayan davranış sergileyecek şekilde tasarlanmış kolonların KLP kompozitler ile sargılanarak güçlendirilmesini araştırmışlardır. Test edilen beş kolonun üç tanesi yetersiz bindirme ekli, iki tanesi ise bindirme eksiz olarak üretilmiştir. Her iki kolon setinde bir adet referans numunesi bulunmaktadır. Güçlendirme için bindirme ekinin üzerindeki bölgeye, bindirme eki bölgesine uygulanan KLP sargılama kalınlığından daha düşük kalınlıkla sargılama uygulanmıştır. Testler sonucunda güçlendirilmiş kolonların artan deformasyonlara rağmen aksenal yük taşıma kapasitelerini korudukları gözlemlenmiştir. KLP sargılamanın bindirme ekindeki boyuna donatılarında şekildeğişirme değerlerini sınırladığını belirtmişlerdir. Bunun sonucunda dıştan KLP sargılamanın bindirme ekinin kapasitesinin, eleman eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlayacak şekilde arttırdığı ortaya konulmuştur. Eleman eğilme kapasitesinde sağlanan bu artış kolonların süneklik kapasitesinde boyuna donatılardaki büyük sıyrılmalar nedeni ile daha sınırlı olarak gözlenmiştir. Büyük deformasyon seviyelerinde oluşan çatlaklar nedeni ile bindirme eklerinde sıyrılmaların başladığı belirtilmiştir (şekil 2.4).

Ghosh ve Sheikh (2007) yetersiz bindirme ekli betonarme kolonların, KLP kompozitler ile sargılanması ile dayanım ve sünekliğinin arttırılmasının araştırılması amacıyla deneysel çalışma gerçekleştirmişlerdir. Altı adet dairesel kesitli ve altı adet dikdörtgen kesitli olmak üzere toplam on iki adet konsol kolon numunesi sabit aksenal yük ve tersinir tekrarlı yatay yük altında test edilmiştir. Test kolonlarında ana değerkenler enine donatı miktarı ve

eksenel yük seviyesidir. Kolonlar bindirme eki ve üzerindeki 140 mm yüksekliğindeki bir bölge boyunca sargılanmıştır. KLP kompozitler ile sargılanmış kolonlarda eğilme dayanımının, yerdeğiştirme sünekliğinin ve enerji sönümlenme kapasitesinin kayda değer bir şekilde iyileştirildiği gözlemlenmiştir. Yüksek aksel yük seviyelerinde sünekliğin ve enerji sönümlenme kapasitesinin önemli oranda azaldığı belirtilmiştir. Yüksek oranda sargılamayla donatı sıyrılma çatlaklarının önlenildiği ve bindirme ekindeki donatıların davranışlarının iyileştirilebildiği ortaya konulmuştur. Araştırmacılar KLP sargılamının dairesel kesitli kolonlarda, dikdörtgen kesitli kolonlara göre daha efektif olduğunu gözlemlemiştir.

Breña ve Schlick (2007) karbon ve aramid lifli kompozitler ile sargılanmış, kısa donatı bindirme ekli ve geniş enine donatı aralığına sahip betonarme kolonların davranışını incelemiştir. Farklı sargılama türlerine ve farklı aksel yük seviyesine sahip altı adet dairesel kesitli konsol kolon numunesi test edilmiştir. Bindirme eki bölgesinin 35 mm üzerine kadar uzanan tek parça LP kompozit sargılama uygulanmıştır. Test sonuçları kısa bindirme ekli dairesel kolonların, LP kompozit sargılamalar ile davranışlarının iyileştirilebileceğini göstermiştir. LP kompozitler ile sargılama sonucunda boyuna donatıların akmaya ulaşabildiği ve kolonların eğilme dayanımlarına erişerek orta süneklik seviyelerine (4-5) kadar davranışlarını devam ettirebildiği gözlemlenmiştir. Artan öteleme



Şekil 2.4: a) Test kolonlarının şematik görünüşleri b) Güçlendirilmiş kolon test sonucu görünümü (Harries ve diğerleri, 2006).

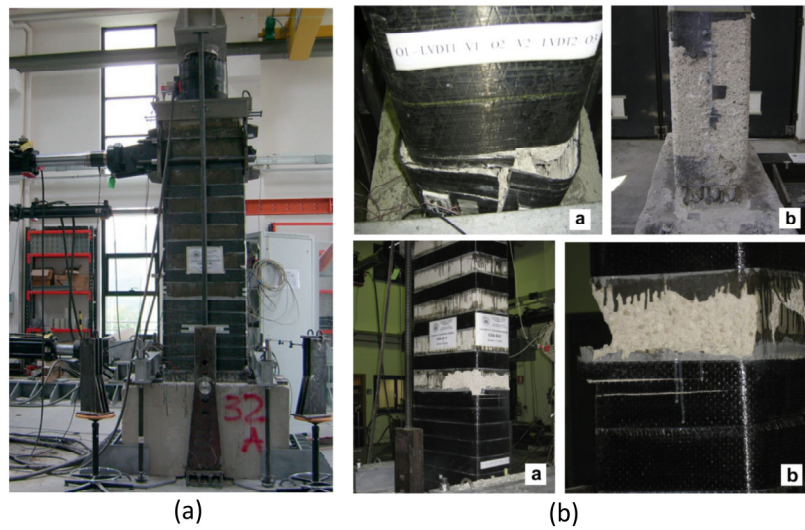
adımları ile LP kompozit sargılama üzerindeki yanal şekildeğişirmelerin artışının, sargılamanın sıyrılma çatlaklarının oluşmasının engelleme yeteneğinin bir göstergesi olduğunu belirtmişlerdir. Araştırmacılar LP kompozitler ile sargılamanın doğrusal olmayan çevrimsel davranıştaki sıkışmayı azalttığını, bu nedenle de sargılanmış kolonların daha yüksek enerji sönümlene özellikleri sergileyebildiğini belirtmektedir.

ElGawady ve diğerleri (2010) 1971 öncesi inşa edilmiş köprü kolonlarını temsil eden yapısal yetersizliklere sahip kolonların davranışını ve LP kompozitler ile güçlendirmenin etkinliğini deneysel olarak araştırmışlardır. 0.40 ölçekli toplam 8 adet test kolonunun iki tanesi referans, 5 tanesi KLP kompozitler ile güçlendirilmiş ve bir tanesi ise çelik mantolama ile güçlendirilmiştir. Dikdörtgen kesitli olan test kolonlarının kesit boyut oranları 1.5 ve 2.0'dir. Referans kolonlarda bindirme ekinde göçme ile birlikte boyuna donatılarda düşük çevrimsel yorulma gözlemlenmiştir. KLP kompozitler ile güçlendirilmiş kolonlarda ise bindirme ekinde göçme gerçekleşmezken, boyuna donatılardaki yorulma ile kolonlarda dayanım kaybı yaşanmıştır. Uygulanan güçlendirme ile yetersiz özelliklere sahip betonarme kolonların yerdeğiştirme sünekliği, enerji sönümlene yeteneği ve eşdeğer viskoz sönüm özelliklerinin iyileştirilebildiği belirtilmiştir. Bununla birlikte KLP sargılama miktarındaki artış ile test kolonlarının performansının da iyileştiği gözlemlenmiştir.

Realfonzo ve Napoli (2012) LP kompozitler ile sargılanmış yüksek kesit boyut oranlı dikdörtgen kolonların davranışlarını incelemişlerdir (Şekil 2.5). 300x700 mmxmm kesit boyutlarına sahip (~2.3 kesit boyut oranı) 9 adet konsol kolon test edilmiştir. KLP kompozit sargılama kolonlarda 2 ve 4 katman şeklinde uygulanmıştır. İki test kolonunun alt ucuna soğukta şekillendirilmiş çelikten üretilmiş çerçeve yerleştirilmiş ve temele ankraj edilmiş cıvatalara bağlı L korniyerler bu çerçeveye kaynaklanarak eğilme dayanımında artış hedeflenmiştir. Testlerde yüksek kesit boyut oranına rağmen KLP sargılamanın kabuk betonunun dökülmesini ve devamında beklenen donatı burkulmasını geciktirdiği gözlemlenmiştir. Çelik ankraj ve L korniyerler ile desteklenmiş numunelerde hedeflendiği gibi eğilme dayanımında artış elde edilmesine rağmen bir test kolonunda ankrajların temel betonundan sıyrılarak çıkması sonucunda süneklik hedefinin sağlanamadığı belirtilmiştir. Bununla birlikte araştırmacılar en büyük KLP şekildeğiştirmesinin %0.269 olarak ölçüldüğünü ve bu değer KLP kompozit sağlayıcı tarafından belirtilen kopma uzaması değerinin 1/3'üne karşılık geldiğini belirtmişlerdir.

Wang ve diğeri (2017) yüksek aksel yüküne maruz yapısal yetersizliklere sahip betonarme kolonların LP kompozitler ile sargılanması sonucu davranışının incelenmesi üzerine deneysel araştırma gerçekleştirmişlerdir. 9 tanesi KLP kompozitler ile sargılanarak güçlendirilmiş toplam 11 kolon sabit aksel kuvvet ve tersinir tekrarlı çevrimsel yük altında test edilmiştir. Farklı aksel yük seviyelerine sahip kolonlardan %45 aksel yük seviyesine maruz kolonlarda KLP sargılama sonucu en iyi performans iyileşmesi gözlemlendiği belirtilmiştir. Bununla birlikte en yüksek aksel yük seviyesine sahip (%75) kolonlarda davranış, süneklik ve enerji sönmüleme açısından iyileşmiş ve güncel yönetmeliklere uygun tasarlanmış kolonlara göre çok daha iyi performans gözlemlenmiştir. KLP sargılama katman sayısı ve aksel yük oranının efektif eleman rijitliklerine etkisinin de oldukça sınırlı olduğu belirtilmiştir. Elde edilen deneysel sonuçlar üzerinde yapılan sayısal çalışmalar ile ilgili rijitliklerin tahminine yönelik ampirik modeller önerilmiştir.

Ghate ve diğeri (2016) LP kompozitler ile sargılanarak güçlendirilmiş enkesit boyut oranı 2 olan dikdörtgen kesitli tam ölçekli kolonların doğrusal olmayan davranışlarını incelemiştir. 300x600 mmxmm enkesit boyutlarına sahip test kolonlarının 3 tanesi %20 ve 3 tanesi %35 olmak üzere iki farklı aksel yük seviyesi ile birlikte tersinir tekrarlı yükleme altında test edilmiştir. Test kolonları her bir aksel yük seviyesi için referans kolonu ve iki adet KLP ile sargılanmış (1 ve 2 kat) kolonlardan oluşmaktadır. Deneysel sonuçlarına göre her iki aksel yük seviyesi içinde KLP sargılama ile kayda değer bir



Şekil 2.5: a) Güçlendirilmiş kolon testi b) Farklı güçlendirilmiş kolonlarında test sonucu hasar durumu (Realfonzo ve Napoli, 2012).

süneklik artışı sağlanarak kolonların sismik performansı iyileştirilmiştir. Güncel tasarım dökümanlarının LP kompozitler ile sargılama sınırı olan 1.5 enkesit boyut oranlarını sağlamayan test kolonlarında bu seviyede süneklik artışının gözlenmesi özellikle vurgulanmıştır. Tasarım yönetmeliklerinde önerilen modelleme yaklaşımları ile gerçekleştirilen analitik çalışmalar ışığında, söz konusu analitik yaklaşımların güvenli tarafta kalan fakat LP kompozitler ile sargılamanın etkinliğini tam olarak yansıtamayan tahminler sağlandığı belirtilmiştir.

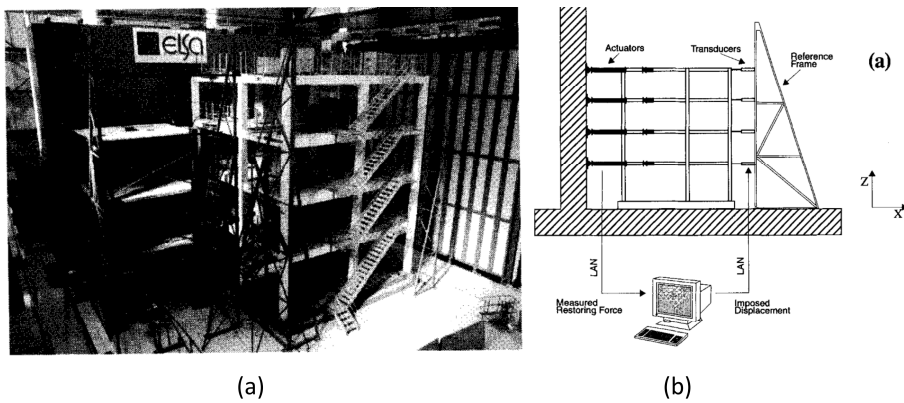
2.2 Tam Ölçekli Bina Testleri

Negro ve diğerleri (1996), Avrupa Yapısal Değerlendirme Laboratuvarı'nda (ELSA) gerçekleştirdikleri çalışmada tam ölçekli dört katlı betonarme binayı yarı dinamik yatay yüklemeye altında test etmişlerdir (Şekil 2.6). Planda 10x10 m boyutlarına sahip bina her iki doğrultuda iki açıklıktan meydana gelmektedir. Birinci kat 3.5 m, diğer katlar ise 3 m yüksekliğindedir. Binanın her bir kattaki düşey taşıyıcılarının tamamı 400x400 ve 450x450 mmxmm kare enkesitli kolonlardan oluşmaktadır. Test binası yeterli davranış karakteristiklerine sahip olacak şekilde yönetmeliklere uygun olarak tasarlanmıştır. Testlerde uygulanan yarı-dinamik yüklemelerin en büyük genlikleri, tasarımda göz önüne alından spektral yer ivmesi 0.3g değerinin 0.4 ve 1.5 katları olacak şekilde uygulanmıştır. Deneysel süresince yapının global davranışı ile birlikte yapısal elemanlarda hasar ve deformasyonların gelişimi takip edilmiştir. Deneysel sonuçları göz önüne alınan tasarım yaklaşımlarının ve deneysel çalışmalar öncesinde gerçekleştirilen doğrusal olmayan davranış tahminlerinin, test binasının deneysel davranışı ve yapısal elemanlarda hasarın gelişimi ile oldukça uyumlu olduğunu göstermiştir.

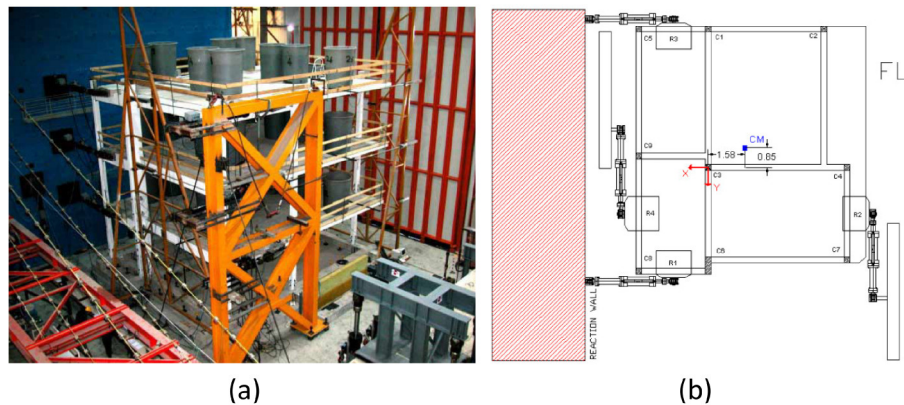
ELSA'da gerçekleştirilen diğer bir çalışmada Negro ve diğerleri (2004), Avrupa'da deprem tehlikesinin söz konusu olduğu ülkelerdeki düşey yüklere göre tasarlanmış mevcut betonarme yapıların yetersizliklerini taşıyan ve çeşitli düzensizliklere sahip olan 3 katlı bir binayı laboratuvar ortamında inşa ederek düşey yükler ve yarı-dinamik yatay yüklemeye altında test etmişlerdir (Şekil 2.7). Test yapısının düşey taşıyıcıları her katta 250x250 mmxmm kare kesitli 8 adet kolon ve 1 adet 250x750mm boyutlarında dikdörtgen kesitli kolondan oluşmaktadır. Düşey taşıyıcıların yerleşimi nedeni ile binada burulma düzensizliği söz konusudur. Beton karakteristik basınç dayanımı yaklaşık 25 MPa olan yapıda, 450 MPa akma dayanımına sahip donatı çelikleri kullanılmıştır. Test binasının kat yüksekliği 3 m olup, her iki doğrultuda 3 ila 6 m arasında değişen uzunluklara sahip iki

açıklık bulunmaktadır. Test binası depremi benzeştiren yarı-dinamik yatay yükleme altında test edilerek, farklı ivme düzeylerine (0.02g – 0.2g) karşılık gelen yüklemelerde yapısal elemanlardaki hasarın gelişimi gözlenmiştir. Uygulanan depremi temsil eden yüklerin görece düşük olmasına ve burulma düzensizliğinin sınırlı olmasına rağmen binada burulma modlarının etkileri nedeni ile düşey taşıyıcı elemanlardaki hasar ileri seviyelerde gerçekleşmiştir. Gerçekleştirilen tam ölçekli deneyler ve ilgili analitik çalışmalar ile yeni binaların tasarım kuralları için önemli sonuçlar elde edilmiştir.

Balsamo ve diğerleri (2005) yönetmelikler ile uyumlu olarak tasarlanmış 4 katlı betonarme test binasını depremi temsil eden yarı-dinamik yükleme altında test etmişlerdir. Test binasının plandaki boyutları 4.0 x 11.3 m, ilk katın yüksekliği 3.5 m ve diğer katlarının yüksekliği 3 m'dir. Düşey taşıyıcıları her bir katta 4 adet 400x250 mm, 2 adet 1000x250 mm dikdörtgen ve 1000x500x250 mm boyutlarında L kesitli kolonlardan oluşan test binası önce tasarım depremi ile uyumlu yatay yükleme, daha sonra



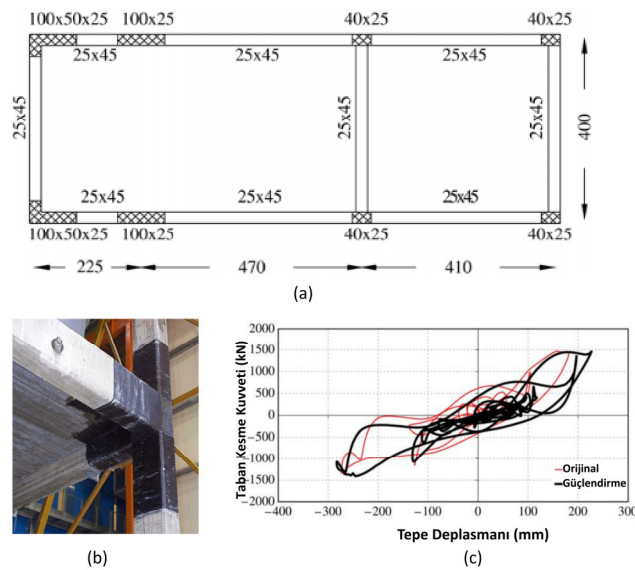
Şekil 2.6: a) Test binası b) Yarı-dinamik yükleme düzeni ve çalışma prensibi (Negro ve diğerleri, 1996).



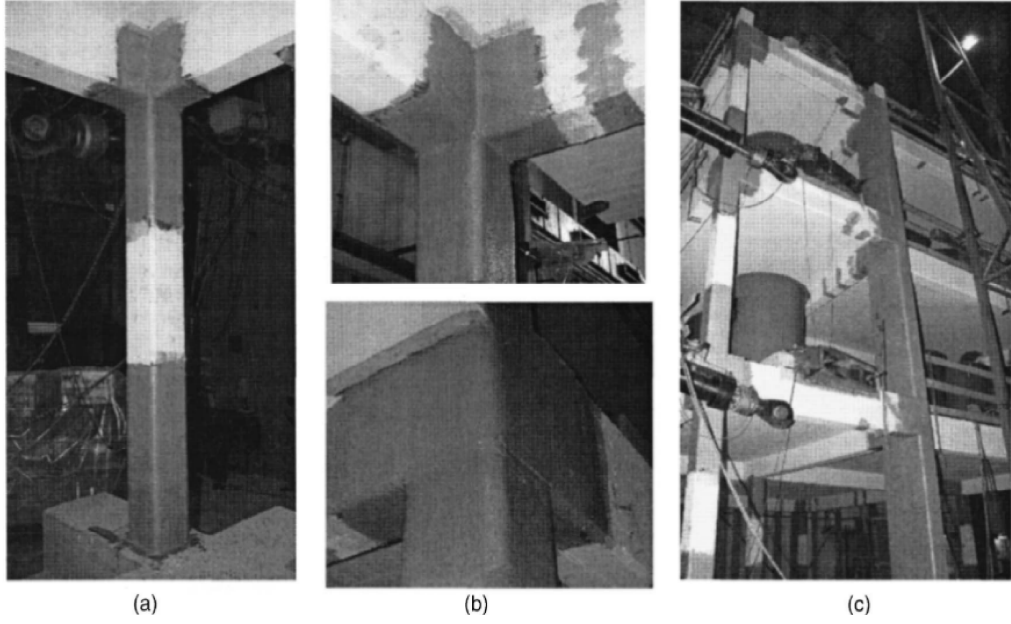
Şekil 2.7: a) Test binası b) Planda test düzeni ile rijitlik ve kütle merkezleri (Negro ve diğerleri, 2004).

bu yüklemenin 1.5 katı büyüklüğünde yükleme uygulanarak test edilmiştir. Hasar gören taşıyıcı sistem elemanları onarılmış ve karbon lifli polimer kompozitler ile güçlendirilmiştir. Güçlendirilmiş test binası tekrardan benzeri seviyede yatay yükleme altında test edilmiştir (Şekil 2.8). Deneylede hasarları onarılıp karbon lifli polimerler ile güçlendirilen binada tasarım depreminin 1.5 katı büyüklüğündeki yatay yüklemde bile orta seviyede hasar gözlemlenmiştir. Güçlendirilen yapının orijinal yapı ile eşdeğer dayanım özellikleri ve yüksek deformasyon kapasitesine sahip olduğu görülmüştür.

Di Ludovico ve diğerleri (2008a ve 2008b), Negro ve diğerleri (2004) tarafından gerçekleştirilen çalışmadaki hasarlı test binasını tekrar test etmişler ve taşıyıcı sistem elemanlarını önce onarıp sonra cam lifli kompozitler kullanarak güçlendirmişlerdir. Öncelikle 0.20 g ivme düzeyinde yarı-dinamik yatay yükler altında tekrar test edilen tam ölçekli test binasının taşıyıcı elemanlarında hasarın daha fazla ilerlediği gözlemlenmiştir. Taşıyıcı elemanlarda oluşan yapısal çatlaklar epoksi enjeksiyonuyla, beton hasarları ise yüksek dayanımlı harç ile tamir edilmiştir. Tamir edilen yapısal elemanlardan kolonlarda süneklik artışı, kolon kiriş bileşimlerinde kesme kapasitesi artışı ve rijitliği yüksek kolonda kesme kapasitesi artışı için cam lifli polimer kompozitler kullanılmıştır (Şekil 2.9). Çalışmanın sonucunda gerçekleştirilen onarım ve güçlendirme işleminin genel bina davranışına ve yapısal elemanlardaki hasarın oluşumuna etkisi değerlendirilmiştir. Onarılıp güçlendirilen bina 1.5 kat daha yüksek seviyede yatay yüklemeye maruz bırakılmasına rağmen hasar güçlendirme öncesi binaya göre oldukça sınırlı kalmıştır.

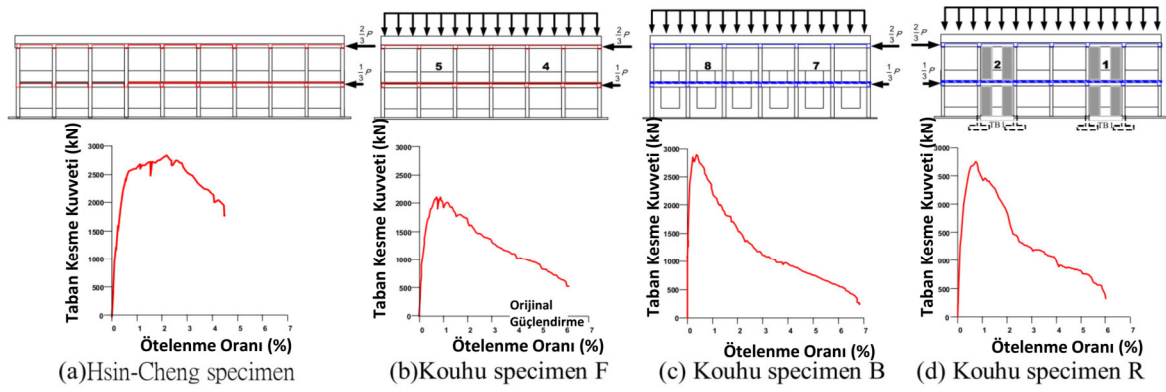


Şekil 2.8: a) Test binası planı b) Güçlendirilmiş kolon, kiriş ve bileşim bölgesi c) Orijinal ve güçlendirilmiş binaların davranışları (Balsamo ve diğerleri, 2005).



Şekil 2.9: a) Kolonların güçlendirilmesi b) Kolon-kiriş bileşim bölgesi güçlendirilmesi c) Güçlendirilmiş test binası (Di Ludovico ve diğerleri, 2008).

Yi-Hsuan ve diğerleri (2006) Tayvan'daki geçmiş depremlerde ağır hasar görmüş tipik okul yapılarının davranışlarını ve olası güçlendirme yöntemlerinin etkinliğini incelemek amacıyla 4 tane tam ölçekli bina deneyi gerçekleştirmişlerdir. Test edilen binalar iki farklı okul yapısına ait olup, bu okullar belirli akslarından mekanik olarak ayrıştırılarak test edilecek bina kısımları elde edilmiştir. Deneysel çalışmalarda tek yönlü artımsal itme yatay yükü test binalarına uygulanmıştır. Yükleme çerçeveleri okul yapılarının ayrıştırılması sonucu kalan kısımların çelik elemanlar kullanılarak rijit çerçevelere dönüştürülmesi ile oluşturulmuştur. Birinci okula ait test numunesi iki katlı ve planda üç sınıf bölümünden oluşurken, ikinci okula ait test numuneleri iki katlı ve her katta iki sınıf bölümünden oluşmaktadır. 240x240 ve 360x360 mmxmm arasında değişen kare kesit geometrilerine sahip kolonlarda, pencereler nedeni ile kısa kolon oluşumu söz konusudur. Bu nedenle güçlendirme olarak ikinci okul yapısından elde edilen iki binada kısa kolon oluşumlarını giderecek şekilde yığma ve betonarme olmak üzere iki güçlendirme türü uygulanmıştır. Uygulanan statik artımsal itme yüklemesi sonucunda orijinal binalarda hasarın gelişimi gözlenmiş ve binaların yatay yük ile yerdeğiştirme kapasiteleri belirlenmiştir. Güçlendirme uygulanan binalarda ise yatay yük dayanımında ciddi artış yaşanmasına rağmen uygulanan güçlendirmenin gevrek kesme güç tükenmesine neden olduğu ve süneklik ile birlikte enerji sönümlenme açısından yetersiz olduğu belirtilmiştir (Şekil 2.10).

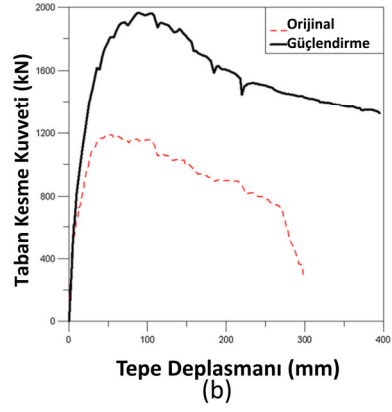


Şekil 2.10: a) Birinci okula ait test binasının davranışı b) İkinci okula ait test binasının davranışı c) Yığma ile güçlendirilmiş test binası davranışı d) Betonarme ile güçlendirilmiş test binası davranışı (Yi-Hsuan ve diğerleri, 2006).

Bir önceki çalışma ile paralel olarak Tayvan da okul yapılarının farklı yöntemler ile güçlendirmesi üzerine tam ölçekli binalarda deneysel çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalarda da mevcut okul binalarından ayrıştırılarak oluşturulmuş test binaları benzer yatay statik itme yüklemesi altında test edilmişlerdir. Chung ve diğerleri (2014) okul binalarının genelde hasar gördüğü uzun doğrultuya dik olarak bulunan dolgu duvarların ön ve arka yüzeyinde, birbirlerine ankrajlar ile bağlı kısmi betonarme kolonlar dökülerek oluşturulan kompozit sandviç güçlendirmenin etkinliğini incelemişlerdir. Uygulanan güçlendirme sonucunda tipik okul binalarının hasar gördükleri doğrultularda davranışlarının dayanım, rijitlik ve süneklik açısından iyileştiği deney sonuçlarından gözlemlenmiştir (Şekil 2.11). Gerçekleştirilen analitik çalışmalarda göz önüne aldıkları modelleme yaklaşımları ile orijinal ve güçlendirilmiş bina davranışları sayısal olarak yeterli yakınlıkta tahmin edilebilmiştir. Hsiao ve diğerleri (2015) ise gerçekleştirdikleri deneysel çalışmalarda geleneksel betonarme mantolama ile güçlendirmenin okul binalarının davranışlarına etkisini incelemişlerdir. Deneysel sonuçlar kısa kolon oluşumunun neden olduğu kesme güç tükenmesinin betonarme mantolama ile güçlendirmenin etkinliğini sınırladığını göstermiştir. Yerinde tam ölçekli bina deneylerinden elde edilen sonuçlar, Tayvan (TEASPA) ve Amerika Birleşik Devletleri (ASCE 41) mevcut bina değerlendirme teknik dokümanlarında önerilen doğrusal olmayan modelleme ve statik itme analizi yöntemleri ile elde edilen analitik sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. ASCE 41'e göre yapılan analizlerde oldukça konservatif sonuçlar elde edilirken, TEASPA'ya göre yapılan analizlerde daha kabul edilebilir sayısal sonuçlar elde edildiği belirtilmiştir (Şekil 2.12).



(a)



(b)

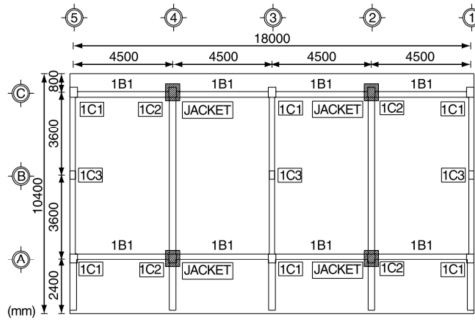


(c)

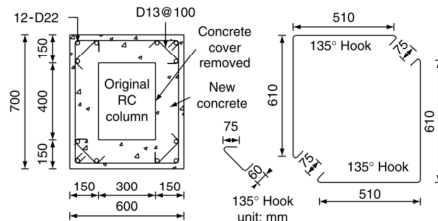


(d)

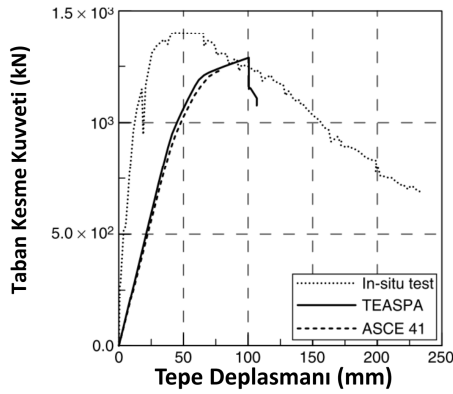
Şekil 2.11: a) Kompozit sandviç güçlendirme b) Orijinal ve güçlendirilmiş bina davranışı c) Güçlendirilmemiş kolonlarda kesme güç tükenmesi d) Güçlendirilmiş binanın yatay yük kapasitesinde hasar durumu (Chung ve diğerleri, 2014).



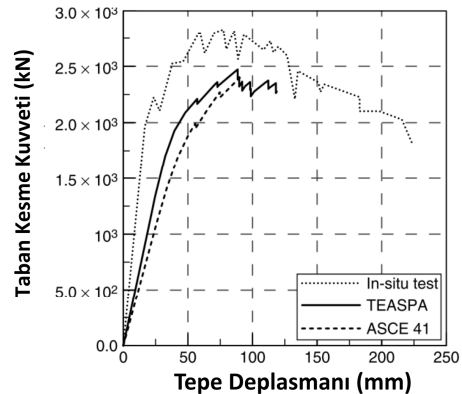
(a)



(b)



(c)



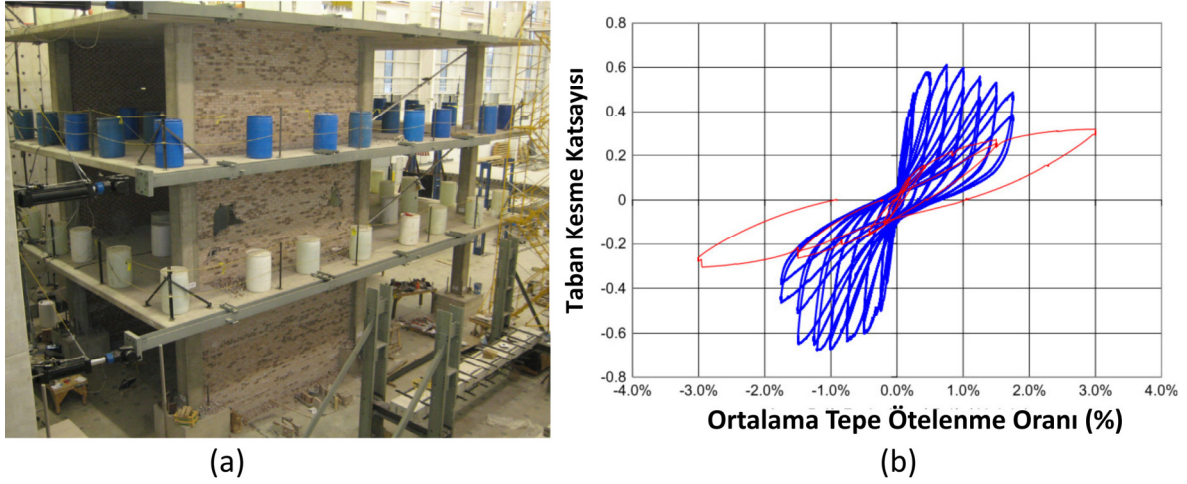
(d)

Şekil 2.12: a) Test binasının planı b) Betonarme mantolama detayları c) Orijinal bina deneysel ve analitik davranışları d) Güçlendirilmiş bina deneysel ve analitik davranışları (Hsiao ve diğerleri, 2015).

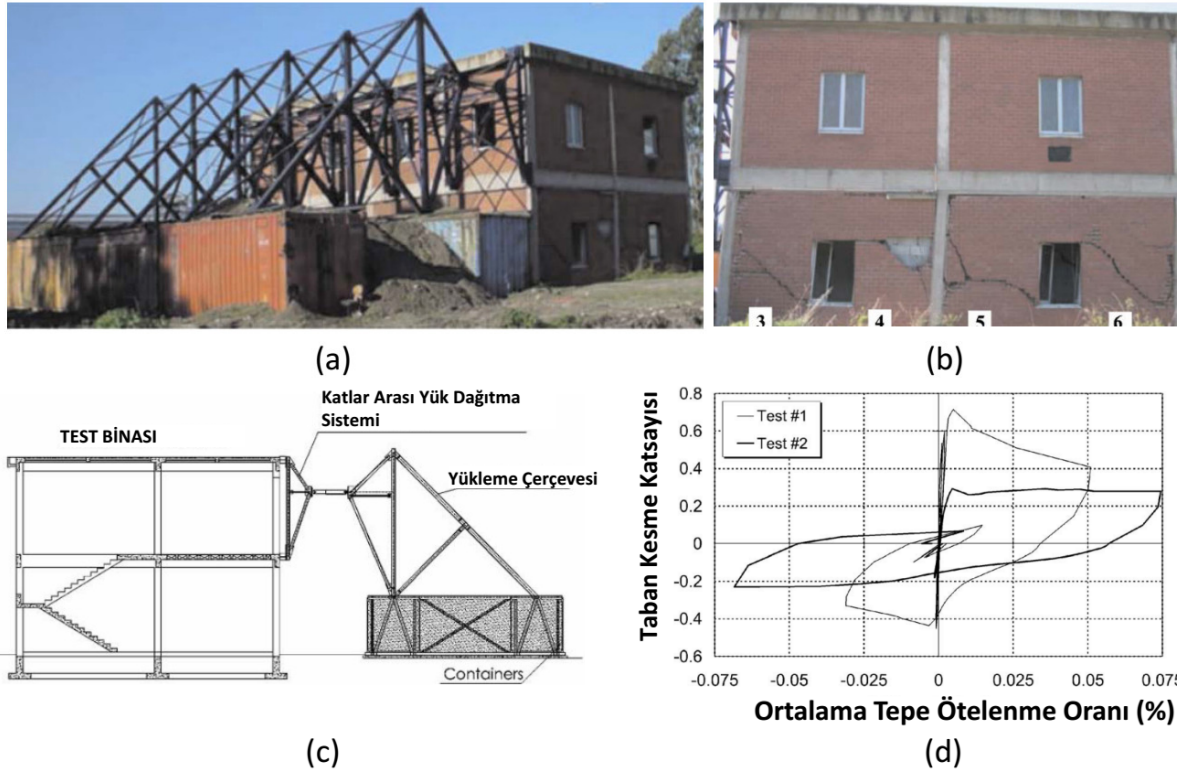
Pujol ve Fick (2010) gerçekleştirdikleri tam ölçekli bina testlerinde dolgu duvarların yapı davranışına olası etkilerini incelemişlerdir. Deneysel göz önüne alınan test binası sadece düşey yükler göz önüne alınarak tasarlanmış kirişsiz döşemeli bina olup düşey taşıyıcıların tamamı 455x455 mmxmm kare kesitli kolonlardan oluşmaktadır. Dört katlı binanın plandaki boyutları 15.25x9.15 mxm olup, 3.05 m kat yüksekliğine sahiptir. Beton basınç dayanımı kolonlarda ortalama 25.5 MPa, donatı akma dayanımı ise 455 MPa'dır. Test binası 0.62 kN/m² ilave yayılı düşey yükler ile yüklenmiş olup, yatay yük yarı statik tersinir-artımsal yük çevrimleri şeklinde uygulanmıştır. Duvarsız binanın testi yaklaşık %2.8 tepe öteleme oranında son kat kolonlarından birinde meydana gelen zımbalama güç tükenmesi nedeni ile yerdeğiştirmeler sıfırlanarak sonlandırılmıştır. Test binasına daha sonrasında yükleme doğrultusunda duvar/kat alanı yaklaşık %0.27 olacak şekilde dolu tuğlalardan dolgu duvarlar örülmüştür. Duvarlı test binasına uygulanan daha sık adımlı ve tekrarlı çevrimsel yatay yükleme sonucunda taban kesme kuvveti dayanımının %100, rijitliğin ise %500 arttığı gözlemlenmiştir (Şekil 2.13). Dolgu duvarlı yapı yatay yük kapasitesini yaklaşık %1.5 tepe ötelemesine kadar korumuştur. Deneysel çalışma düzlem dışı etkilerin ve kolonlarda kesme güç tükenmesinin gözlenmemesi durumunda, dolgu duvarların görece kat ötelemelerini sınırlandırmasının beklendiğini ortaya koymaktadır.

Della Corte ve diğerleri (2008) 1980'lerin başında inşa edilmiş olan betonarme-yığma bina üzerinde tersinir tekrarlı yatay yükleme uygulayarak tam ölçekli bina deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Deneysel çalışmada özellikle merdivende ve yığma duvarlarda ağır hasar oluşana kadar yükleme yapılmış, daha sonra gerekli tamir işlemleri yapılarak yığma duvarlar tekrar inşa edilmiş ve yakın yüzeye yerleştirilen lifli polimer donatılar ile güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Planda 18.50x12.00 mxm dikdörtgen geometriye sahip iki katlı yapının toplam yüksekliği 8.95 m'dir. Her bir katta 300x300 mmxmm kare enkesitli kolon düşey taşıyıcı betonarme elemanlara sahip bina dışlı döşemeli sistemle inşa edilmiştir. Kat kirişleri yaklaşık 600 mm derinliğe sahip olduğundan binada zayıf kolon-güçlü kiriş mekanizması söz konusudur. Bununla birlikte kolonlar 8 mm çaplı 200 mm aralıklı yetersiz enine donatıya sahiptir. Birinci kat ve ikinci kat arasında geçiş sağlayan merdivenlerin yapı geometrisine göre boyutları nedeniyle davranışta önemli etkisinin olduğu düşünülmektedir. Gerçekleştirilen deneylerin sonuçları yığma duvarlarda %0.5-%1.5 öteleme oranları arasında ağır hasarın oluştuğunu göstermiştir (Şekil 2.14). Yakın yüzeye yerleştirilen lifli polimer donatılar duvarların göçme modunu diagonal çekme çatlamaından, düzlem içi kayma güç tükenmesine dönüştürmüştür. Yapılan analitik

çalışmalarda betonarme kolonlar, merdiven ve yığma duvar bileşenlerinin katkılarının birlikte göz önüne alınması durumunda yapı davranışının yeterli düzeyde tahmin edilebileceği gösterilmiştir.

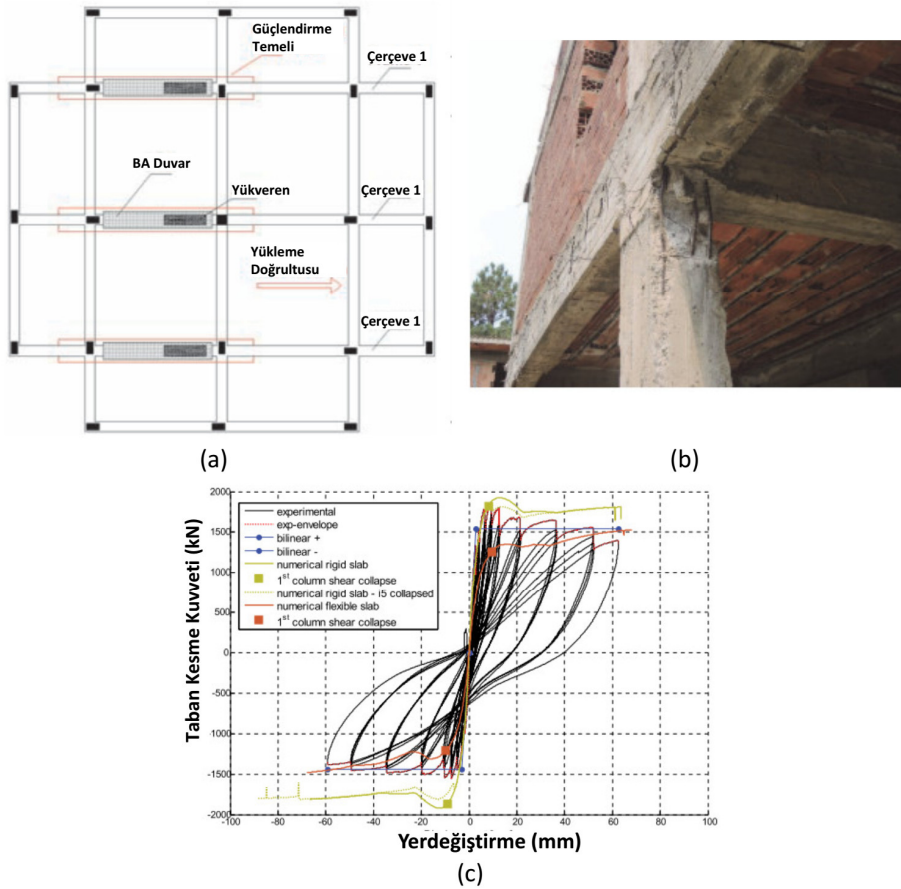


Şekil 2.13: a) Test binası deney sonu görünümü b) Duvarlı ve duvarsız bina davranışlarının karşılaştırması (Pujol ve Fick, 2010).



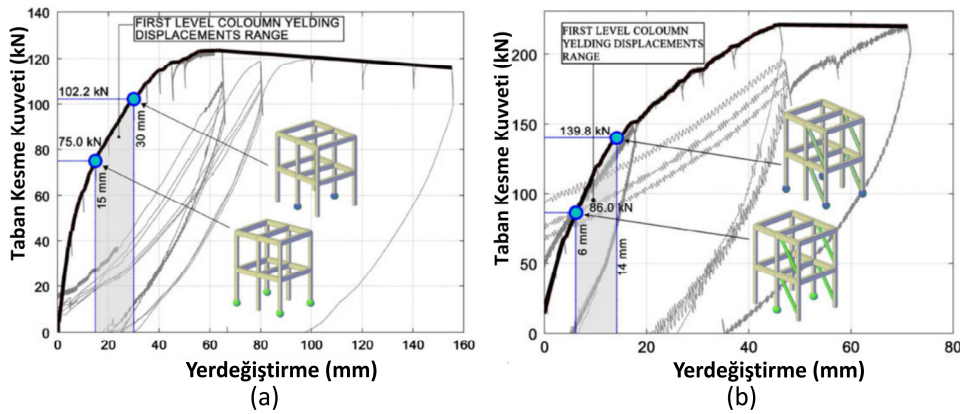
Şekil 2.14: a) Test binası b) Birinci deney sonunda test binası c) Yükleme sistemi d) Birinci ve ikinci test sonuçlarının karşılaştırılması (Della Corte ve diğerleri, 2008).

Peloso ve diğeri (2017) İtalya'nın Sicilya bölgesindeki mevcut binaların davranışını araştırmak amacıyla gerçekleştirilen proje kapsamında, 1980'li yıllarda inşa edilmiş dolgu duvarlı betonarme bina üzerinde tam ölçekli bina testi gerçekleştirmişlerdir. Birinci kat yüksekliği 3.70 m, ikinci kat yüksekliği 3.20 m olan bina planda 20x20 m boyutlarındadır. Tersinir tekrarlı artımsal yatay yük çevrimlerinin test binasına etkilmesi için yükleme doğrultusundaki bina akslarına içten rijit betonarme duvarlar inşa edilmiş ve bu duvarların altındaki temeller öngörülen reaksiyon kuvvetlerine göre güçlendirilmiştir. Deneysel süresince yapısal elemanlar ve dolgu duvarlardaki hasarın gelişimi takip edilmiş ve test binasının tersinir tekrarlı yatay yükler altındaki davranışı elde edilmiştir. Binanın kirişlerinin kolonlara göre daha yüksek eğilme momenti kapasitesine sahip olması nedeni ile kirişlerde hasar oldukça sınırlı düzeyde kalmakta iken, yapısal hasarın tamamı kesme ve eğilme/kesme deformasyonları şeklinde birinci kat kolonlarında yoğunlaşmıştır. Deneysel davranışın analitik olarak tahmini için farklı yapısal analiz programları ve farklı doğrusal olmayan modelleme teknikleri kullanılarak elde edilen analitik sonuçların farklılıkları tartışılmıştır (Şekil 2.15).



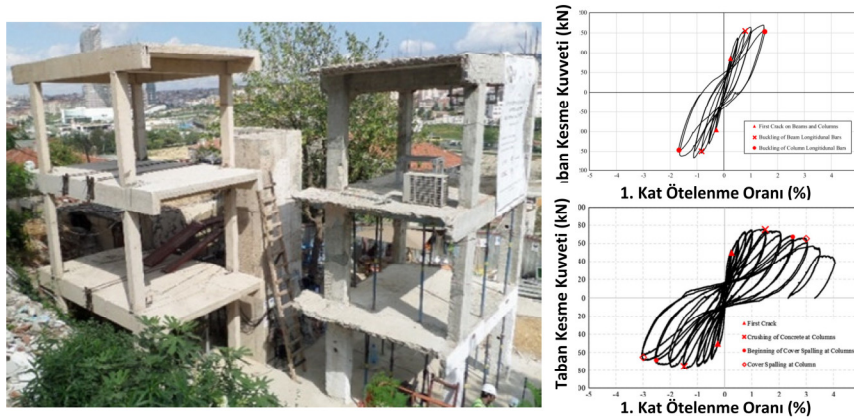
Şekil 2.15: a) Test binası geometrisi ve yükleme sistemi b) Kolon üst ucu hasarı c) Analitik ve test sonuçlarının karşılaştırılması (Peloso ve diğeri, 2017).

Di Sarno ve Manfredi (2012) standart-altı binaları temsilen inşa edilen iki tam ölçekli betonarme iki katlı binada kapsamlı bir deneysel çalışma programı gerçekleştirmişlerdir. Yükleme doğrultusunda eşit uzunlukta iki açıklığa sahip test binaları planda 6.0x5.0 mxxm boyutlarına sahiptir. Her bir katında 300x300 mmxmm kare kesitli kolonlara sahip binalarda kirişler 300x500 mmxmm olarak boyutlandırılarak zayıf kolon-güçlü kiriş sistemi oluşturulmuştur. Birinci kat 3.50 m, ikinci kat ise 3.44 m yüksekliğindedir. Ortalama beton basınç dayanımı 19.94 MPa ve ortalama donatı akma dayanımı 348 MPa'dır. 4 adet 14 mm çaplı düz yüzeyli boyuna donatıya sahip kolonlarda 6 mm çaplı etriyeler 250 mm aralıkla yerleştirilmiştir. Test binalarının tasarım ve detaylandırılması 1960'lı yıllardaki inşaat pratiği ile uyumlu olacak şekilde emniyet gerilmeleri yöntemine göre gerçekleştirilmiştir. Zemin kat kolonlarında düşey yük altında aksel yük etki/kapasite oranı yaklaşık olarak 0.11'dir. İki test binasından birisi referans olmak üzere diğer test binası burkulması önlenmiş çelik çaprazlar kullanılarak güçlendirilmiştir. Yatay yükleme %1.0 ve %1.1 tepe öteleme oranı değerlerinde çevrimsel uygulanmak üzere tek yönlü artımsal yükleme olarak uygulanmıştır. Test sırasında kolonlarda akma başlangıcı yaklaşık olarak %0.5 tepe öteleme oranında gerçekleşmiştir. Artan yerdeğiştirme adımlarında zemin kat kolon alt ve üst uçlarında, beton ve boyuna donatı arasında kenetlenme yitirmeye başlamış ve geniş çatlaklar oluşmuştur. Referans test binasının deneyi yaklaşık %2.2 öteleme adımında zemin kat kolonlarının tamamının mafsallaşıp kat göçme mekanizmasına ulaşıldığı öngörüsü ile sonlandırılmıştır. Her iki binada gerçekleştirilen testler sonunda burkulması önlenmiş çelik çaprazla güçlendirme yönteminin standart-altı betonarme yapıların süneklik, dayanım, rijitlik ve viskoz sönüm özelliklerini artırıcı bir yöntem olduğu belirtilmiştir (Şekil 2.16).



Şekil 2.16: a) Referans standart altı test binası davranışı b) Güçlendirilmiş standart altı test binası davranışı (Di Sarno & Manfredi, 2012).

Comert ve diğerleri (2017) İstanbul ili Fikirtepe ilçesinde yer alan kentsel dönüşüm alanında yıkımı planlanan yaklaşık 20 yaşında bir betonarme binanın üç katlı tek açıklıklı bir kısmında ve bu binanın etrafında oluşturulan test alanında inşa edilen üç katlı tek açıklıklı standart-altı betonarme binada tam ölçekli bina deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Her iki binanın taşıyıcı sistemi betonarme çerçevelerden oluşmaktadır. Test binalarında düşük beton kalitesi (10-17 MPa basınç dayanımına sahip) ve düz yüzeyle donatı (akma dayanımı 290-370 MPa) kullanılmış olup, donatılendirme detayları güncel yönetmelik tasarım kurallarını sağlamamaktadır. Zemin kat kolon aksel yük seviyeleri donatısız aksel yük kapasitelerinin birinci binada %6-10 aralığına, ikinci binada ise %23'üne karşılık gelmektedir. Tersinir tekrarlı artımsal yükleme sadece 1. ve 2. kata binaların birinci mod şekli ile uyumlu olacak şekilde üçgen dağılım göz önüne alınarak uygulanmıştır. Gerçekleştirilen deneylerde yapısal elemanlardaki hasarın gelişimi hem görsel hem de ölçüm verileri ile takip edilmiştir. Test sonuçlarına göre daha düşük beton dayanımına ve zayıf kolon-güçlü kiriş sistemine sahip ikinci binanın beklenen aksine birinci binadan göreceli olarak daha sünek davranış sergilediği gözlenmiştir. Bu durumun düşük dayanımlı betonun daha çok deformasyon yapabilme özelliğine sahip olması ve ikinci binadaki kolon bindirme eklerinin ucundaki kancalı detayın, deneyler sırasında yarı rijit bir davranış göstermesi sonucu sahte bir süneklik ortaya koyması ile oluştuğu belirtilmiştir. Güncel değerlendirme yönetmeliklerinde (DBYBHY-2007, ASCE 41-13, Eurocode 8-3) belirtilen prosedürlere uygun olarak gerçekleştirilen analitik çalışmalarda, teorik olarak beklenen hasarın deneysel olarak daha büyük olduğu elde edilmiştir. Davranış tahminlerinin iyileştirilmesi için sayısal modellerde ikincil deformasyon bileşenlerinin dikkate alınması gerekliliği belirtilmiştir.



Şekil 2.17: Test binaları ve tersinir tekrarlı yükleme altında davranışları (Comert ve diğerleri, 2017).

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

LP sargılamanın kolon elemanların davranışına olan etkisi farklı değişkenlerin göz önüne alındığı malzeme ve eleman düzeyindeki testler ile kapsamlı bir şekilde deneysel olarak araştırılmıştır. Bu çalışmaların ötesinde gerçekleştirilen 2 boyutlu çerçeve deneyleri güçlendirilmiş yapısal elemanlar arasındaki etkileşimin değerlendirilmesi açısından önemli katkılar sağlamıştır. Deneyimli ve adanmış ekip ihtiyacı, çok sayıda deneysel teçhizat ve mali kaynak gereksinimi nedeniyle dünya genelinde sınırlı sayıda LP ile güçlendirilmiş bina deneyi gerçekleştirilebilmiştir.

LP ile güçlendirilmiş tam ölçekli bina deneylerinde genel olarak referans yapı belirli bir yapısal hasar seviyesine kadar yüklemeye maruz bırakılmakta ve daha sonra onarım gerçekleştirilerek LP ile güçlendirme uygulanmaktadır. Bu durumda LP ile güçlendirmenin etkinliği söz konusu hasar ve uygulanan onarımın yeterliliğine bağlı olduğundan, bu etkenlerden bağımsız olarak değerlendirilememektedir. Gerçekleştirilmiş tam ölçekli bina deneylerindeki diğer bir önemli nokta ise farklı LP ile güçlendirme yöntemlerinin (ör. kolonların sargılanması ve birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi) birlikte uygulanmakta ve incelenen test binasının global davranışında bu güçlendirme yöntemlerinin birleşik bir etkisi söz konusu olmaktadır. Yani uygulanan farklı güçlendirme hedeflerine sahip yöntemlerin etkinliği birbirinden açık bir şekilde ayrıklaştırılmamakta ve davranışa olan katkıları tartışılmamaktadır. Bunlarla birlikte literatürdeki tam ölçekli bina deneyleri belirli bir deformasyon düzeyinde sonlandırılmakta ve bu sebeple toptan göçme durumuna ulaşırken ki mekanizmalar açık bir şekilde değerlendirilmemektedir.

Gerçekleştirilen tam ölçekli bina deneylerini diğer çalışmalardan farklı özellikleri;

- Güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş test binasının eş zamanlı olarak test edilmesi
- Test binalarının çok sayıda kritik yapısal yetersizliğe sahip olması ve güçlendirilmemiş binanın sünek olmayan gevrek bir davranış sergilemesi
- Yatay yüklemenin toptan göçme durumu gerçekleşene kadar devam ettirilmesi
- Güçlendirmenin sadece kolonların LP kompozitler ile sargılanması şeklinde uygulanması

- LP sargılamasının herhangi bir hasar ve tamir sonrası uygulanmaması ile güçlendirmenin dayanım, rijitlik ve süneklik özelliklerine olan etkinliğinin açık bir şekilde incelenebilmesi

olarak sıralanabilir. Bu özellikler dikkate alındığında gerçekleştirilen deneysel çalışmaların yapı ve deprem mühendisliği alanında önemli katkılar sağlayacağı düşünülmektedir. Dowaksa İleri Kompozit Malzemeler San. Ltd. Şti. tarafından desteklenen tam ölçekli bina deneylerine ait bilgiler ve deneysel sonuçlar İlki ve diğerleri (2018a ve 2018b), Tore ve diğerleri (2017 ve 2021) çalışmalarında sunulmuştur.

Bu bölümde deney alanı ve bölgenin depremselliği ile ilgili temel bilgilerden başlayarak, gerçekleştirilen deneysel çalışmalara ait bütün detaylar verilmiştir. Bu ölçekte gerçekleştirilen deneysel çalışma için yapılan düzenleme, tasarım ve inşaat çalışmaları ayrıntılarıyla anlatılmıştır. Test binalarının sahip olduğu yapısal yetersizlikler tanımlanmış, kolonların LP ile sargılanarak güçlendirilmesinin tasarım ve uygulama detayları sunulmuştur. Güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş test binalarının deneysel davranışlarına ait ilişkiler ölçüm verilerinden elde edilmiş, hasarın gelişimi ve toptan göçme durumuna ilişkin görsel veriler ile birlikte değerlendirilerek, binaların deprem performanslarına yönelik önemli bulgular aktarılmıştır.

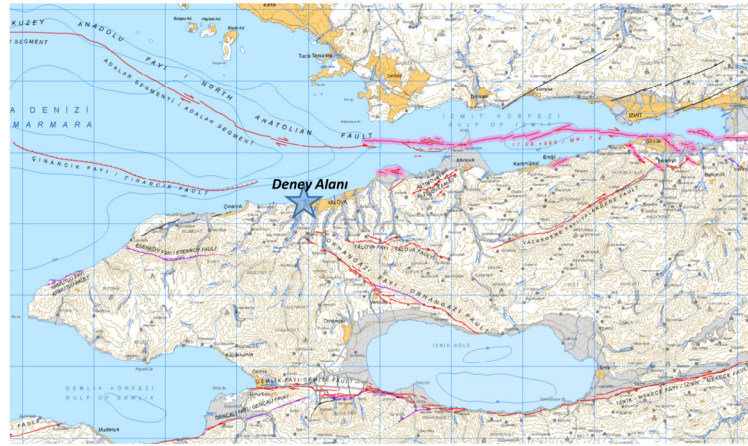
3.1 Deney Alanının Konumu ve Genel Özellikleri

Tam ölçekli bina deneyleri Yalova-Armutlu Karayolu 2. km'sinde yer alan Yalova İli Valiliği İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü Lojistik Deposunun yanında, Yalova İli Valiliği tarafından sağlanan yaklaşık 1500m²'lik açık alanda gerçekleştirilmiştir. Deney alanının konumu Tapu ve Kadastro Genel Müdürlüğü'ne ait uygulamadan elde edilen uydu fotoğrafları ile Şekil 3.1'de verilmiştir. Yalova ili ülkemizde sismik aktivitenin en yoğun ve deprem tehlikesinin en yüksek olduğu bölgelerden birinde yer almaktadır. Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattının Marmara Bölgesindeki iki kolu Yalova ilinin bulunduğu Armutlu yarım adasının kuzey ve güneyinden paralel olarak uzanmaktadır. Kuzey Anadolu fay hattının iki kolu arasında kalan Armutlu yarımadası coğrafi olarak horst yapısındadır. Yalova ili ve çevresindeki diri faylar ile KAF'ın kolları Şekil 3.2'den görülebilmektedir. İlin yer aldığı Marmara bölgesinde çok sayıda büyük tarihsel depremler meydana geldiği tespit edilmiştir (Şekil 3.3). Tablo 3.1'de yakın bölgede son yüzyılda meydana gelen 7.0Mw üzerinde depremlerden de görülebileceği üzere yıkım meydana getirebilecek

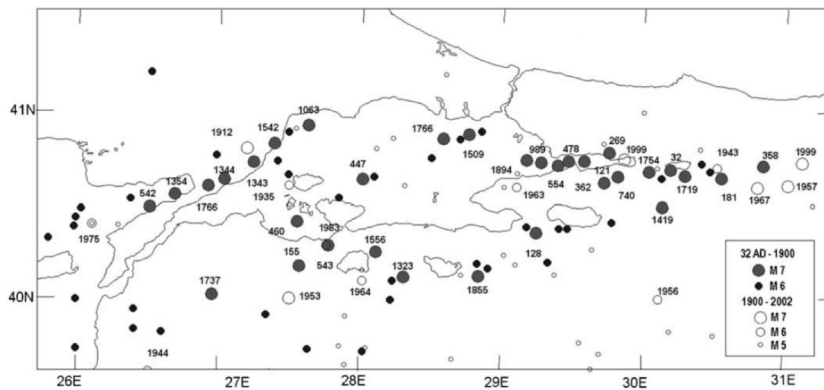
depremler bölge genelinde sıkça meydana gelebilmektedir. Deprem kaynaklarına yakınlığı nedeni ile gelecekte Yalova ilini etkileyecek yıkıcı depremlerin olması kaçınılmaz bir gerçektir.



Şekil 3.1: Deneş alanının konumuna ait uydu fotoğrafları.



Şekil 3.2: Deneş alanına yakın diri fay hatları ve KAF (Emre ve diğeri, 2011).



Şekil 3.3: Marmara bölgesinde tarihsel depremler (Mert ve diğeri, 2010).

Tablo 3.1: Bölgede 1912-1999 yılları arasında $M_w > 7.0$ olan depremler.

| Yer | Tarih | Episantr K. (K-D) | Derinlik (km) | M_w |
|-------------------|------------|----------------------|------------------|-------|
| Mürefte | 09.08.1912 | 40.60-27.20 | 16 | 7.3 |
| Bolu, Gerede | 01.02.1944 | 41.41-32.69 | 10 | 7.2 |
| Yenice, Gönen | 18.03.1953 | 39.99-27.36 | 10 | 7.4 |
| Bolu, Abant | 26.05.1957 | 40.60-31.20 | 10 | 7.1 |
| Manyas | 06.10.1964 | 40.30-28.23 | 24 | 7.0 |
| Adapazarı | 22.07.1967 | 40.60-30.89 | 33 | 7.2 |
| Kocaeli (Marmara) | 17.08.1999 | 40.70-29.91 | 15.9 | 7.4 |
| Düzce, Bolu | 12.11.1999 | 40.79-31.21 | 11 | 7.2 |

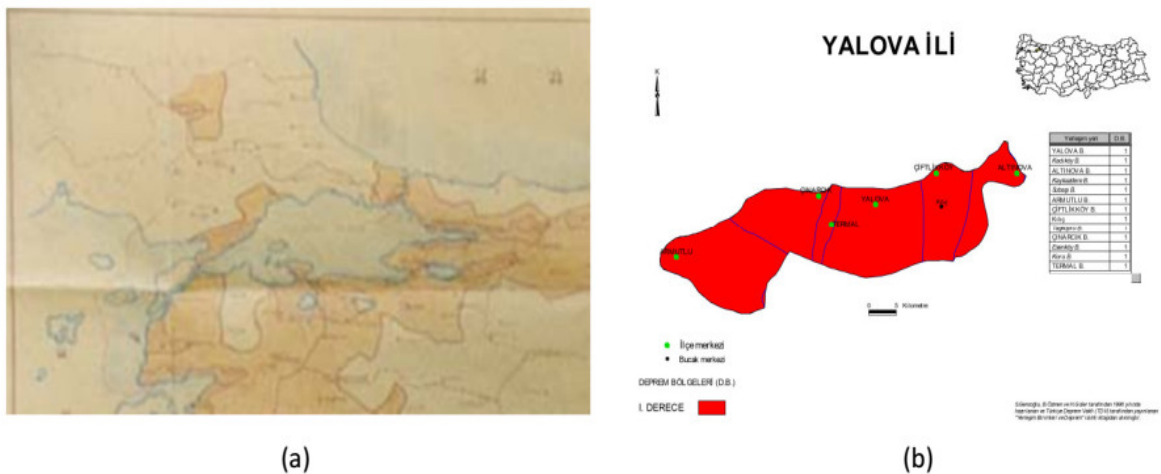
17 Ağustos 1999 tarihinde meydana gelen ve merkez üssü Kocaeli il sınırları içinde olan Marmara Depremi'nde ($M_w=7.4$) Yalova ilinde 2504 vatandaşımız hayatını kaybetmiş, 6042 vatandaşımız ise yaralı olarak kayıtlara geçmiştir. Deprem sonrası yapılan hasar tespit çalışmalarına göre 9462 konut ağır, 7917 konut orta, 12685 konut ise hafif hasarlı olarak belirlenmiştir (Özmen, 2000). Her ne kadar deprem sonucunda tespit edilen hasarın %14'ü Yalova ilinde gözlemlenmişse de Kocaeli ve Adapazarı illerinin daha geniş yerleşim alanlarına sahip olması ve il nüfuslarının daha yüksek olması nedeniyle, Marmara Depremi'nde en fazla yıkım ve can kaybı oransal olarak Yalova ilinde meydana geldiği görülmektedir. Bu yıkımın büyük olmasının ana sebepleri Yalova ilindeki yıkılmış ve ağır hasarlı yapıların genelinde gözlemlenen düşük malzeme kalitesi, tasarım ve inşaat süreçlerinde gerekli mühendislik hizmetinin sağlanmaması ve zemine göre uygun yapı tasarımının gerçekleştirilmemesidir.

Yalova ili geneli depremsellik açısından 1944' yılında ilk kez yayımlanan "Yer Sarsıntısı Bölgeleri Haritasından" 1996 yılında yayımlanan "Deprem Bölgeleri Haritasına" kadar 1. Derece deprem bölgelerinde yer almıştır (Şekil 3.4). Bölgenin deprem tehlikesi daha eski tarihlerden beri bilinmesine rağmen 1999 yılında yaşanan yıkım, deprem etkilerinin yapı tasarım ve inşaat süreçlerinde yeteri kadar göz önüne alınmadığını ortaya koymaktadır.

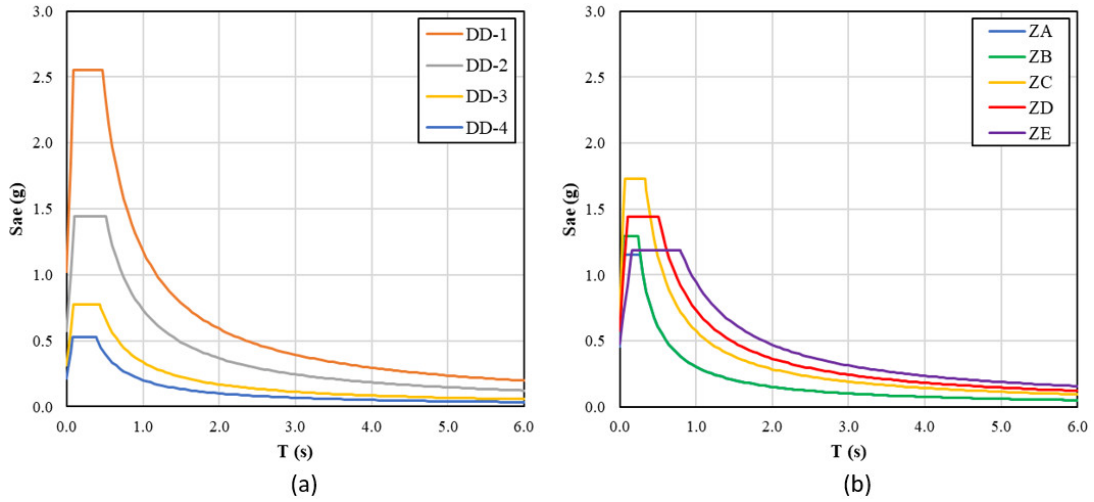
2018 yılında Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018) ile birlikte yayınlanan ve yürürlüğe giren Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (TDTH)'nda deprem bölgeleri kavramı terkedilmiş ve koordinat tabanlı deprem büyüklükleri tanımlanmıştır. 40.650K – 29.228D koordinatlarında yer alan deney alanının 72 yıl dönüş periyodu olan DD-3 depremi için (50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem) beklenen en büyük yer ivmesi 0.248g, 0.2 sn

periyottaki spektral ivme 0.775g, 1 saniyedeki spektral ivme 0.337g'dir. Benzer şekilde 475 yıl dönüş periyodu olan DD-2 depremi (tasarım depremi) için beklenen en büyük ivmesi 0.591g, 0.2 sn periyottaki spektral ivme 1.442g, 1 saniyedeki spektral ivme 0.734g'dir. 2475 dönüş periyodu olan DD-1 depremi için ise beklenen en büyük yer ivmesi 1.010g, 0.2 sn periyottaki spektral ivme 2.553g, 1 saniyedeki spektral ivme 1.181g'dir. TDTH'dan elde edilen ZD zemin sınıfında farklı deprem düzeyleri ve farklı zemin sınıflarında DD-2 depremi için yatay elastik tasarım spektrumları Şekil 3.5'te gösterilmiştir. DD-2 depremi için Yalova ili merkezinde en büyük yer ivmesi değeri 0.600g değerinin üzerine çıkmaktadır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007)'ye göre 1. Derece deprem bölgelerinde göz önüne alınması gerekli en büyük yer ivmesi değerinin 0.400g olduğu göz önüne alındığında, Yalova ili için deprem tehlikesinin büyüklüğü ve neden olabileceği riskler öngörülebilmektedir.

Dünyada yapı ve deprem mühendisliği alanında sayılı deneysel çalışmalar arasında yer alan tam ölçekli bina deneylerinin Yalova ilinde gerçekleştirilmesinin, bölgenin depremselliği ve geçmişte yaşanan kayıpların büyüklüğü nedeniyle deprem afeti farkındalığı açısından oldukça önemli olduğu düşünülmektedir. Bu doğrultuda şehrin dinamikleri deneysel çalışmalara büyük ilgi göstermiş ve imkanları dahilinde katkı sağlayarak çeşitli kolaylıklar sağlanmıştır. Gerçekleştirilen deneyler yerel ve ulusal basınla birlikte sosyal medyada büyük yankı uyandırmış ve bilimsel çıktılarının dışında sosyal açıdan toplumun afet farkındalığı konusunda da fayda sağlamıştır.



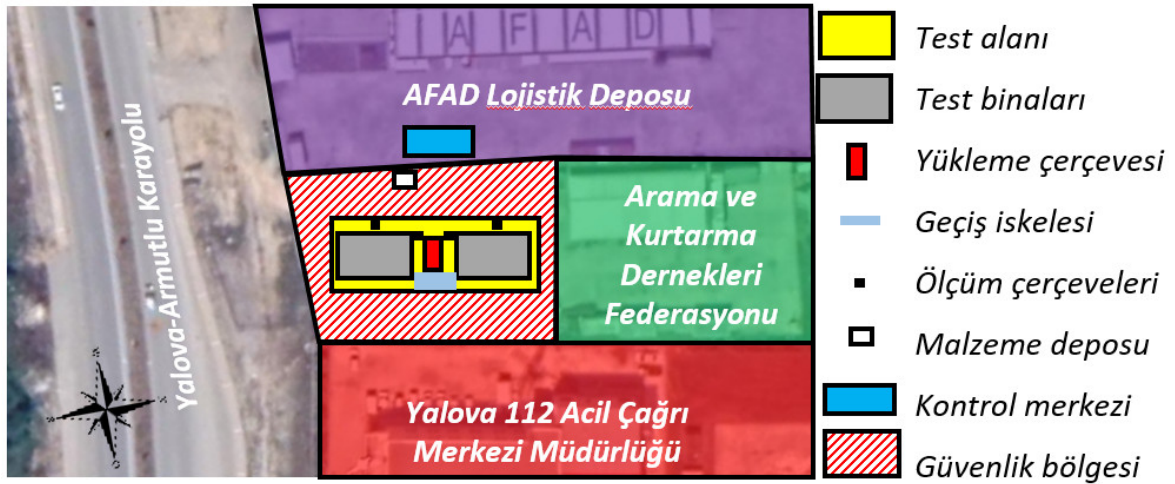
Şekil 3.4: Deprem bölgeleri haritalarında Yalova ili a)1944 b)1996 (Pampal ve Özmen, 2007).



Şekil 3.5: Deney alanı için yatay elastik ivme spektrumları a) Farklı deprem düzeyleri b)Farklı Zemin sınıfları için.

3.2 Deney Alanının Düzenlenmesi

Yalova-Armutlu karayoluna direkt olarak bağlantısı bulunan deney alanı yaklaşık olarak 50 m uzunluğa ve 30 m genişliğe sahiptir. Etrafı güvenlik amaçlı çit panellerle çevrili alana giriş-çıkış AFAD Lojistik Deposunun güvenliği tarafından kontrol edilen otomatik kapı ile sağlanmaktadır. Kameralar ile kontrol edilen alanda 7/24 güvenlik sağlanarak gündüz ve gece saatlerinde çalışma ortamı sağlanmıştır. Yaklaşık 7-9 m yüksekliğindeki sıkıştırılmış dolgu üzerinde bulunan alan, Acil Çağrı Merkezi Müdürlüğü tarafında yaklaşık 3 m yüksekliğinde şeve ve onun devamında yer alan dolguyu destekleyen betonarme duvar dayanma yapısına sahiptir. Deney alanında testlerde kullanılacak malzemelerin konulduğu bir malzeme deposu bulunmaktadır. Tam ölçekli bina deneylerinin gerçekleştirilmesi için sağlanan bu alanın 500 m²'lik kısmı testlerin gerçekleştirileceği alan olarak belirlenmiştir. Geri kalan kısım ise deneyler sırasında olası riskler göz önüne alınarak bırakılan güvenlik bölgesi olması amaçlanmıştır. Deneylerin devam ettiği üç gün süresince bu güvenlik bölgesine deney ekibinden belirli kişiler dışında girişine izin verilmemiştir. Testler sırasında deney ekibinin güvenliğini sağlamak amacıyla sadece testlerin gerçekleştirildiği süre içerisinde AFAD Lojistik Deposuna ait alana geçici kontrol merkezi kurulmuştur. Bu merkezde deney sistemlerinin kontrolünü sağlayan kontrol üniteleri ve bilgisayar sistemleri de yer almaktadır ve konum olarak her iki test binası ile yükleme sistemi görülebilmektedir. Deneylerin gerçekleştirildiği son gün Acil Çağrı Merkezi Müdürlüğünde yapılan hazırlık ile protokolün ve dış paydaşların deneyleri takip edebilmesine uygun ortam sağlanmıştır. Tam ölçekli bina deneylerinin gerçekleştirildiği alana ait vaziyet planı Şekil 3.6'da verilmiştir.



Şekil 3.6: Deney alanı vaziyet planı.

3.2.1 Betonarme İnşaat Faaliyetleri

Sıkıştırılmış dolgu zeminine sahip alanda gerçekleştirilen ön araştırmalar ve maruz kalacağı yükler göz önüne alınarak temelin radye temel olarak teşkil edilmesine karar verilmiştir. Temel tasarımında her iki binanın yatay yük kapasitelerine ulaştığı durumla birlikte, bir binanın yıkılıp diğer binanın yatay yük kapasitesine ulaşması gibi olumsuz durumlar göz önüne alınarak en elverişsiz yükleme koşullarına göre tasarım yapılmıştır. Bu elverişsiz yüklemeler altında temelde meydana gelecek yerdeğiştirmeler ve şekildeğiştirmeler minimum seviyede tutulması amaçlanarak, deney sonuçlarına temelden kaynaklı olası etkiler minimize edilmiştir. Arttırılmış yükler altında yapılan betonarme tasarıma göre C35 beton sınıfına sahip radye temelin yüksekliği 800 mm, alt ve üst ana donatılar olarak ızgara şeklinde her iki doğrultuda 170 mm aralıklı 18 mm çapında donatı gerektiği hesaplanmıştır. Temelde test binalarının kolonlarının geldiği bölgelere yatay yükleme doğrultusunda ilave 5 adet 12 mm çaplı donatı yerleştirilmiştir.

Deney alanında yapılan topoğrafik çalışmalar ile belirlenen test alanı bölgesinde öncelikle 900 mm derinliğinde temel kazısı gerçekleştirilmiştir. Temel zemini üzerine öncelikle 100 mm kalınlığında grobeton dökülmüştür. Daha sonra yeterli plastik paspayı kullanılarak 18 mm çaplı donatılar 170 mm aralıklı ızgara şeklinde radye temel alt donatıları olarak yerleştirilmiştir. Temelin her 2 m² alanına 1 adet olmak üzere 12 mm çaplı donatılardan üretilen sehpa donatıları yerleştirilerek radye temel üst donatılarının yerleştirileceği mesnetler oluşturulmuş ve temel üst donatıları 170 mm aralıklı ızgara şeklinde yerleştirilmiştir. Her iki binanın ortasında kalan bölgeye daha sonradan yerleştirilecek çelik yükleme çerçevesinin mesnet ankrajları için arada 5 metrelik boşluk bırakılması

gerekmiştir. Bu bölgede daha sonra dökülecek radye temel betonunun daha önceden dökülmüş radye temel kısımları ile birlikte çalışması için sürtünme kesmesini artırması amacıyla sehpa donatısı sayısı iki katına çıkarılmıştır. Temel donatıları ile birlikte test binalarına ait kolon donatıları birinci kata kadar sürekli olarak devam edecek şekilde yerlerine yerleştirilmiştir. Radye temel betonu dökümü sırasında 6 adet 150x300 mmxmm standart test numunesi alınarak, radye temel betonunun C35 beton sınıfının şartlarını sağladığı kontrol edilmiştir. Yapılan standard basınç testlerinde 28 günlük beton numunelerinin ortalama 46.22 MPa'lık basınç dayanımına sahip olduğu belirlenmiştir. Beton dökümü sırasında yükleme çerçevesinin mesnetleri için bırakılan 5 m uzunluğundaki bölgede beton yüzeyinin yatayla yaklaşık 45° lik açı yapacak şekilde bırakılması sağlanmıştır. Şekil 3.7'da radye temel donatılarının yerleştirilmesi ve temel betonunun dökümüne ait fotoğraflar verilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 3.7: a) Radye temel donatılarının yerleştirilmesi b) Temel beton dökümü.

Test binalarına ait teknik çizimler Ek A'da verilmiştir. Temelden sürekli olarak başlayan birinci kat donatılarının yerleşimi dikkate alınarak test binalarının kalıp inşaatına başlanılmıştır. Öncelikle her iki test binasının kolon kalıpları tamamlanıp beton dökümü gerçekleştirilmiş, daha sonra kiriş ve döşeme kalıpları tamamlanarak kat tabliye betonu dökülmüştür. İkinci ve üçüncü katlarda tekrarlanan inşaat aşamaları sonucunda test binalarının kaba inşaat süreçleri tamamlanmıştır. Her bir beton dökümü sonrasında gerekli kürlemenin ve bekleme sürelerinin sağlanmasına özen gösterilmiştir. Test binalarının inşa sürecindeki farklı aşamalara ait fotoğraflar Şekil 3.8'de sunulmuştur. Test binalarının özellikleri ve tasarımına ilgili detaylar ilerleyen başlıklarda verilmiştir.

3.2.2 Çelik Yükleme Çerçevesi

Tam ölçekli bina deneylerinde kullanılacak yükveren pistonların mesnetleneceği çelik yükleme çerçevesinin daha sonra da farklı deneysel çalışmalarda kullanılabilmesi amacıyla farklı yükleme koşulları dikkate alınarak tasarımı gerçekleştirilmiştir. Planda 3.4x2.3 mxm alan kaplayan çelik çerçevenin toplam yüksekliği 7 m'dir. Yükseklikleri sırasıyla 2.725 m, 2.85 m ve 1.425 m olan üç kat şeklinde tasarlanan çelik yükleme çerçevesi yükleme doğrultusunda tek, dik doğrultuda ise iki açıklığa sahiptir. Çerçevenin düşey taşıyıcılarını



Şekil 3.8: Test binalarının inşaat sürecinin farklı aşamaları.

HEB300 profilinden üretilmiş ve berkitme levhalar ile rijitliği artırılmış kolonlar oluşturmaktadır. Kat hizalarındaki yatay kirişler HE200B profilinden, yükleme doğrultusundaki çapraz elemanlar HE140B profilinden ve dik doğrultudaki çaprazlar ise RHS100x5 profilinden üretilmiştir. Kat hizalarında çerçeve kirişlerinin dışında yükveren pistonların bağlanması amacıyla HE300B profilinden üretilmiş yükleme kirişleri bulunmakta olup bu kirişler kolonlara mesnetlenmektedir. Yükleme kirişleri gerektiğinde konumunun değiştirilebilmesi amacıyla çerçeveden bağımsız olarak tasarlanmışlar ve kolonlara açılan çok sayıda bulon deliği ile çerçeve yüksekliğince konumları değiştirilebilmektedir. Çerçevenin yükleme koşulları altında rijit bir davranış sergilemesi amacıyla gerekli görülen eleman ve birleşim bölgelerinde çok sayıda berkitme ve bayrak levhaları kullanılmıştır. Bütün çelik elemanlar birbirlerine bulonlu birleşimler ile bağlanmaktadır. Her bir kolonda 660x660 mmxmm boyutlarındaki mesnet plakaları bulunmakta ve 8 adet 36 mm çaplı ankrajlar ile temele mesnetlenmektedir. HEB300B profilleri S275 ve diğer bütün profiller ise S235 çelik sınıflarında üretilmiştir. Çelik yükleme çerçevesine ait teknik çizimler Ek B’de, mesnetlerine ve çerçevenin yerine yerleştirilmesine ait fotoğraflar Şekil 3.9’da verilmiştir.



(a)



(b)

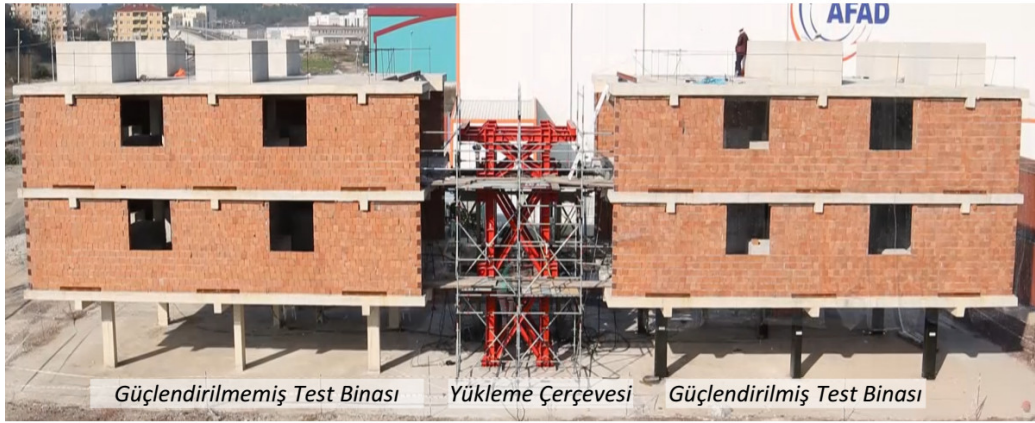
Şekil 3.9: a) Çelik yükleme çerçevesinin mesnetleri b) Çerçevenin yerine yerleştirilmesi.

3.3 Test Binalarının Özellikleri

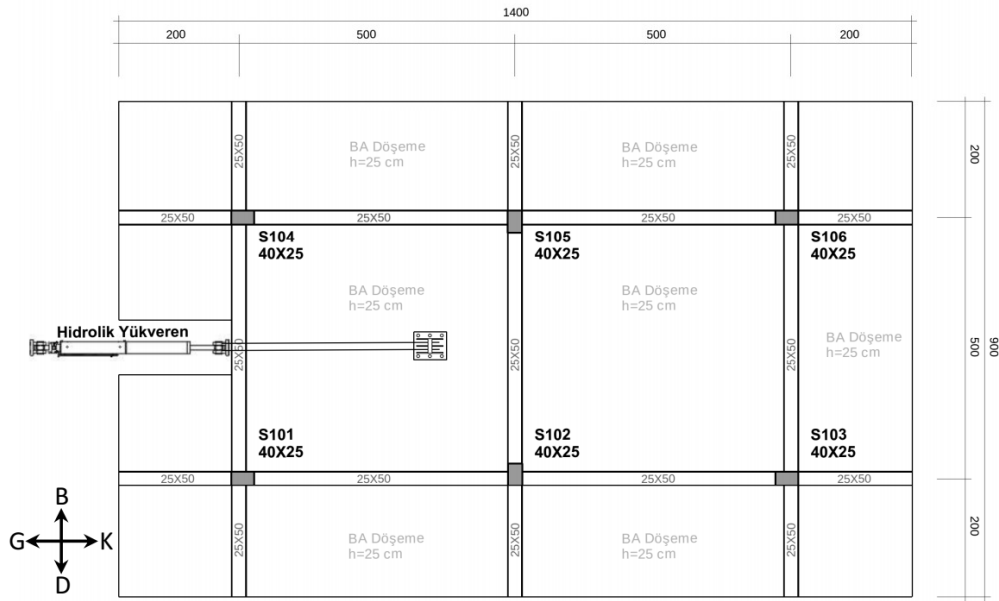
Ülkemizde 1990'lı yıllarda yeterli mühendislik hizmeti almamış binaların kritik yapısal yetersizliklerini barındıran iki özdeş tam ölçekli üç katlı betonarme test binaları inşa edilmiştir. Yükleme çerçevesinin her iki yanında eşzamanlı yükleme uygulanacak şekilde konumlandırılan test binaları; yatay yükleme doğrultusunda iki açıklığa, dik doğrultuda ise bir açıklığa sahip olup, akslar arası mesafe her iki doğrultuda 5 m'dir. Yatay yükleme için kullanılan yükveren hidrolik pistonların yerleştirilmesi için bırakılan boşluklar hariç kat planları bütün katlarda 9x14 m² ölçülerinde dikdörtgen geometriye sahiptir. Kat yüksekliği 2.85 m ve toplam bina yüksekliği 8.55 m'dir. 250x500 mm² enkesit geometrilili betonarme kirişlere mesnetlenen döşemeler bütün katlarda 250 mm kalınlığındadır. Katların dış kenarlarından kirişler ve onlara bağlı döşemeler 2 m konsol çıkma oluşturulacak şekilde uzatılmıştır. Döşeme kalınlığının ve konsol çıkmaların geometrileri, kolon aksel yük seviyelerini hedeflenen düzeye çıkarmak için belirtilen değerlerde belirlenmiştir. Test alanının genel görünümü ve test binalarının birinci ve ikinci kat planları Şekil 3.10'da, test binalarının inşa edilmiş durumdaki dış görünüşleri Şekil 3.11 ve Şekil 3.12'de verilmiştir.

3.3.1 Yapısal Elemanların Teknik Detayları

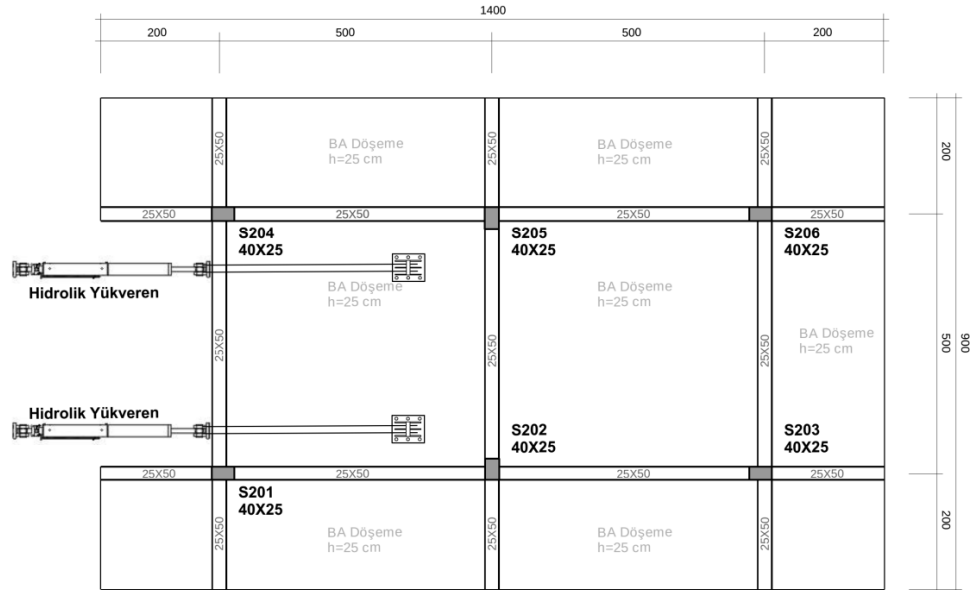
Her bir betonarme katın düşey taşıyıcıları olan ve aksların kesiştikleri yerlere yerleştirilen betonarme kolonlar 250x400 mm² dikdörtgen enkesit geometrisine sahiptir. Bina dış köşelerine yerleştirilen kolonlar yatay yükleme etkisinde eleman kuvvetli eksen etrafında eğilmeye, orta akslardaki kolonlar ise eleman zayıf eksen etrafında eğilmeye maruz kalacak şekilde yerleştirilmiştir. Köşe kolonları kiriş dış yüzlerine yapışık olacak şekilde yerleştirilmiş olup, kolon merkezleri ile kiriş aksları arasında 125 mm kaçıklık söz konusudur. Bütün kolonlara B420C sınıfı 14 mm çaplı 8 adet nervürlü boyuna donatılar her iki kenara eşit aralıklı olacak şekilde yerleştirilmiştir. Standartaltı binalarda yetersiz bindirme eki durumu sıkça karşılaşılan bir yapısal yetersizlik olsa da bu deneysel çalışmada yapısal davranışa etkisi araştırılan yetersizliklerden birisi olarak göz önüne alınmamıştır. Bu nedenle birinci kat kolon boyuna donatıları 800 mm kalınlığındaki radye temelden sürekli olarak devam edecek şekilde, diğer katlarda ise donatı çapının 60 katı ($60\phi = 840$ mm) bindirme boyu sağlayacak şekilde düzenlenmiştir. Betonarme kolonlarda enine donatı olarak 8 mm nervürlü donatıdan oluşturulmuş 90° kancalı iki kollu dikdörtgen etriyeler 320 mm aralıklar ile yerleştirilmiştir. Betonarme eleman donatılarının yerleşimi test binalarının düşey kesiti üzerinde Şekil 3.13'de gösterilmiştir.



(a)



(b)



(c)

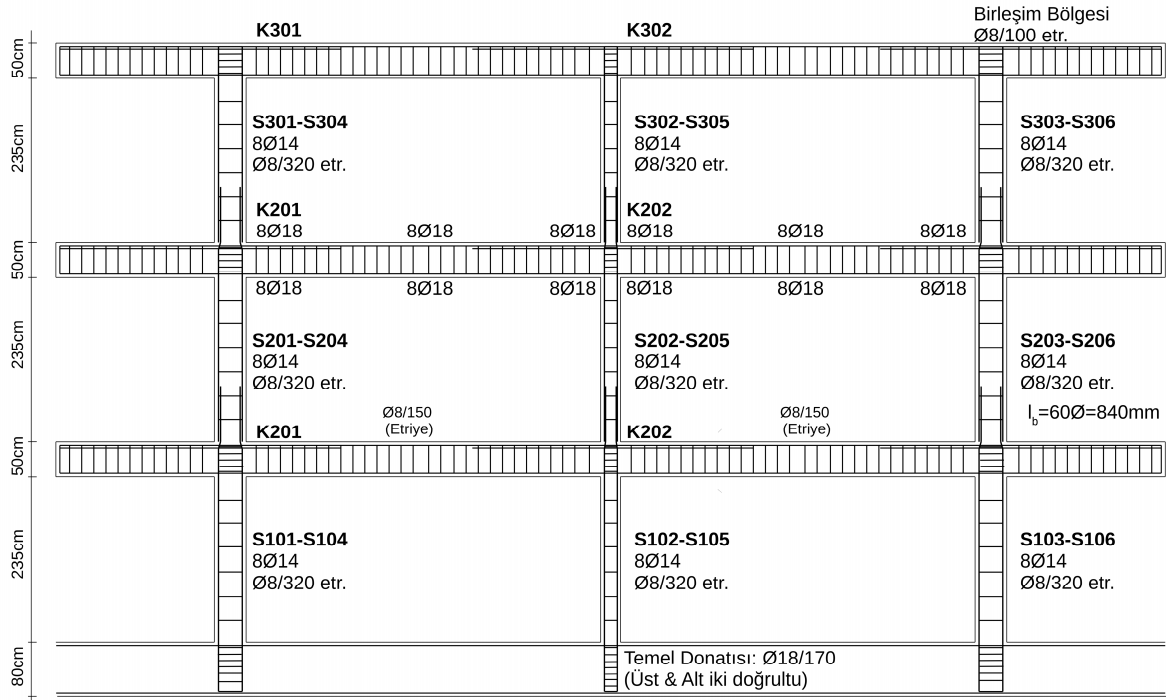
Şekil 3.10: a) Test alanının genel görünümü b) Birinci kat planı c) İkinci kat planı.



Şekil 3.11: Güçlendirilmemiş test binası.

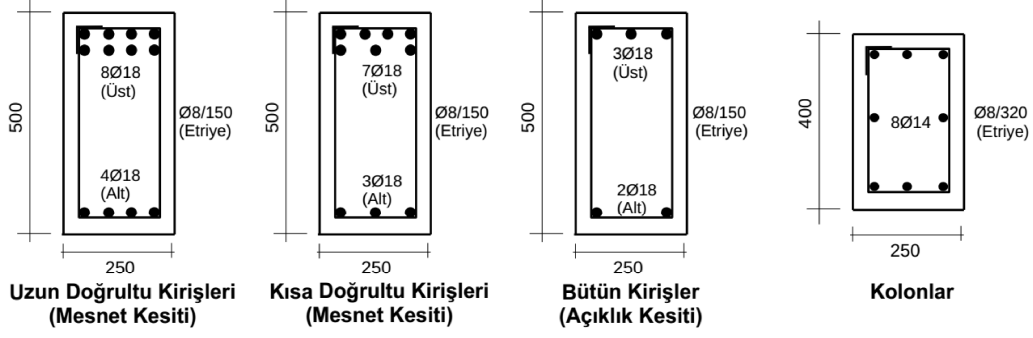


Şekil 3.12: Güçlendirilmiş test binası.



Şekil 3.13: Düşey kesitte betonarme eleman donatılarının yerleşimi.

Zati yükleri ve üzerlerine yerleştirilecek beton ağırlıklar altında deformasyon meydana gelmemesi amacıyla betonarme kat kirişlerinin tasarımları gerçekleştirilmiştir. Uzun doğrultudaki (yükleme doğrultusuna paralel) betonarme kirişlerin mesnet bölgelerine üste çift sıra şeklinde 8 adet 18 mm çaplı, alta 4 adet 18 mm çaplı B420C sınıfı nervürlü donatı yerleştirilmiştir. Kısa doğrultudaki kirişlerin mesnet bölgelerine çift sıra şeklinde 7 adet 18 mm çaplı nervürlü donatı üste ve 4 adet 18 mm çaplı nervürlü donatı alta yerleştirilmiştir. Her iki doğrultudaki kat kirişlerinin açıklık kesitlerinde ise üste 3 adet ve alta iki adet 18 mm çaplı B420C sınıfı nervürlü donatı yerleştirilmiştir. Betonarme kirişlere ve kolonlara ait enkesitler Şekil 3.14’da verilmiştir. Bütün kirişlerde 150 mm aralıkla 8 mm çaplı donatılardan oluşturulmuş 90° kancalı etriyeler kullanılmıştır. Belirtilen kesit boyutları ve boyuna donatı yerleşimi dikkate alınarak hesaplanan betonarme eleman eğilme momenti kapasiteleri ve yükleme doğrultusundaki kolon-kiriş birleşimindeki toplam kiriş uç momentlerinin kolon uç momentlerine oranı Tablo 3.2’de verilmiştir. Kiriş moment kapasitelerinin birleşime bağlanan kolonlara oranla çok daha büyük olması, test binalarının yatay yük taşıyıcı sisteminin zayıf kolon-güçlü kiriş çerçevelerden oluşacak şekilde tasarlandığını göstermektedir.



Şekil 3.14: Betonarme elemanlara ait enkesitler.

Tablo 3.2: Birinci kat birleşimlerinde yapısal eleman eğilme momenti kapasiteleri.

| Birleşim | Birinci kat kolon üst ucu (kNm) | İkinci kat kolon alt ucu (kNm) | Pozitif kiriş ucu (kNm) | Negatif kiriş ucu (kNm) | $\frac{\sum M_{r,kiriş}}{\sum M_{r,kolon}}$ |
|----------|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---|
| 1 | S101 ve S104 129 | S201 ve S204 119 | | | 2.0 |
| 2 | S102 ve S105 72 | S202 ve S205 74 | 180 | 320 | 3.4 |
| 3 | S103 ve S106 132 | S203 ve S206 136 | | | 1.9 |

3.3.2 Betonarme Malzemelerinin Özellikleri

Binaların inşaat aşamasında beton santralinde üretilen hazır beton, transmikserler kullanılarak sahaya getirilmiş ve beton pompası aracılığıyla dökümü sağlanmıştır. Her iki test binasında eşzamanlı olarak kat kolonlarının ve tabliyelerin beton dökümü ayrı tarihlerde gerçekleştirilmiştir. Her bir beton dökümünden altışar adet 100x200 mmxmm silindirik beton test numunesi ve üçer adet 150x300 mmxmm silindirik standart beton test numunesi alınmıştır. Beton test numunelerinin 3 tanesi 28 günlük basınç dayanımlarının kontrolü için kullanılırken, diğer numunelerin basınç testleri tam ölçekli deney tarihinde gerçekleştirilerek nihai beton basınç dayanımları belirlenmiştir. Her bir beton dökümü için elde edilen nihai beton basınç dayanımları ortalamaları Tablo 3.3’de verilmiştir. Standart beton basınç testleri ile birlikte birinci kat için gerçekleştirilen basınç testlerinde, beton malzemesinin gerilme şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesi için ölçüm çerçeveleri ve yük hücreleri kullanılarak kuvvet ve deformasyon verileri toplanmıştır. Birinci kat beton malzemesine ait elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 3.15’de verilmiştir.

Betonarme elemanlarda kullanılan nervürlü donatı çelikleri 12 m boyunda firkete şeklinde şantiyeye getirilmiş ve her bir çaptan dört adet olmak üzere toplam 12 adet çekme testi numunesi kesilmiştir. Gerçekleştirilen donatı çekme testleri sonuçları Tablo 3.4’de, elde

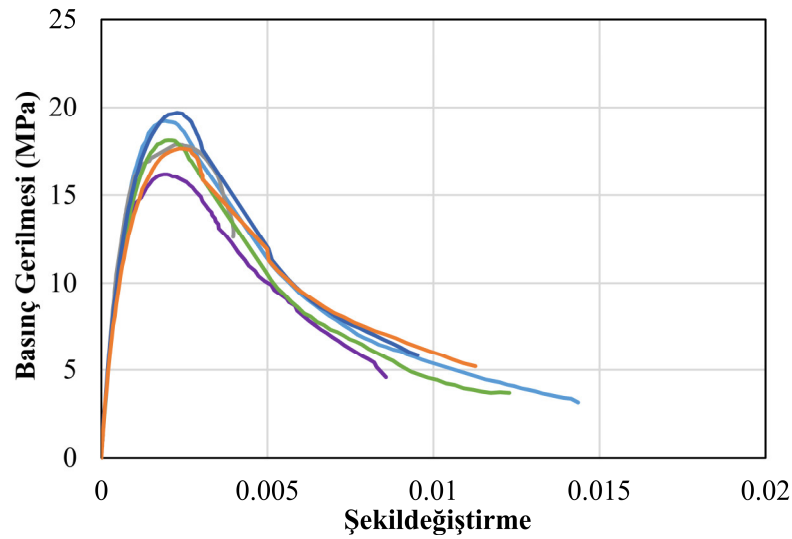
edilen çekme kuvveti altında gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 3.16’da sunulmuştur. Elde edilen test sonuçları incelendiğinde kullanılan donatı çeliğinin TS 708 (2016) standardında tanımlanan B420C donatı çeliği sınıfının koşul ve sınırlarını sağladığı görülmüştür.

Tablo 3.3: Beton basınç testi sonuçları.

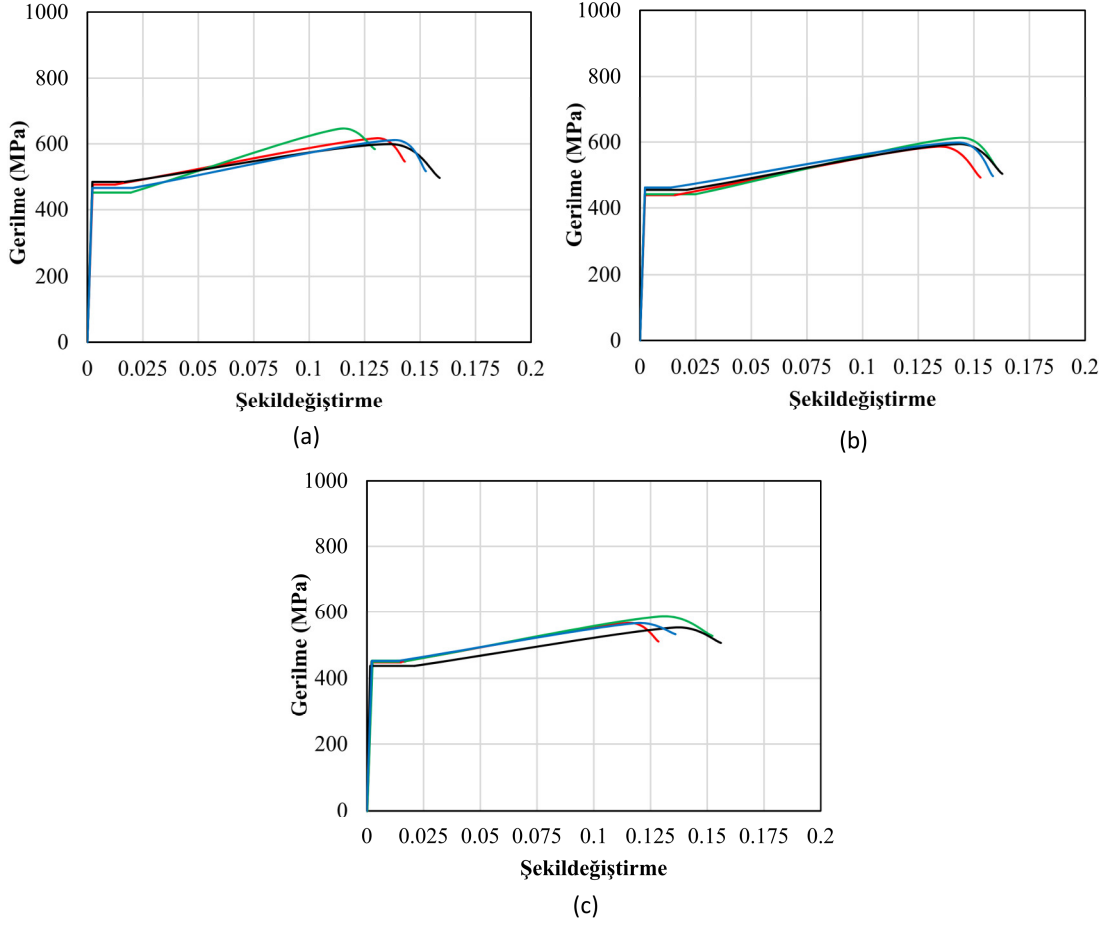
| Numune | 1. Kat Betonu Dayanımı (MPa) | 2. Kat Betonu Dayanımı (MPa) | 3. Kat Betonu Dayanımı (MPa) |
|--------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 1 | 19.23 | 20.19 | 19.61 |
| 2 | 17.91 | 21.49 | 20.60 |
| 3 | 16.19 | 19.43 | 19.75 |
| 4 | 18.13 | 19.04 | 19.22 |
| 5 | 19.70 | 21.67 | 20.69 |
| 6 | 17.66 | 19.43 | 18.54 |
| Ort. | 18.14 | 20.21 | 19.73 |

Tablo 3.4: Donatı çeliği test sonuçları.

| Donatı Çapı (mm) | | Akma | | Maksimum | | Kopma | | |
|------------------------|----------|----------------|------------------------|--------------------|--------------------------|---------------|----------------|------------------------|
| | | f_y (MPa) | ϵ_{sy} (%) | f_{mak} (MPa) | ϵ_{smak} (%) | f_{mak}/f_y | f_u (MPa) | ϵ_{su} (%) |
| φ18 | Ort. | 472 | 0.24 | 618 | 13.61 | 1.31 | 537 | 15.11 |
| | St. Sap. | 14 | 0.01 | 17 | 2.03 | | 37 | 1.87 |
| φ14 | Ort. | 452 | 0.23 | 598 | 14.58 | 1.32 | 504 | 15.53 |
| | St. Sap. | 11 | 0.01 | 9.5 | 0.53 | | 11 | 1.15 |
| φ8 | Ort. | 447 | 0.22 | 567 | 12.44 | 1.27 | 519 | 14.32 |
| | St. Sap. | 7 | 0.03 | 12 | 0.95 | | 13 | 1.31 |



Şekil 3.15: Birinci kat betonu basınç testleri gerilme şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil 3.16: a) 18 mm çaplı donatı çeliği b) 14 mm çaplı donatı çeliği c) 8 mm çaplı donatı çeliği çekme testleri gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.

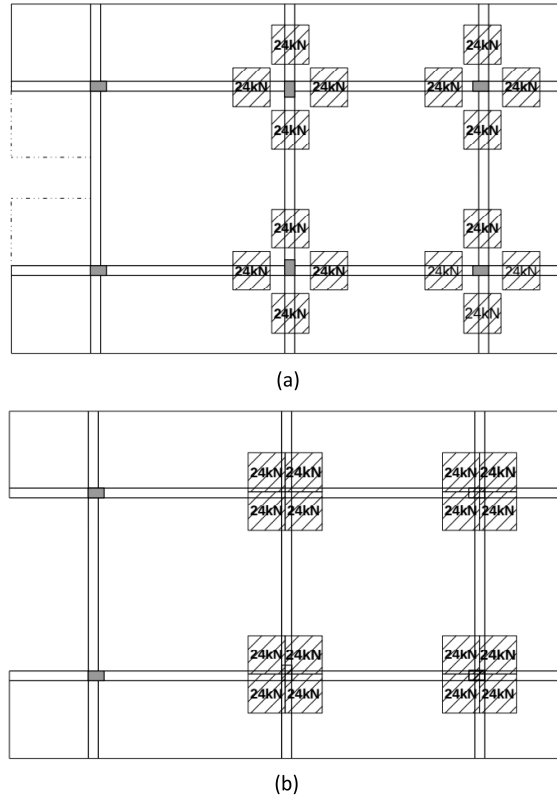
3.3.3 İlave Düşey Yükler ve Kolon Aksenal Kuvvet Oranları

Geçmiş depremler sonrası gerçekleştirilen saha çalışmaları ve mevcut betonarme binalar üzerinde gerçekleştirilen araştırmalarda, çok sayıda binanın mevcut beton dayanımının tasarımda göz önüne alınan karakteristik beton basınç dayanımlarından daha düşük olduğu görülmüştür. Beton malzeme kalitesinin düşük olmasına bağlı olarak en alt kattaki düşey taşıyıcıların aksenal kuvvet etki/kapasite oranları yönetmeliklerde verilen ve eleman sünekliği açısından oldukça önemli olan limit değerlerin üstüne çıkabilmektedir. Yüksek aksenal kuvvet oranının test binalarında dikkate alınması amacıyla, binaların kaba inşaatının tamamlanması sonrası boyutları $1 \times 1 \times 1$ m \times m ve $1 \times 1 \times 1.2$ m \times m olan beton ağırlık blokları yerlerinde üretilmiştir (Şekil 3.17). Ağırlık bloklarının kat planlarında yerleşecekleri bölgeler binanın sonlu elemanlar modeli (SEM) üzerinde gerçekleştirilen yapısal hesaplamalar sonucunda, kolonların hedef aksenal kuvvet oranlarına göre belirlenmiştir. Döşemelerin kabuk elemanlar kullanılarak modellendiği bu yapısal hesaplamalarda blokların yerleştirilmesi sonucu döşemelerde gerilmelerin dağılımı ve

kirişlerde noktasal olarak kesme kuvveti artışı kontrol edilerek, tam ölçekli bina deneylerinde düşey etkiler altında doğrusal elastik davranış limitlerinin konservatif olarak aşılmaması hedeflenmiştir. Yükleme düzeneğinin bulunduğu konuma yakın olan S101 ve S104 kolonlarının çevresine ağırlık blokları güvenlik amaçlı yerleştirilmemiş olup, bunun sonucunda farklı eksenel yük oranlarına sahip kolonlar elde edilmiştir. Kat planları üzerinde beton ağırlık bloklarının yerleşimi Şekil 3.18’de gösterilmiştir.



Şekil 3.17: Beton ağırlık bloklarının üretimi ve test binalarında görünüşleri.



Şekil 3.18: a) Birinci katta b) İkinci katta beton ağırlık bloklarının yerleşimi.

Test binalarının birinci ve ikinci kat döşeme kenarlarına yığma tuğla duvarlar görsel amaçlı ve yüksek aksenal kuvvet oranlarına katkı sağlaması amacıyla örülmüştür. Yüklemin yapıldığı bina kenarına örülmeyen bu duvarların üst taraftan bırakılan 50 mm boşluk, ezilebilir polüretan malzeme ile doldurularak yapısal elemanlar ile yığma duvar bağlantısı kesilmiş ve yapısal davranışa olası etkisi engellenmiştir (Şekil 3.19). Test binalarına etkiyen düşey yükler olarak; yapısal eleman zati yükleri, beton ağırlık blokları ve yığma duvarlar göz önüne alınarak gerçekleştirilen yapısal hesaplamalar sonucu belirlenen kolon aksenal yük oranları Tablo 3.5’de verilmiştir.

Tablo 3.5: Hesaplanan kolon aksenal kuvvet oranları.

| Kat | Kolonlar | Eksenal Kuvvet (kN) | Eksenal Kuvvet Oranı (%) |
|-------------|--------------|---------------------|--------------------------|
| Birinci Kat | S101 ve S104 | 417 | 23 |
| | S102 ve S105 | 816 | 45 |
| | S103 ve S106 | 856 | 47 |
| İkinci Kat | S201 ve S204 | 254 | 14 |
| | S202 ve S205 | 544 | 30 |
| | S203 ve S206 | 580 | 32 |



Şekil 3.19: Test binalarının ikinci ve üçüncü katlarında tuğla duvarların yerleşimi.

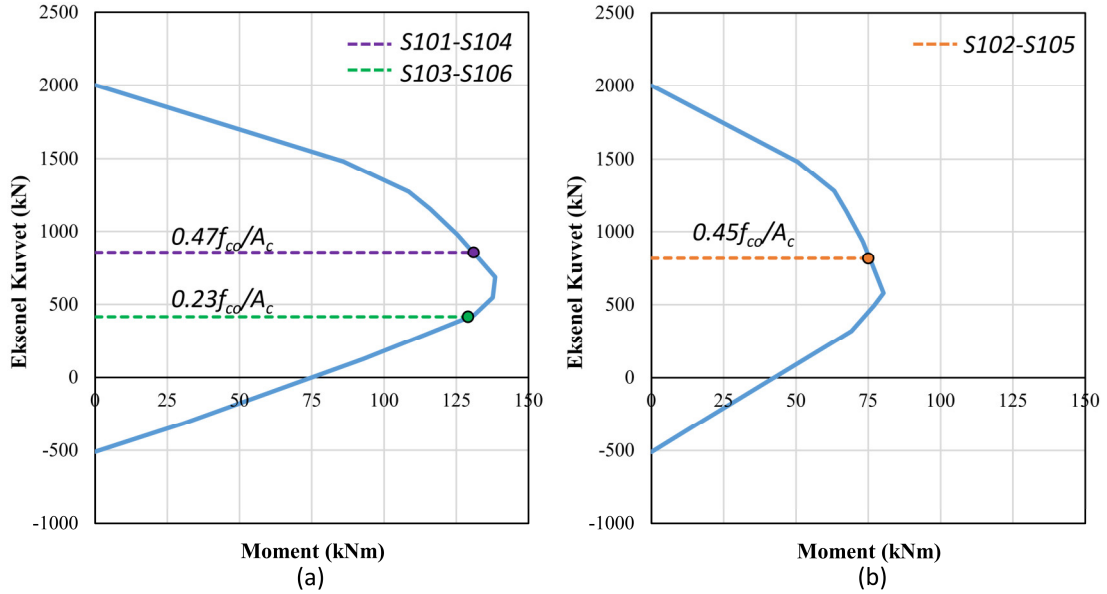
3.3.4 Test Binalarının Yapısal Yetersizlikleri ve Beklenen Davranış

Yeterli mühendislik hizmeti almamış olarak tanımlanan ve geçmiş depremlerde çok sayıda can ve mal kayıplarına neden olan riskli binaları temsilen inşa edilmiş özdeş test binalarının yapısal özellikleri nedeniyle sahip olduğu başlıca yapısal yetersizlikler aşağıda özetlenmiştir;

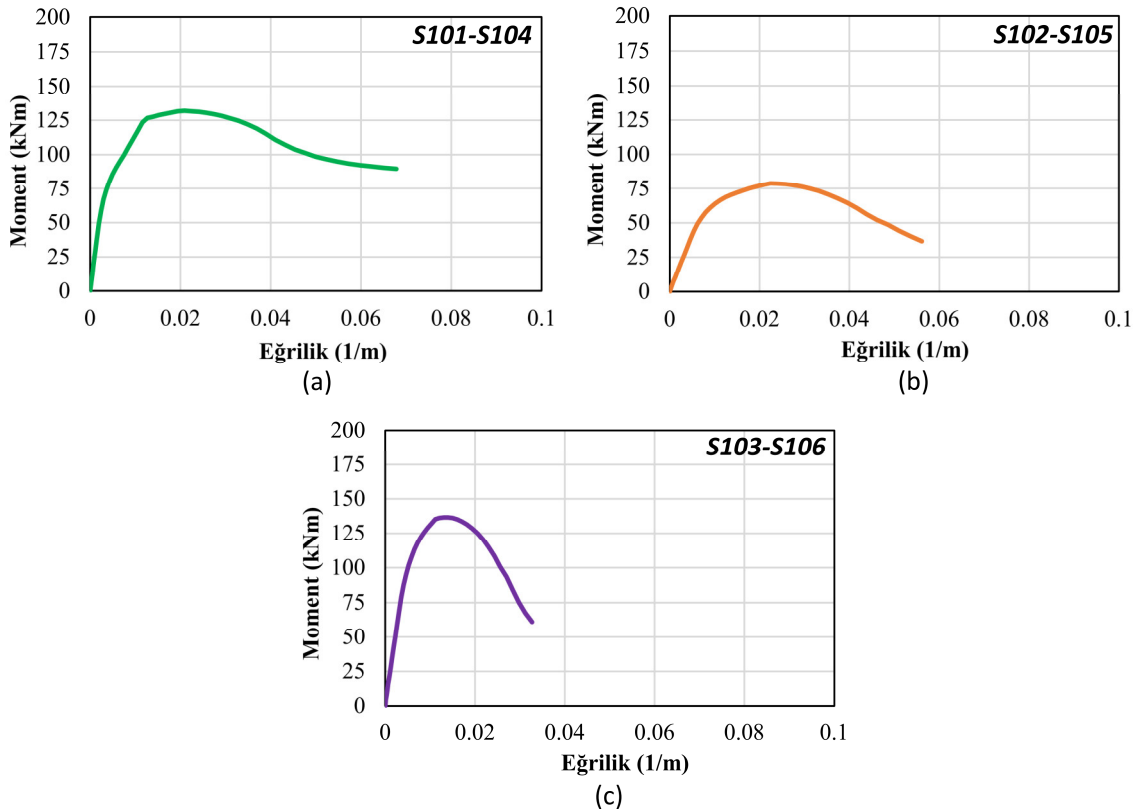
- Yatay yük taşıyıcı sistemlerinin zayıf kolon-güçlü kiriş betonarme çerçevelerden oluşması
- Düşey taşıyıcı olan kolonlarda geniş etriye aralığı ve etriye kanca uçlarının 90° olması
- Yeni yapılan binalarda kullanılan beton sınıflarına görece düşük beton kalitesi
- Zemin kat kolonlarında yüksek eksenel yük seviyeleri

Söz konusu yapısal yetersizlikler nedeniyle binanın deprem davranışında birinci kat kolonlarının davranışlarının hakim olacağı öngörülmüştür. Birinci kat kolonlarının normal kuvvet-eğilme momenti etkileşim diyagramları Şekil 3.20’de ve moment eğrilik ilişkileri Şekil 3.21’de sunulmuştur. Bu şekillerden de öngörülebileceği üzere dengeli kırılma noktası üzerinde eksenel yük oranına sahip kolonlardan S103 ve S106 kolonları en düşük eğilme deformasyonu kapasitesine sahiptir. Bütün kolonların her iki ucunda plastikleşmesi durumunda maruz kalacağı en büyük kesme kuvveti değerleri ve betonarme özelliklerine göre, TS500 (2000)’de önerilen bağıntılardan hesaplanan kesme dayanımları Tablo 3.6’da verilmiştir. Her ne kadar beton ve donatı katkısının toplamı olarak kolonların kesme dayanımları yeterli olsa da etriye aralıklarının kesit faydalı yüksekliğinden daha fazla olması nedeniyle kolonların kesme dayanımı olarak sadece beton katkısının göz önüne alınması daha doğru bir yaklaşım olacaktır. Bu durumda S101 ve S104 ile S103 ve S106 kolonlarında kolon kesme kuvveti değeri sadece beton katkısının göz önüne alındığı kolon kesme dayanımı değerini aşmaktadır. Bu nedenle kolonlarda eğilme etkileri ile plastikleşme ile birlikte kesme tipi güç tükenmesi durumu meydana gelme olasılığı bulunmaktadır. İkinci kat kolonlarında her ne kadar kolon uçlarının plastikleşmesi durumunda kesme kuvveti değeri kesme dayanımına beton katkısından daha büyük olsa da birinci kat kolonlarındaki güç tükenme durumunun ikinci kat kolon uçlarının plastikleşmesinden önce gerçekleşeceği öngörüldüğünden bu kolonlarda kesme tipi güç tükenmesi beklenmemektedir. Yapılan hesaplamalar sonucunda düşey ve yatay yükler etkisi altında öncelikle birinci kat kolon uçlarında plastikleşmenin meydana gelmesi ve

göçme durumuna S103 ve S106 kolonunun deformasyon kapasitesine ulaşarak eğilme tipi güç tükenmesi veya kesme dayanımına beton katkısı kesme kuvvetinden daha düşük olan kolonlarda kesme tipi güç tükenmesi ile ulaşılacağı öngörüsünde bulunulmuştur.



Şekil 3.20: a) Kuvvetli eksen b) Zayıf eksen normal kuvvet-eğilme momenti etkileşim diyagramı.



Şekil 3.21: a) S101-S104 kolonu b) S102-S105 kolonu c) S103-S106 kolonu moment-eğrilik ilişkileri.

Tablo 3.6: Kolon kesme dayanımları.

| Kat | Kolonlar | Kesme Kuvveti, V_e (kN) | Çatlama Dayanımı, V_{cr} (kN) | Beton Katkısı, V_c (kN) | Donatı Katkısı, V_w (kN) | Kesme Dayanımı, V_r (kN) |
|---------|--------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Birinci | S101 ve S104 | 112 | 114 | 91 | 51 | 142 |
| | S102 ve S105 | 67 | 130 | 104 | 30 | 135 |
| | S103 ve S106 | 116 | 141 | 113 | 51 | 164 |
| İkinci | S201 ve S204 | 104 | 104 | 83 | 51 | 134 |
| | S202 ve S205 | 67 | 115 | 92 | 30 | 122 |
| | S203 ve S206 | 120 | 124 | 99 | 51 | 150 |

Ülkemizdeki standart-altı mevcut binalar da sıkça karşılaşılan diğer yetersizliklerden yetersiz bindirme boyu ve düz donatı kullanımının eleman eğilme momenti kapasitelerine de etkisi olması nedeniyle, binaların göçme mekanizmasının belirsizliğini daha da arttıracığından test binalarının tasarım ve inşasında göz önüne alınmamıştır. Uygulanan LP kompozitler ile sargılama güçlendirilmesinin ana hedefi düşey taşıyıcı eleman davranışlarını iyileştirmek olduğundan test binalarında taşıyıcı sistem düzensizlikleri oluşturulmayarak, yapısal elemanların davranışlarına bağlı test binalarının deprem performansı ve eleman güçlendirmesinin etkinliği incelenmiştir.

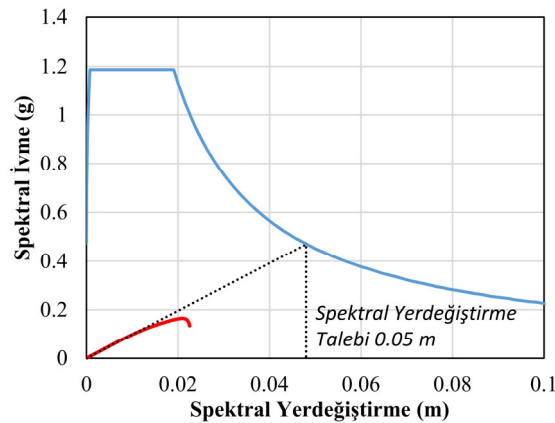
3.4 Kolonların LP Sargılanması ile Test Binasının Güçlendirilmesi

Bir önceki başlıkta belirtilen yapısal yetersizlikler nedeniyle test binalarının deprem davranışı açısından dayanım ve rijitlik karakteristiklerinde zayıflık söz konusu olsa da, bu tip binaların deprem performanslarında süneklik karakteristiği çok daha fazla ön plana çıkmaktadır. Deprem etkisi altında oluşan deformasyon taleplerinin yapısal elemanların doğrusal olmayan deformasyon ve dayanım kapasiteleri ile karşılanamaması durumunda, yapısal elemanlarda güç tükenmesi yaşanmakta ve binalarda kısmi veya toptan göçme durumları gözlenmektedir. Bu nedenle literatürdeki deneysel çalışmalar ile etkinliği ortaya konulmuş LP ile sargılama yöntemi ile test binasının süneklik özelliğinin artışına yönelik güçlendirilmesi amaçlanmıştır. Söz konusu yapısal yetersizliklerin bütünleşik etkisinden kaynaklanan yetersiz süneklik durumu, LP ile sargılama ile güçlendirme sonucunda giderilebilmektedir.

Binaların taşıyıcı sistemlerini oluşturan betonarme çerçeve sistemlerinin zayıf kolon-güçlü kiriş mekanizması şeklinde olması nedeniyle yatay etkiler altında kirişlerden önce kolonlarda plastikleşmenin gerçekleşeceği öngörülebilmektedir. Bu nedenle LP ile

sargılananın sadece kolonlara uygulanmasının yeterli olduğunda karar verilmiştir. Bina sayısal modeli üzerinde gerçekleştirilen dinamik analizler sonucunda deney yüklemesi doğrultusunda bina titreşim periyodu eleman brüt kesit ritiklikleri göz önüne alınarak $T_g=0.56s$ ($T_e=0.63s$) olarak hesaplanmıştır. Güçlendirme tasarımında TBDY 2018’de yer alan yapısal hesaplama ve tasarım önerileri göz önüne alınmıştır. TBDY 2018’e göre gerçekleştirilen doğrusal olmayan artımsal itme analizi ile güçlendirilmemiş durum için bina taban kesme kuvveti-yatay yerdeğiştirme ilişkisi elde edilmiş ve yönetmelikte belirtilen yaklaşımlar ile uygun şekilde binanın modal kapasite diyagramına dönüştürülmüştür. Eşit yerdeğiştirme kabulü dikkate alınarak DD-2 deprem etkisinde binanın yerdeğiştirme talebi TBDY 2018’de önerilen yaklaşımla belirlenmiştir. Bunun için öncelikle bina modal kapasite eğrisi idealleştirilmiş ve doğrusal bölgenin eğimi ile devam eden doğrunun, DD-2 deprem düzeyi yatay elastik ivme-yerdeğiştirme spektrumu ile kesiştiği noktanın spektral yerdeğiştirme değeri 0.05 m olarak belirlenmiştir (Şekil 3.22). Bu değer binanın yatay yerdeğiştirme değerine dönüştürülerek göz önüne alınan depremin yerdeğiştirme talebi yaklaşık 0.06 m olarak elde edilmiştir.

LP ile kolonların sargılanarak güçlendirilmesi durumunda binanın başlangıç yatay yerdeğiştirme rijitliği ve yatay yük dayanımına etkisinin sınırlı olacağı ve süneklik artışı sağlayacağı öngörüldüğünden, deprem yerdeğiştirme talebini karşılaması için gerekli beton malzemesi şekildeğiştirme değerleri kolonlar için belirlenmiştir. LP sargılama ile güçlendirme tasarımında DOWAKSA Kompozit Malzemeler firması tarafından üretilen LP kompozitler için, firma tarafından sağlanan fiziksel ve mekanik özellikler göz önüne alınmıştır (Tablo 3.7). Yapısal yetersizlikleri nedeniyle kolonlar sünek olmayan



Şekil 3.22: Test binasının spektral yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi.

davranış sergileyeceğinden, LP ile sargılamının plastikleşme bölgelerinde sürekli olarak uygulanması uygun görülmüştür. Doğrusal olmayan analizlerden elde edilen şekildeğiştirme taleplerine göre kısmen daha büyük sargılanmış beton şekildeğiştirme değerleri sağlanacak şekilde, gerekli olan LP sargılama katman sayıları birinci kat kolon uç bölgeleri için 5 kat ve birinci kat kolonları için 3 kat olarak belirlenmiştir (Tablo 3.8).

Tablo 3.7: LP kompozit mekanik ve fiziksel özellikleri.

| Katman Kalınlığı (mm) | Çekme Dayanımı, f_{fu} (MPa) | Elastisite Modülü, E_f (GPa) | En Büyük Uzama Şd., ε_{fu} (%) | Yoğunluk (g/cm^3) |
|-----------------------|--------------------------------|--------------------------------|--|------------------------------|
| 0.165 | 4900 | 240 | 2.0 | 1.79 |

Tablo 3.8: Beton şekildeğiştirmesi talepleri ve LP sargılama ile sağlanan kapasiteler.

| Kat | Kolonlar | Beton Basınç Şd. Talebi, ε_{cu} (%) | LP Katman Sayısı | LP ile Sargılanmış Beton Şd, ε_{ccu} (%) |
|---------|--------------|---|------------------|--|
| Birinci | S101 ve S104 | 0.0069 | 5 | 0.0157 |
| | S102 ve S105 | 0.0106 | 5 | 0.0157 |
| | S103 ve S106 | 0.0125 | 5 | 0.0157 |
| İkinci | S201 ve S204 | 0.0020 | 3 | 0.0113 |
| | S202 ve S205 | 0.0025 | 3 | 0.0113 |
| | S203 ve S206 | 0.0025 | 3 | 0.0113 |

Gerçekleştirilen ön tasarım ile belirlenen LP katman sayıları göz önüne alınarak TBDY 2018’de önerilen LP ile sargılanmış beton modeline göre elde edilen malzeme gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri, güçlendirilmiş binanın sayısal modelinde ilgili kolon elemanların beton fiberlerine tanımlanmıştır. Tekrarlanan artımsal itme analizleri ile elde edilen binanın itme eğrisi, modal kapasite eğrisine dönüştürülmüş ve DD2 deprem düzeyi için spektral yerdeğiştirme talebi olan yaklaşık 0.05 m değerinin güçlendirme tasarımı ile karşılanabildiği belirlenmiştir (Şekil 3.23). Birinci ve ikinci kat kolonlarının uçlarına uygulanan LP sargılama neticesinde artan deformasyon kapasitesi binanın global davranışının sünek olmasını sağlamıştır.

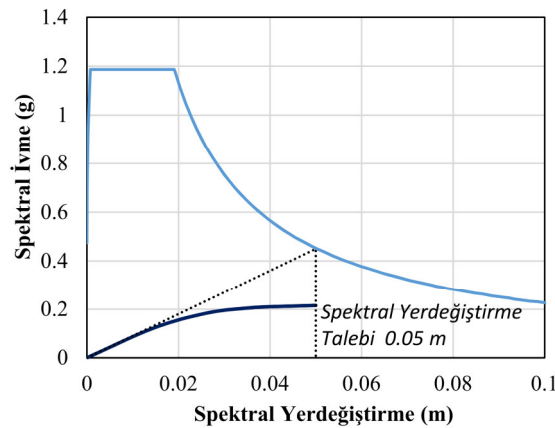
Birinci ve ikinci kattaki kolon uçlarının LP sargılama ile güçlendirilmesi sonucu artan süneklik artışı ile birlikte, plastik deformasyonların alt ve üst ucu arasında kalan bölgeye ilerlemesi ve plastik mafsallık bölgesinin taşınması beklenmektedir. Bu durumda kolonların kesme dayanımını sağlayan beton katkısının azalması söz konusu olacaktır. Bu nedenle kolon orta bölgelerinde kesme tipi güç tükenmesi oluşmasını önlemek amacıyla binanın

talep yerdeğiştirmesine ulaştığı andaki kolon kesme kuvvetleri karşılayacak şekilde LP sargılama ile kesme dayanımının arttırılması için tasarım yapılmıştır. Betonarme kolonların yetersizlikleri nedeniyle dūřuk olan kesme dayanımları gōz önüne alınmayarak, kesme kuvveti taleplerinin sadece LP sargılama ile karşılanması hedeflenmiştir. Yapılan hesaplamalar sonucunda bütun kolonların orta bōlgelerine iki kat LP sargılama uygulanmasının konservatif olarak yeterli olduğu Tablo 3.9'da verilen değerlerden görülebilmektedir.

Tablo 3.9: Kolonların kesme etkilerine karşı LP sargılama güçlendirilmesi.

| Kat | Kolonlar | Kesme Kuvveti Talebi, V_d (kN) | LP Katman Sayısı | LP Sargılama Kesme Dayanımı, V_f (kN) |
|---------|--------------|----------------------------------|------------------|---|
| Birinci | S101 ve S104 | 110 | 2 | 231 |
| | S102 ve S105 | 72 | | 136 |
| | S103 ve S106 | 136 | | 231 |
| İkinci | S201 ve S204 | 76 | 2 | 231 |
| | S202 ve S205 | 51 | | 136 |
| | S203 ve S206 | 84 | | 231 |

Kolonların LP kompozitlerle sargılanması güçlendirme tasarımı ile hedeflenen süneklik ve kesme dayanımı artışı neticesinde, güçlendirilmiş test binasının dūřey ve yatay yükler altında yeterli süneklikte performans sergilemesi beklenmektedir. Güçlendirilmiş test binasında öngörülen bina davranışında öncelikle birinci kat kolon uçlarının plastikleşmesi



şekil 3.23: Güçlendirilmiş binanın spektral yerdeğiştirme talebinin belirlenmesi.

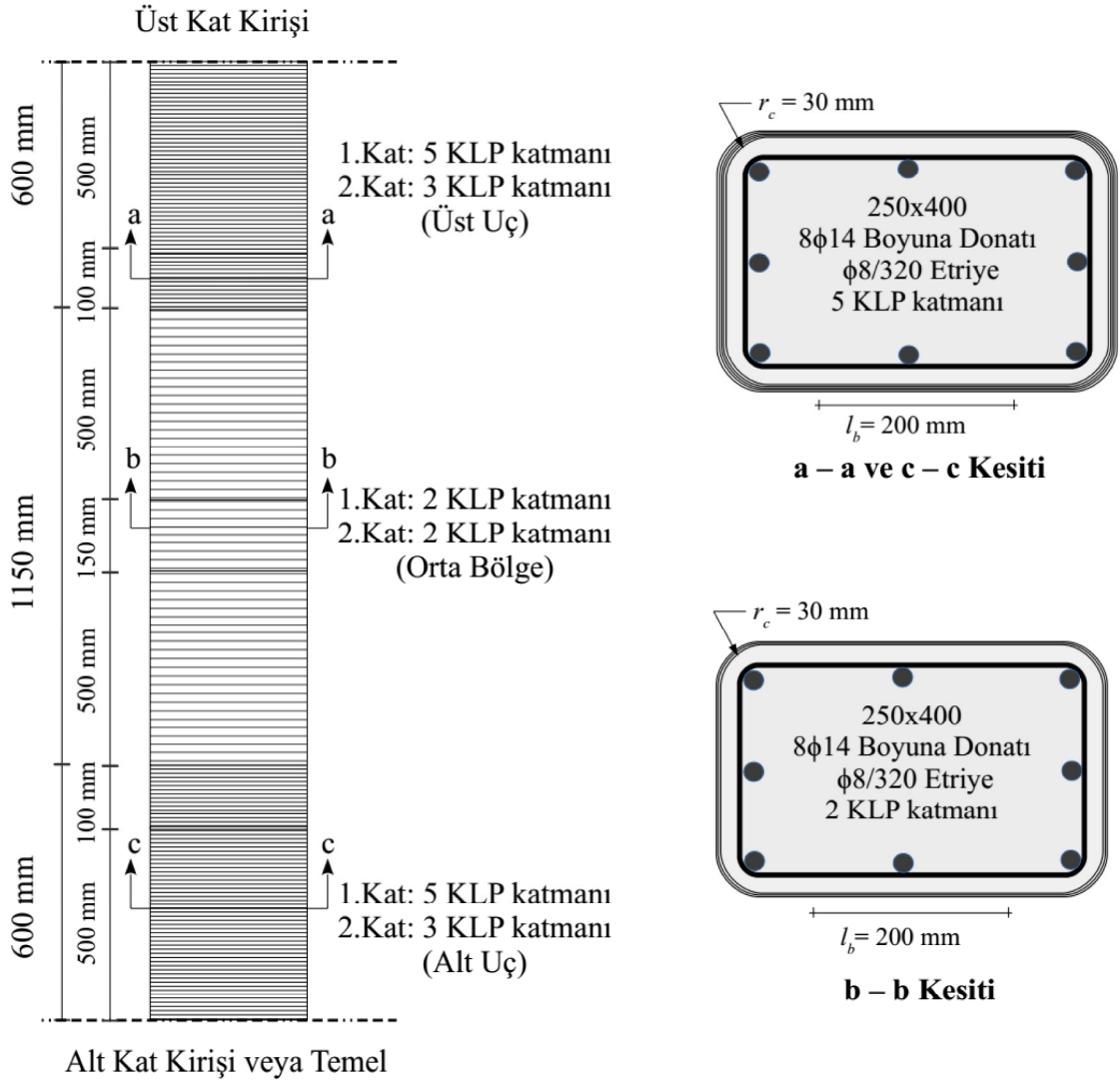
ve artan yerdeğiştirmelerle birlikte ikinci merteye etkilerin büyümesi beklenmektedir. Büyük deformasyon değerlerinde artan ikinci merteye etkilerle birlikte, test binasında

stabilite problemlerinin oluşması olasılığı bulunmaktadır. Hedeflenen sünek davranışla birlikte ani güç tükenmesi durumlarının yaşanması beklenmemektedir.

3.4.1 Kolonların LP Sargılanması ile Test Binasının Güçlendirme Uygulaması

Eleman yüksekliğince sürekli olarak uygulanması uygun görülen LP sargılama, kolon uç bölgelerinde enkesit uzun kenarın 1.5 katı ($1.5h$) yüksekliğinde olacak şekilde, kesme dayanımı için uygulanacak LP sargılama ise bu iki uç bölgesi arasında süreklilik sağlanacak şekilde uygulanmıştır. Uygulanan LP sargılama detayları Şekil 3.24'te yer alan teknik çizimde verilmiştir. TBDY 2018'de LP sargılama etkinliğinin sağlanması için önerilen tasarım sınırlamaları göz önüne alınarak, güçlendirilme uygulamalarında kolon köşelerine 30 mm yuvarlatma çapı ve LP sargılama sonunda 200 mm bindirme uzunluğu uygulanmıştır. Bunlara ek olarak süneklik artışı için tasarlanan güçlendirme ile ampirik ifadeden (Denklem 1.24) elde edilen LP ile sargılanmış beton basınç dayanımı, sargılanmamış beton basınç dayanımının; birinci kat kolonlarında 1.84 katı ve ikinci kat kolonlarında 1.50 katı olup TBDY 2018'de belirtilen 1.2 en düşük sınır değerinden daha büyüktür.

Gerçekleştirilen LP ile sargılama tasarımına göre öncelikle kolonlarda köşe yuvarlatma işlemleri uygun pahlama bıçağı ve makinası kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Köşe yuvarlatmalarının 30 mm çapı ve daireselliğın sağlandığının uygun geometri kılavuzlarla kontrol edilmiştir. Köşe yuvarlatma işlemi ile birlikte kolon geometrilerinin yüzeylerine silme işlemi makineler ile gerçekleştirilerek pürüz ve çıkıntılar düzeltilmiş, yüzeyde bulunan katı çimento şerbeti tabakası alınarak agregaların belirli olduğu beton yüzeyi elde edilmiştir. Mekanik işlemler ile düzeltilen yüzeyler basınçlı hava ile toz ve diğer maddelerden detaylı olarak temizlenmiştir. Gerçekleştirilen yüzey düzeltme işlemlerine ait fotoğraflar Şekil 3.25'de sunulmuştur. LP ile sargılamada temas yüzeyinde herhangi bir kusur ve boşluk oluşmaması için yüzeye epoksi esaslı yüzey tamir malzemesi ince bir katman (1-2 mm kalınlığında) şeklinde el aletleri ile uygulanarak, kolon yüzeyleri LP sargılama işlemlerine uygun hale getirilmiştir. Yüzey tamir işlemleri ve LP sargılamaya hazır hale getirilmiş kolonlara ait fotoğraflar Şekil 3.26'da verilmiştir.



Şekil 3.24: Kolonların LP ile sargılanması uygulama detayları.



Şekil 3.25: Yüzey hazırlama işlemleri.



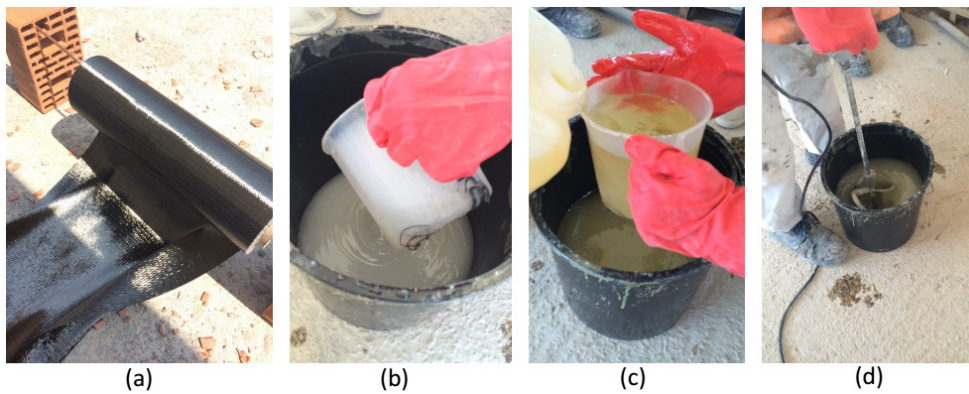
Şekil 3.26: Yüzey tamir işlemleri ve LP sargılamaya hazır kolonlar.

LP kompozitlerde kullanılacak tek yönlü yüksek dayanımlı karbon liflerden dokunmuş kumaşlar, uygulanacak katman sayılarına göre uygun uzunluklarda lif doğrultusuna dik olarak kesilmiştir. Kumaşların rulo boyu 500 mm olduğu için belirlenen sargılama tasarımının tam olarak uygulanması amacıyla 100 mm ve 150 mm genişliklerinde şeritler halinde ek karbon kumaş parçaları da hazırlanmıştır. Kolon uçlarındaki 500 mm genişliğindeki bütün kumaşların devamı olarak uç bölgelerdeki sargılamaların 600 mm yüksekliğinde uygulanması ve orta bölgede uç bölgelerin devamına sargılanacak 500 mm genişliğindeki bütün kumaşların arasında kalan 150 mm genişliğindeki boşluğa uygulanması için bu kısa genişlikteki kumaşlar kullanılmıştır.

Yüzey hazırlığı tamamlanmış kolon yüzeylerine beton ve kompozit arasındaki bağı geliştirici sıvı astar malzemesi rulolar kullanılarak bütün kolon yüzeylerine sürülmüştür. Daha sonra uygulama talimatlarına uygun şekilde yeterli miktarlarda sıvı epoksi reçine ve sertleştirici bileşenleri karıştırıcı kullanılarak karıştırılmıştır (Şekil 3.27). Epoksi karışımı

öncelikle rulolar vasıtasıyla astarlı sargılama yüzeylerine uygulanmıştır. Uygulanan epoksinin sertleşme süresi dikkate alınarak önceden hazırlanmış her bir karbon lifli kumaş yüzeylere sargılanmaya başlanmıştır. Sargılamalar yeterli bindirme boyunun sağlanması ve köşelerde zayıflık yaratılmaması amacıyla uzun kenar ortalarından başlatılmıştır. Sarılan karbon lifli kumaşlar silindir rulolarla baskılanarak ve el yardımıyla gerilerek beton yüzeyinde bulunan epoksinin kumaş tarafından emilmesi ve üst yüzeye çıkması sağlanmıştır. Sarılan her kumaş üzerine yeni bir kat epoksi karışımı rulolar ile uygulanmış ve takibinde sarılma işlemi devam ettirilmiştir. İlgili bölgenin sargılanması kumaş altındaki epoksinin en son kumaş katmanının bütün yüzeylerine emdirildiğinin kontrolü ile sonlandırılmıştır. Güçlendirilen kolondaki her bir sargılama bölgesinde bu işlemler tekrarlanarak, ilgili kolonun LP ile sargılama ile güçlendirilmesi uygulaması tamamlanmıştır. LP ile güçlendirilen bir kolona ait sargılama aşamaları Şekil 3.28’de görülebilmektedir.

Güçlendirme uygulaması deneysel amaçlar ile yapıldığı için mühendislik uygulamalarında son yüzeye henüz epoksi sertleşmemişken yapılan kumlama işlemi burada uygulanmamıştır. LP kompozitler ile sargılanmış yapısal elemanlarda sertleşmiş kompozit yüzeyinin çimento esaslı sıvaların tutunmasına uygun olmadığı için tutunma yüzeyi oluşturmak amacıyla uygulanan bu kumlama işleminin yapısal bir katkısı bulunmamaktadır. Bütün katlardaki kolonlarda LP ile sargılama işlemleri tamamlandıktan sonra kompozit ile kolon yüzeyi arasında boşluk olup olmadığının kontrolü fiziksel darbe sonucu çıkan sese bağlı olarak bütün yüzeylerde gerçekleştirilmiş ve bütün kolonlarda sağlıklı bir şekilde uygulandığı gözlemlenmiştir. LP sargılama ile güçlendirilmesi tamamlanmış kolonlara ait fotoğraflar Şekil 3.29’da verilmiştir.



Şekil 3.27: a) Karbon lifli kumaş b) Reçine bileşen c) Sertleştirici bileşen d) Bileşenlerin karıştırılması.



Şekil 3.28: LP sargılama ile kolon güçlendirmesi.



Şekil 3.29: LP ile sargılanarak güçlendirilmiş kolonlar.

3.5 Tam Ölçekli Bina Deneyleri Test Düzeneği

Yüksek kapasiteli üç eksenli hareket sağlayabilen sarsma tablalarında gerçekleştirilen testler hariç olmak üzere, tam ölçekli bina deneysel çalışmalarında genel olarak yarı-dinamik veya yarı-statik yükleme ile testler gerçekleştirilmektedir. Yarı-dinamik yüklemelerde belirli bir deprem kaydının her bir adımında binanın sergileyeceği davranış analitik olarak hesaplanmakta ve belirli noktalara yerleştirilen yükveren pistonlardan uygulanacak yükleme bu hesaplamalara göre belirlenmektedir. Bu nedenle yarı-dinamik yüklemelerde genellikle yükleme sistemlerine ek olarak, anlık analitik çözümleme gerçekleştirerek sonuçları yükveren pistonların kontrol ünitelerine gönderebilen bilgi işlem sistemlerine gereksinim duyulmaktadır. Gerçekleştirilecek tam ölçekli bina deneylerinin açık hava test

alanında gerçekleştirilecek olmasından dolayı böyle bir sistemin kurulmasının zorlukları nedeniyle, testlerde literatürde benzer çok sayıda çalışmada da tercih edilen yarı-statik yatay yüklemenin uygulanması tercih edilmiştir. Belirli bir genlik artım ilişkisi göz önüne alınarak çevrimsel yükleme adımları şeklinde uygulanan yarı-statik yüklemeler, artan yükleme parametresine bağlı bina davranışının ve yapısal hasarın gelişiminin takip edilmesi imkanı sunmaktadır. Yarı-statik yüklemelerden elde edilen test binalarına ait davranış ilişkileri; dayanım, rijitlik ve süneklik özelliklerinin kapasiteleri hakkında bilgiler sunmakla beraber, binanın ve yapısal elemanların deprem etkileri altında göstereceği davranışla ilişkili önemli bulgular sağlamaktadır. Gerçekleştirilen tam ölçekli bina deneylerindeki ana hedeflerden birinin de toptan göçme durumunun gözlenmesi olduğu dikkate alındığında, yarı-statik yüklemenin bu amaç doğrultusunda en uygun yükleme tipi olduğu görülebilmektedir. Bu nedenlerle gerçekleştirilen tam ölçekli bina testlerinde, zati yükler ve ilave düşey yükler altındaki test binalarına detayları bu başlık altında açıklanan yarı-statik çevrimsel ve artımsal itme yatay yüklemeleri uygulanmıştır. Yüklemeler sırasında kaydedilen verilerin toplandığı ölçüm sistemleri hakkında bilgilere de bu başlık altında yer verilmiştir.

3.5.1 Yükleme Sistemi

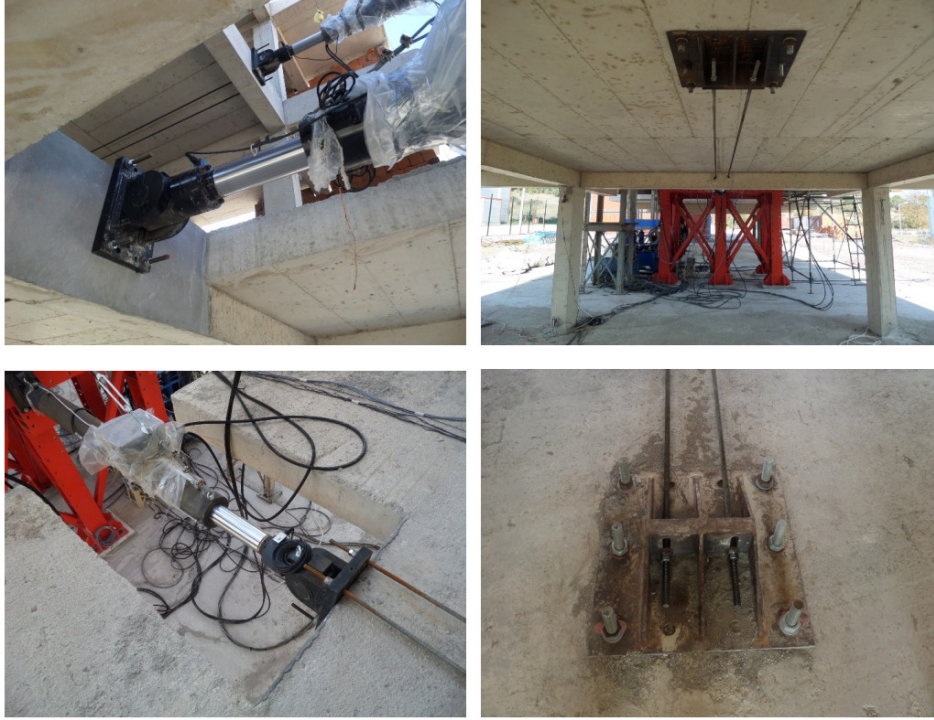
Yarı-statik olarak uygulanan yatay yüklemeler her test binasında üçer adet olmak üzere yerleştirilen 300 kN yük ve 800 mm piston silindir uzunluğuna sahip servo-kontrollü hidrolik yükverenler kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Yükveren pistonlar mafsallı elemanlarından yüksek dayanımlı bulonlar kullanılarak çelik reaksiyon çerçevesine mesnetlenmiştir. Çelik halatlı gergi sistemleri kullanılarak yükleme doğrultularına getirilen yükveren pistonlar, uçlarında bulunan mafsallı elemanlarından yükleme uygulamadan kontrollü bir şekilde test binalarının kısa doğrultudaki kirişlerine gelecek şekilde yanaştırılmıştır. Test binalarının arasında konumlanan yükleme çerçevesinin ve yükveren pistonların binalara göre konumları Şekil 3.30'da gösterilmiştir.

Birinci katlardaki yükveren piston kısa doğrultudaki kirişin açıklık ortasına, ikinci katlardaki yükveren pistonlar kiriş ucundan 1.0 m mesafe ve iki yükveren piston merkezleri arasında 3.0 m mesafe bırakılacak şekilde binalardaki yük aktarma sistemlerine bağlanmıştır. Çekme yüklemelerinde yükün aktarılması için birinci açıklıktaki döşemelerin yükleme doğrultusundaki ikinci mesnet bölgesinin üst ve alt yüzeylerine çelik elemanlar yerleştirilmiştir. Bu elemanlar toplam 6 adet 36 mm çaplı tij ile döşeme üzerinde karot

makinası kullanılarak açılan 50 mm çaplı deliklerden birbirlerine bağlanmıştır. Delik ile bağlantı tijleri arasında kalan boşluklar yüksek dayanımlı grout harcı ile doldurulmuştur. Yük aktarım elemanlarında bulunan 40 mm kalınlığındaki dik plakalar ön ve arka yüzeylerine yerleştirilen 10 mm kalınlığındaki 4 bayrak levhası ile eğilmeye karşı güçlendirilmiştir. Yük aktarma elemanının teknik çizimleri Ek C’de verilmiştir. Bu elemanlarda bulunan deliklerden geçirilen 3m uzunluğundaki 4 adet yüksek dayanımlı tijler, kirişlere açılan deliklerden ve döşeme üzerinden geçirilerek yükveren pistonun mafsalı uç elemanına uygun somunlar kullanılarak bağlanmıştır. Yük aktarma sisteminde bulunan bütün parçaların tasarımında 300 kN yükveren kapasitesinin güvenli şekilde aktarılması koşulu göz önüne alınmıştır. Yükveren pistonların test binalarına yük aktarma bağlantılarına ait fotoğraflar Şekil 3.31’de sunulmuştur.



Şekil 3.30: Yükleme çerçevesi ve yükveren pistonların test binalarına göre konumu.



Şekil 3.31: Yükveren pistonların test binalarına bağlantı detayları.

Yükveren pistonların test binalarına bağlanması aşamalarında düşey hareketi kolaylaştırmak için binaların son katlarına yerleştirilen 5000 N kapasiteli şaryolu mini vinçler kullanılmıştır. Bütün yükveren pistonlar itmede ve çekmede 400 mm hareket edebilecek şekilde piston silindir uzunluğunun yarısı dikkate alınarak yerleştirilmiştir. Yükveren pistonlara gerekli yağ basıncı iki farklı hidrolik güç ünitesi kullanılarak sağlanmaktadır. Hidrolik güç ünitesinin çalışma basıncı 210 bar olup, tek bir güç ünitesine üç yükveren piston bağlanmaktadır. Hidrolik güç ünitesi üzerindeki panelden yağ sıcaklığı deneyler süresince kontrol edilmiş, yüksek sıcaklıklarda akışkan karakteristiklerinin değişimine bağlı basınç değişimlerinin oluşmasına ve güç kaybına izin verilmemiştir. Kullanılan hidrolik güç ünitelerinin fotoğrafları Şekil 3.32’de sunulmuştur.

3.5.2 Ölçüm Sistemi

Test binalarının her birine 60 kanal olmak üzere toplam 120 kanallı veri toplama sistemi kullanılarak ipli ve doğrusal potansiyometrik cetveller ile gerinim pullarından oluşan ölçüm sisteminden deney verilerinin toplanması sağlanmıştır (Şekil 3.33). Test binalarındaki birinci ve ikinci kat yer değiştirmelerini ölçmek üzere yüklemenin yapıldığı kenarın iki köşesine 800 mm ölçüm boylu ipli potansiyometrik cetveller yerleştirilmiştir. Ölçüm sensörlerinin test binasındaki yerleşimi şematik olarak Şekil 3.34’de verilmiştir.



Şekil 3.32: Testlerde kullanılan hidrolik güç üniteleri.

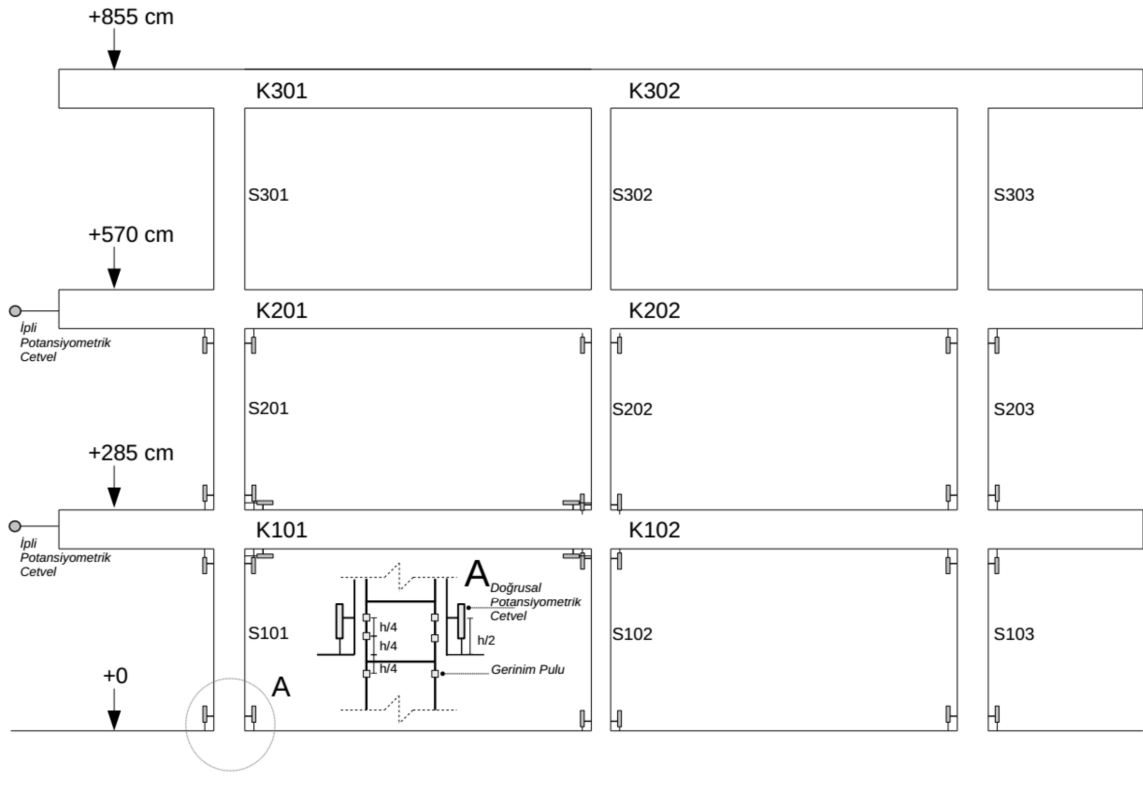
Binaların düzlem dışı hareketi binaların batı cephesine dik olarak yerleştirilen 200 mm ölçüm boylu doğrusal potansiyometrik cetvellerden takip edilmiştir. Kat yerdeğiştirmelerini ölçen sensörler ve düzlem dışı hareketin izlendiği sensörlerden gelen veriler birlikte göz önüne alınarak deney sırasında binada olası burulma hareketinin izlenmesi sağlanmıştır. Bu sensörler yükleme sistemi ve test binalarından ayrı olarak inşa edilmiş çelik ölçüm çerçevelerine mafsallı bağlantılar ile yerleştirilerek ölçüm verilerinin yüklemekten etkilenmemesi sağlanmıştır.

Güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş test binalarının batı cephelerinde yer alan birinci kat kolonlarının alt uçlarındaki iki köşe boyuna donatısına 3 farklı ölçüm noktasına karşılık gelen 5mm ölçüm boylu donatı gerinim pulları temel betonu dökülmesi öncesi yerleştirilmiştir. Her iki test binasındaki üç kolonda toplam 36 adet donatı gerinim pulu kullanılmıştır. Gerinim pulu verilerinin iletim kabloları boylarından etkilenmemesi amacıyla kablo boyları 5 m ile sınırlandırılmış ve bu nedenle gerinim pullarının bağlı olduğu veri toplama sistemleri test binalarına yakın olarak yerleştirilmek zorunda kalmıştır. Son çevrimsel yükleme adımından sonra veri toplama aygıtlarının daha güvenli bir yere çekilmesi nedeniyle donatı gerinim pullarının veri bağlantıları sonlandırılmıştır. Binaların batı cephesinde yer alan birinci ve ikinci kat kolonlarının alt ve üst uçları ile birinci kat uzun doğrultudaki ilk açıklıktaki kirişin her iki ucuna kesit yükseklığının yarısı mesafesine yerleştirilen 100 mm ölçüm boylu doğrusal

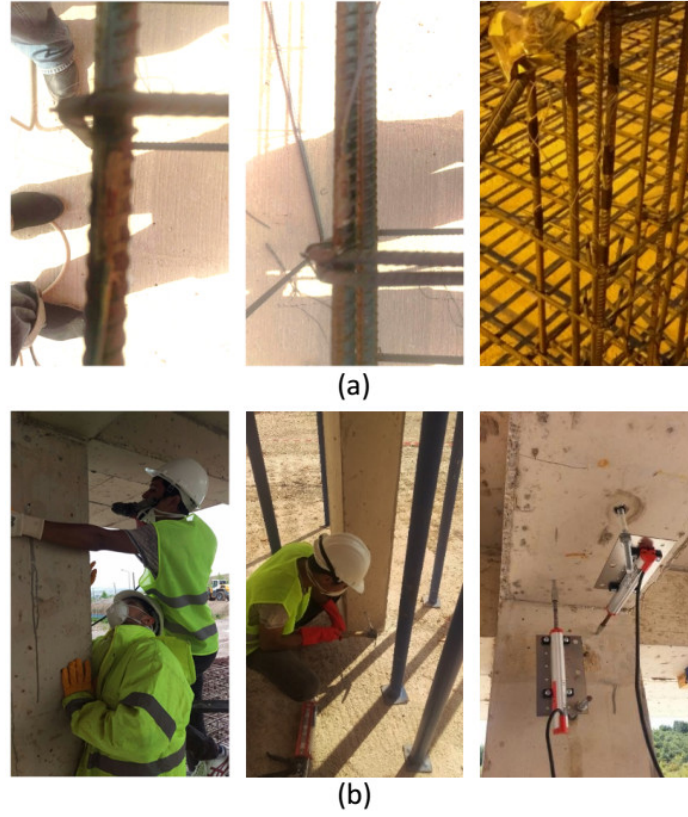
potansiyometrik cetvellerden ilgili elemanların plastik mafsallaşma bölgelerindeki deformasyon verileri elde edilmesi amaçlanmıştır. Bu potansiyometrik cetveller kolonlara açılan deliklere kimyasal ankraj uygulanarak yerleştirilen 100 mm ankraj boyuna sahip 8 mm çaplı çelik tijler ve montaj plakaları kullanılarak yerleştirilmiştir. Yarım ölçüm boylarında yerleştirilen doğrusal potansiyometrik cetvellerin ölçüm uçları sürtünme etkisini minimize etmek amacıyla eleman ve temel yüzeylerine yapıştırılan cam plakalara temas ettirilmiştir. Kolonlarda kullanılan ölçüm sensörlerinin yerleştirilmesine ait fotoğraflar Şekil 3.35'te verilmiştir.



Şekil 3.33: Veri toplama sistemleri.



Şekil 3.34: Ölçüm sensörlerinin yerleşimi.



Şekil 3.35: a) Gerinim pullarının b) Potansiyometrik cetvellerin yerleştirilmesi.

Yerleştirilen ölçüm sensörlerinin dışında yükveren pistonlarda bütünleşik bulunan yük hücreleri ve yerdeğiştirme sensörlerinden gelen veriler de, kullanılan veri toplama yazılımında oluşturulan sanal kanallar üzerinden diğer ölçüm verileri ile birlikte eş zamanlı olarak toplanmıştır. Ölçüm sensörleri ve yükveren pistonlardan gelen ölçüm verileri kullanılan veri toplama yazılımı ile 1 veri/s frekansı ile toplanarak kaydedilmiştir. Ölçüm verilerinin dışında, çatlak ölçüm kartları kullanılarak elemanlarda meydana gelen çatlakların kalınlığı her bir çevrimin en büyük yerdeğiştirme değeri ve sıfır yükleme noktalarında kaydedilmiştir. Deneyler süresince yapısal elemanlarda gözlemlenen diğer fiziksel hasarlar ise fotoğraf makinesi ve aksiyon kameraları ile görsel veri olarak kaydedilmiştir.

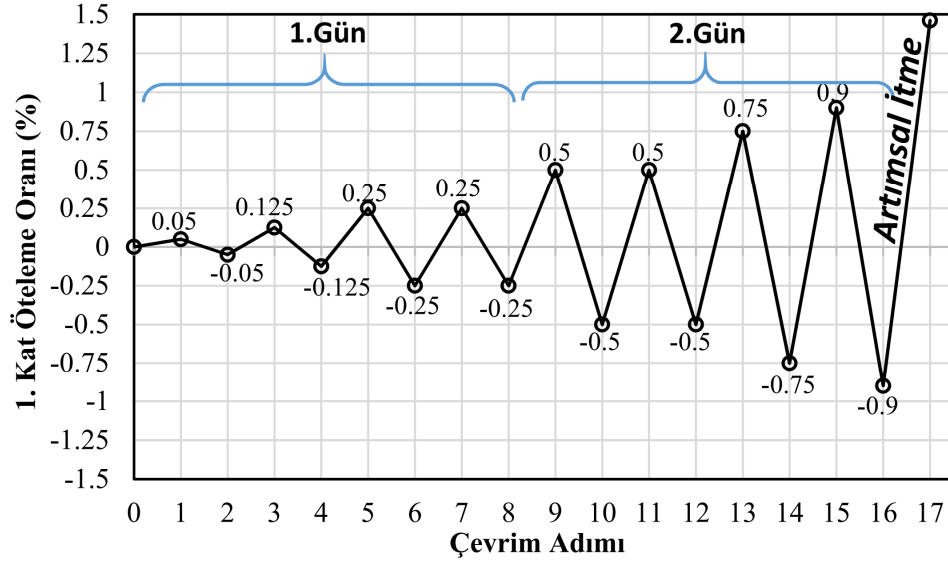
3.5.3 Yatay Yükleme

Yarı-statik yatay yüklemenin tam ölçekli binalarda gerçekleştiriliyor olmasının verilerin toplanmasının takibi ve güvenlik açısından gerektirdiği hassasiyet ile birlikte, uzun çalışma sürelerinde yağ sıcaklığının akışkan karakteristiğine etkileri nedeniyle hidrolik sistemlerde oluşabilecek hidromekanik problemler, göz önüne alınarak yükleme adımlarının toplamda üç gün süreyle uygulanması karar verilmiştir. İlk iki gün hedef yükleme adımlarına kadar

uygulanan çevrimsel yüklemeler yükveren pistonlardan gelen yük verilerinin sıfırlandığı pozisyonda sonlandırılmış, bir sonraki gün kalıcı yerdeğiştirmelerde göz önüne alınarak yükleme adımlarına devam edilmiştir. Deneysel programın üçüncü gününde ise sadece artımsal itme yüklemesi uygulanmıştır.

Deprem etkilerini benzeştiren yatay yüklemeler birinci kat yerdeğiştirmesinin kat yüksekliğine oranı olan birinci kat öteleme oranı kontrol parametresi olacak şekilde yerdeğiştirme kontrollü olarak uygulanmıştır. Düzgün geometrili az katlı binalarda hakim titreşim periyoduna karşılık gelen birinci mod şekli ile yatay yüklerin birinci ve ikinci katlara etkitilmesi amaçlanmıştır. Bu nedenle deneyler süresince birinci kata etkitilen kuvvetin, ikinci kata etkitilen toplam kuvvetin yarısı olması sağlanacak şekilde kuvvet kontrolü de sağlanmıştır. Binaların ikinci kat döşemesine iki adet yükveren piston, birinci kat döşemesine bir adet yükveren piston bağlanmıştır. Yükveren pistonlarda yer alan yük hücresi ve yerdeğiştirme sensöründen eşzamanlı olarak elde edilen verileri aktaran veri toplama ünitesi ve kontrol yazılımı ile yerdeğiştirme ve yük kontrolleri sağlanmıştır.

Tam ölçekli bina deneylerinin binalarda toptan göçme durumu gözlemlenene kadar yüklenmesi hedeflenmiştir. Fakat yükveren pistonların çekme yüklemeleri için binalara yük aktarma sistemleri ile bağlanması nedeniyle toptan göçme durumu gerçekleşene kadar tersinir tekrarlı yüklemenin devam ettirilmesi güvenlik açısından uygun değildir. Bu nedenle çevrimsel (tersinir tekrarlı) yüklemenin belirli bir göçme öncesi fiziksel hasar durumu gözlemlenmesi halinde sonlandırılması kararlaştırılmıştır. Uygulanan yükleme çevrimleri %0.125, %0.25 (iki tam çevrim), %0.5 (iki tam çevrim) ve %0.75 birinci kat öteleme oranları olarak uygulanmıştır. %0.75 yükleme adımlarında güçlendirilmemiş test binasında gözlemlenen hasarlar nedeni ile bir sonraki adıma %0.9 öteleme oranı olarak karar verilmiştir. Bu öteleme oranında gözlemlenen donatı burkulması başlangıcı ve kabuk betonu dağılması gibi ileri hasar seviyeleri nedeni ile çevrimsel yükleme adımlarının sonlandırılmasına karar verilmiştir. Test binalarına uygulanan çevrimsel yatay yükleme Şekil 3.36'da verilmiştir. Deney programının birinci günü %0.125, %0.25 (iki tam çevrim), %0.5 (iki tam çevrim) yükleme adımları, ikinci günü %0.75 ve %0.9 yükleme adımları test binalarına uygulanarak çevrimsel yükleme aşaması tamamlanmıştır.



Şekil 3.36: Uygulanan yükleme adımları.

Çevrimsel yükleme adımlarının tamamlanması ile yükveren pistonların yük aktarma sistemleri boşaltılmış ve sadece test binalarına monotonik artımsal itme yüklemesi uygulayacak hale getirilmiştir. Güçlendirilmemiş binada artımsal itme yüklemesine yaklaşık %1.45 birinci kat öteleme oranında binada gerçekleşen toptan göçme durumuna kadar devam edilirken, güçlendirilmiş binada artımsal yükleme yükveren piston yerdeğiştirme kapasitesi nedeniyle yaklaşık %15 öteleme adımına kadar devam ettirilmiş fakat toptan göçme durumu gerçekleşmemiştir.

3.6 Deneysel Sonuçlar

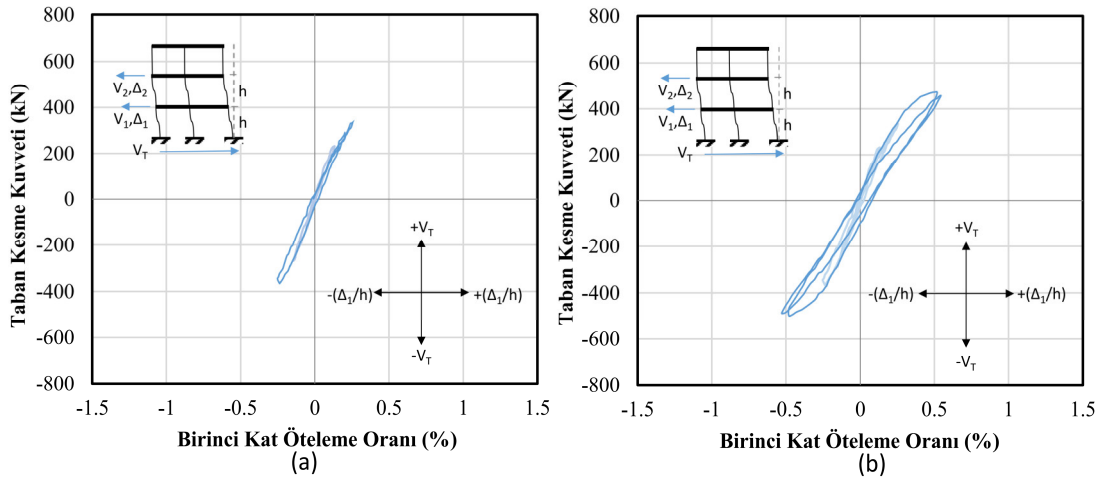
Gerçekleştirilen eşzamanlı tam ölçekli bina testlerinden toplanan deneysel veriler ve görsel olarak kaydedilen yapısal elemanlardaki hasarın gelişimi birlikte değerlendirilerek, güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş test binalarının davranışları bu başlık altında incelenmiştir. Genel olarak binaların şekildeğiştirmeye dayalı deprem performanslarının değerlendirilmesinde binanın ve katların global davranışı, kat kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkileri ile temsil edilmektedir. Bu nedenle deneysel verilerden elde edilen kat kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkileri bina davranışlarının değerlendirmesinde kullanılmıştır. Sahip olduğu yapısal yetersizlikler nedeniyle sünek olmayan bir davranış ve toptan göçme durumu gözlemlenen güçlendirilmemiş binanın davranış ilişkileri ile güçlendirilmiş binanın davranış ilişkileri karşılaştırmalı olarak incelenmiş, LP ile kolonların sargılanma güçlendirme yönteminin deneysel veriler ışığında etkinliği tartışılmıştır.

3.6.1 Güçlendirilmemiş Binada Hasarın Gelişimi

Test binalarının yatay yük taşıyıcı sistemleri zayıf kolon-güçlü kiriş sistemli çerçevelerden oluştuğu için düşük yükleme adımlarından itibaren yapısal hasarların gelişimi birinci kat kolonlarının alt ve üst uçlarında gerçekleşmiştir. İlk yapısal hasarlar birinci kat kolonlarından görece daha düşük eksenel kuvvet oranına sahip S101 ve S104 kolonlarında kılcal eğilme çatlakları şeklinde, %0.125 birinci kat öteleme oranı yükleme adımıdaki en büyük yerdeğiştirme değerinde gözlemlenmiştir. Bu yükleme adımıda diğer kolonlarda herhangi bir çatlak oluşumu kaydedilmemiştir.

İki çevrim olarak uygulanan %0.25 birinci kat öteleme oranı ilk yükleme adımının en büyük ve en küçük yerdeğiştirme değerlerinde bütün kolonlarda minör eğilme çatlakları oluşmuştur. Bütün çatlaklar yükleme sıfır noktasına gelindiğinde kapanmaktadır. %0.5 birinci kat öteleme oranı ilk yükleme çevriminin en büyük yerdeğiştirme değerinde, kuvvetli eksen etrafında eğilen S101, S104, S103 ve S106 kolonlarının alt ve üst bölgelerinde kesme etkilerinin göstergesi olarak eğik çatlaklar meydana gelmiştir. Yükleme adımının ikinci çevriminde kolonlarda gözlemlenen eğilme ve kesme çatlaklarının sayısında ve genişliklerinde artış meydana gelmiştir. %0.25 ve %0.50 öteleme oranı yükleme adımlarında kolonlarda gözlemlenen hasar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri Şekil 3.37’de verilmiştir.

Kolon dış yüzeyinde ilk beton ezilmesi %0.75 öteleme adımıda, görece yüksek eksenel yük oranına sahip S103 ve S106 kolonlarının alt uçlarında meydana gelmiştir. Bu kolonlarda ezilmeler ile birlikte köşe donatılarının bulunduğu bölgelerde yüksek eksenel basınç gerilmelerinin göstergesi düşey çatlaklar oluşmuştur. Gözlenen bu yapısal hasarlar nedeniyle bir sonraki yükleme adımıda daha ileri seviye hasarlar beklendiğinden, hasarın sürekli kontrolüyle yükleme daha hassas olarak gerçekleştirilmiş ve son çevrimsel yükleme adımı olan %0.9 öteleme oranı uygulanmıştır. İtme ve çekme adımlarının en büyük yerdeğiştirme değerlerinde, ezilme gözlemlenen bölgelerde kabuk betonunda dağılma ve dökülmeler gerçekleşmiş, S103 ve S106 kolonlarının beton hasarının söz konusu olduğu alt uç bölgesinde boyuna donatılarda burkulma başlangıcı gözlemlenmiştir. Betonarme kolonlarda gerçekleşen bu ileri seviye hasarları göçme durumuna yaklaşıldığını belirttiği için, çevrimsel yükleme adımları %0.9 öteleme oranında tam bir çevrim yapıldıktan sonra yatay yükler sıfırlanarak tamamlanmıştır. Her bir çevrimsel yükleme adımlarında birinci



Şekil 3.37: a) %0.25 yükleme adımı b) %0.50 yükleme adımı yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri.

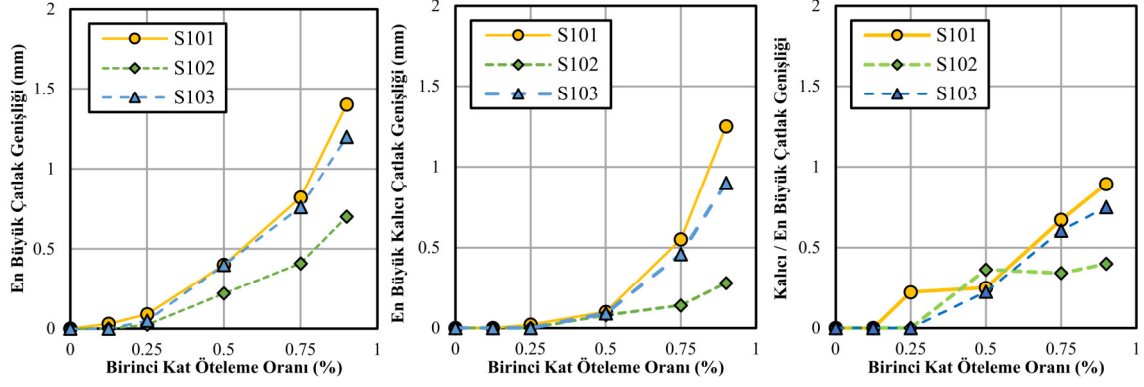
kat kirişlerinde hasar kontrolü gerçekleştirilmesine rağmen belirgin bir çatlak veya hasar durumu tespit edilmemiştir. %0.75 ve %0.90 öteleme oranı yükleme adımlarında kolonlarda gözlemlenen hasar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri Şekil 3.38'de verilmiştir.

Her bir çevrimsel yükleme adımının hedef yerdeğiştirme ve yükleme sıfır noktalarında çatlak ölçüm kartları ile çatlak genişliği ölçülerek kaydedilmiştir. Çatlak genişliklerinin yükleme adımlarına bağlı değişimi Şekil 3.39'da verilmiştir. Bu grafiklerde ölçülen çatlak genişlikleri, eğilme ve kesme etkilerinden oluşan yatay ve eğik çatlak üzerinden çatlak dik olarak ölçülmüş aynı konumlardaki en büyük genişlik değerleridir. Eksenel gerilme artışı ile gözlemlenmiş düşey çatlaklar ile beton basınç hasarları ile ilişkili çatlaklar dahil



Şekil 3.38: a) %0.75 yükleme adımı b) %0.90 yükleme adımı yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri.

edilmemiştir. %0.25 öteleme oranı yükleme çevrimlerinde oluşan eğilme çatlaklarının tamamı 0.1 mm daha küçüktür. Eksenel yük oranı görece düşük olan S101 ve S104 kolonları hariç diğer birinci kat kolonlarında bu çatlaklar yük sıfır noktalarında kapanmaktadır. %0.5 öteleme oranı yükleme çevrimlerinde oluşan eğik çatlaklar yaklaşık 0.4 mm genişliğe sahiptir. Bu yükleme adımında yükleme sıfır noktasındaki kalıcı çatlak genişlikleri bütün kolonlarda yaklaşık olarak 0.1 mm genişliğindedir. Çevrimsel yükleme adımlarının son öteleme oranı (%0.9) değerinde ölçülen en büyük çatlak genişliği 1.4 mm ve bu çatlakın yükleme sıfır noktasındaki kalıcı genişliği 1.2 mm'dir. Görece daha yüksek eksenel yük oranına sahip S103 ve S106 kolonlarında eğilme ve kesme çatlaklarının sayısının az ve genişliklerinin düşük olmasına rağmen, gözlemlenen yapısal hasarlar çok daha fazladır.

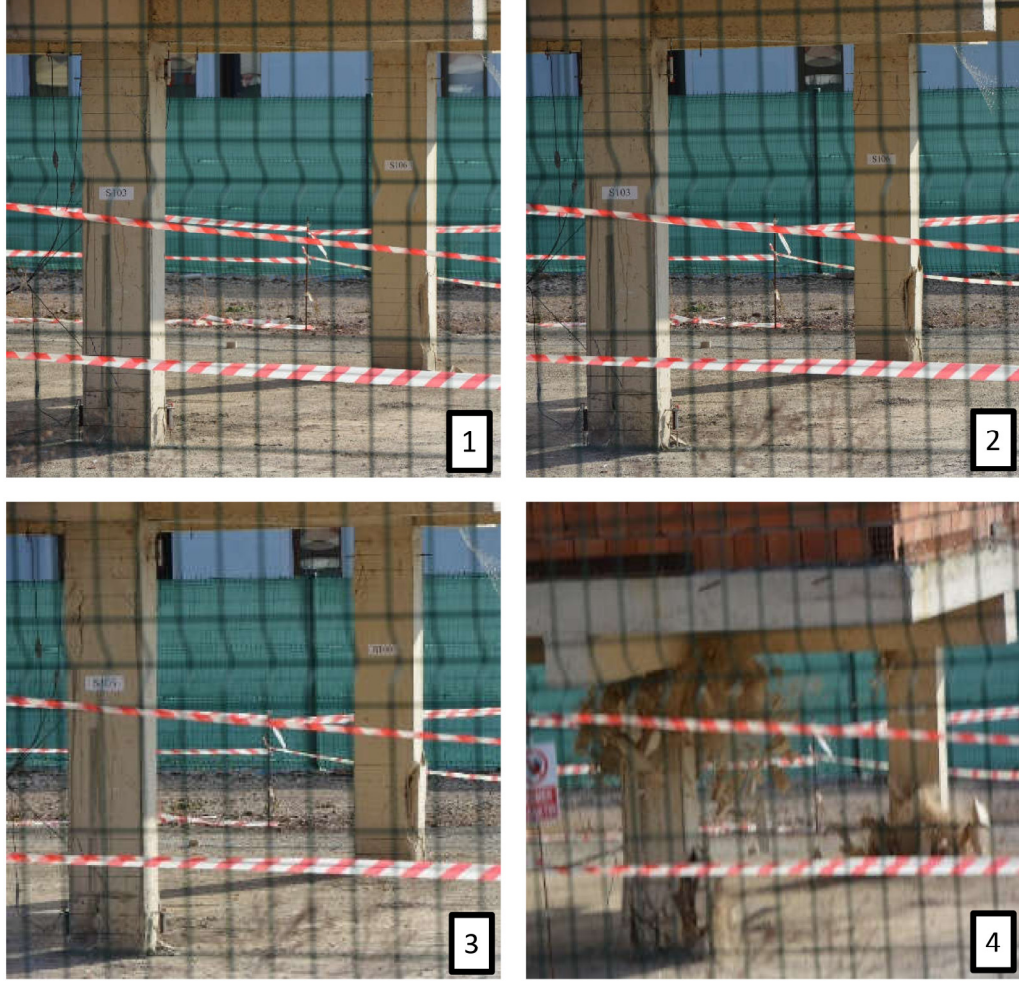


Şekil 3.39: En büyük çatlak genişlikleri ve kalıcı çatlak genişlikleri.

Daha düşük eksenel yük oranı nedeniyle S101 ve S104 kolonlarında diğer kolonlara göre daha büyük çatlak genişleri ölçülmüştür. Çatlak ölçümlerinde eğik kesme çatlaklarının genişliklerinin eğilme çatlaklarına göre daha büyük olduğu gözlemlenmiştir. Düşük öteleme oranlarında kalıcı/en büyük çatlak genişliği oranı 0.35'ten daha azdır. Artan yükleme adımları ile kuvvetli eksen etrafında eğilen kolonlarda bu oranı yaklaşık doğrusal bir artış göstererek 0.90 değerine kadar ulaşmaktadır. ACI 224R-01 (2008) teknik dökümanına göre %0.5 öteleme oranına kadar test binasında oluşan çatlaklar kabul edilebilir düzeydedir ($< 0.3\text{mm}$). FEMA 308 (1999) dokümanında kolon elemanlarda 3.17 mm genişliğe kadar olan çatlakların düşük viskoziteli epoksi enjeksiyonu ile tamir edilebilir olduğu belirtilmektedir. Bu nedenle %0.9 öteleme oranı yüklemesinde gözlemlenen donatı burkulması başlangıcına kadar oluşan çatlak ve beton hasarları onarılabilir seviyede olduğu söylenebilmektedir.

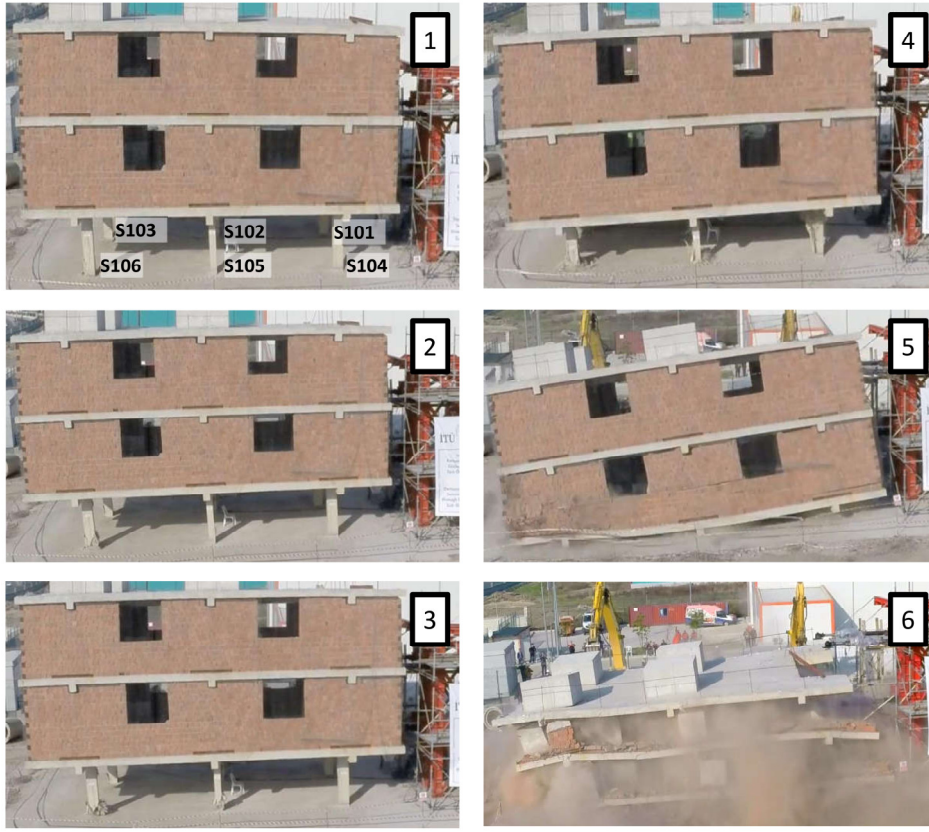
3.6.2 Güçlendirilmemiş Binada Toptan Göçme Durumu

Güçlendirilmemiş binanın toptan göçme mekanizması artımsal itme yüklemesinin yaklaşık %1.0 birinci kat öteleme adımında başlamıştır. Test binasında yatay yük dayanım kaybı ile birlikte yaklaşık %1.45 birinci kat öteleme oranında S103 ve S106 kolonlarında meydana gelen gevrek eksenel basınç güç tükenmesi sonucunda binanın toptan göçmesi gözlemlenmiştir. Bu kolonlarda göçme durumunda meydana gelen ağır beton hasarı ve boyuna donatıların burkulması ile birlikte gerçekleşen eksenel basınç güç tükenmesi, Şekil 3.40'da verilen göçme anında çekilen fotoğraflarda görülebilmektedir. Eksenel basınç güç tükenmesi sonucu S103 ve S106 kolonlarında meydana gelen ani eksenel yük taşıma kapasitesi kaybı sebebiyle, birinci kat taşıyıcı sisteminde meydana gelen kararsızlık durumu ve diğer birinci kat kolonlarının dayanım kapasitesi yetersizliği bu

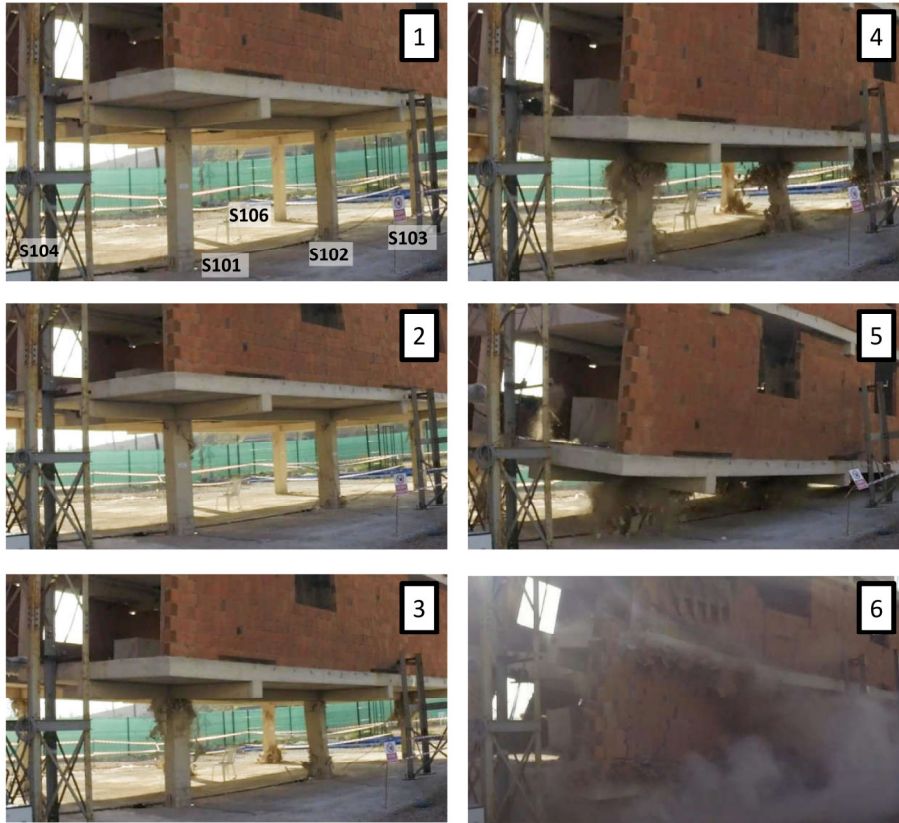


Şekil 3.40: S103-S106 kolonlarında aksel basıncı güç tükenmesi.

kolonlar tarafından karşılanan iç kuvvetlerin anlık olarak diğer kolonlara yeniden dağılmasını sağlayamamıştır. Bunun sonucunda S101 ve S104 ve S102 ve S105 kolonlarında gözlemlenen kesme güç tükenmeleri ile birinci katın göçmesi anlık olarak gerçekleşmiştir. S101 ve S104 kolonlarında kesme güç tükenmesi mevcut eğik çatlaklarda oluşan kayma yüzeylerinde meydana gelmekteyken, S102 ve S105 kolonlarında deneyin çevrimsel yükleme adımlarında gözlenmemesine rağmen ani olarak oluşan eğik kesme çatlaklarıyla kesme tipi güç tükenmesi modu gözlemlenmiştir. Güçlendirilmemiş binanın doğu ve batı cephelerinden göçme anının ait görünümü Şekil 3.41 ve Şekil 3.42’de verilen sıralı fotoğraflarda görülebilmektedir. Birinci kattaki bütün kolonlarda meydana gelen güç tükenmesi ile birinci katın göçmesini takiben diğer katların üst üste göçmesi gözlemlenmiştir. Güçlendirilmemiş binanın göçme sonrası görünümü, özellikle zayıf kolon-güçlü kiriş taşıyıcı sistemleri bulunan standart-altı betonarme binaların geçmiş yıkıcı depremler sonrasındaki yıkılmış durumları ile oldukça benzerdir (Şekil 3.43).



Şekil 3.41: Doğu cephesinden güçlendirilmemiş binada toptan göçme durumu.



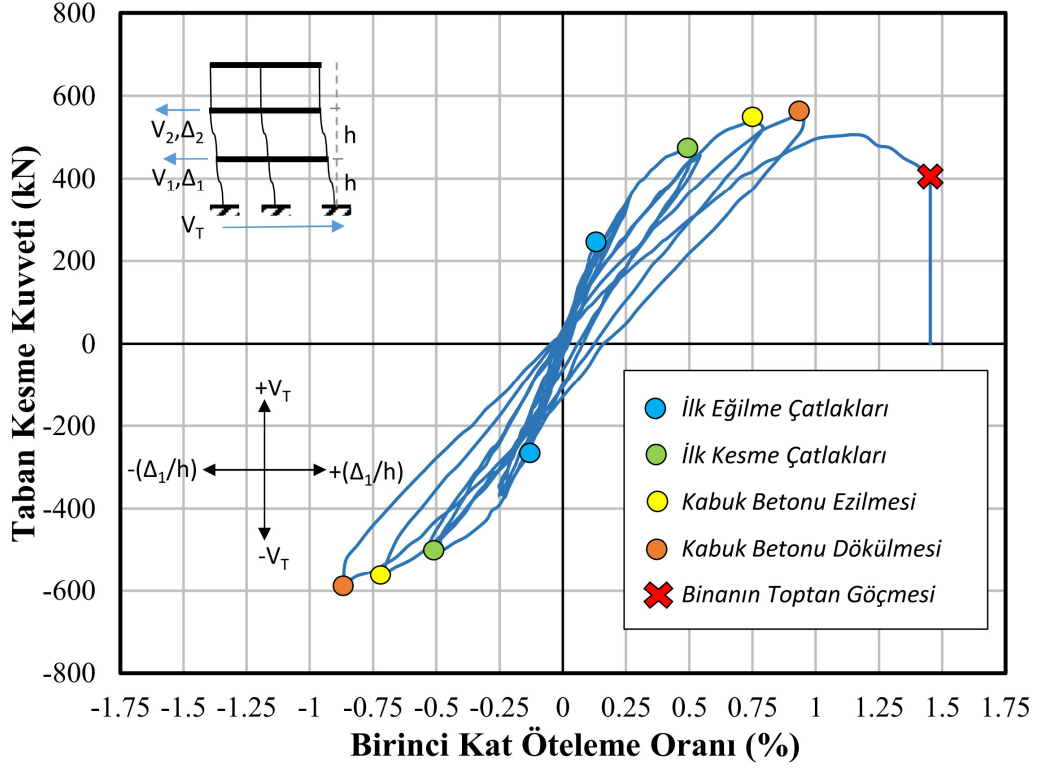
Şekil 3.42: Batı cephesinden güçlendirilmemiş binada toptan göçme durumu.



Şekil 3.43: Güçlendirilmemiş binanın test sonu görünümü.

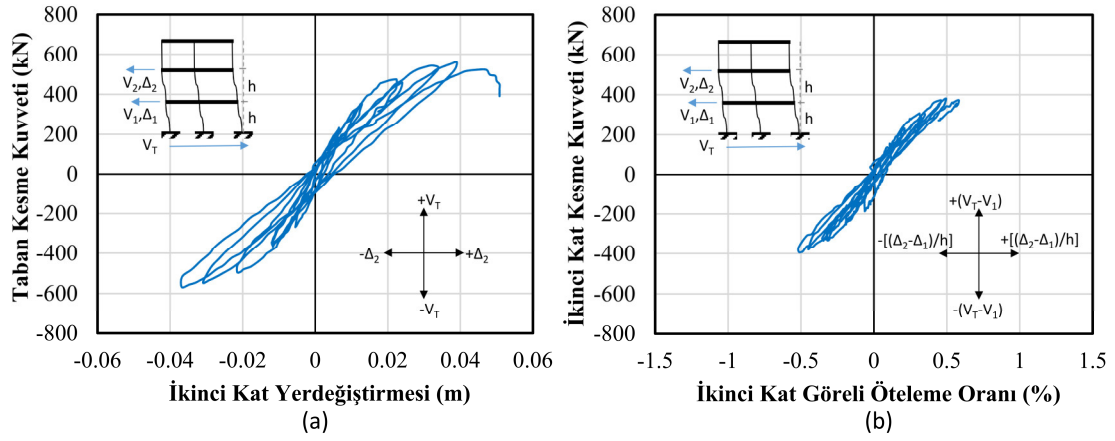
3.6.3 Güçlendirilmemiş Binanın Yatay Yük Altında Davranışı

Test binalarının yapısal özellikleri nedeniyle bina davranışına birinci kat kolonlarının hakim olduğu, güçlendirilmemiş binada yapısal hasarın bu kolonlarda yoğunlaşmasından görülebilmektedir. Bu nedenle deneysel davranışların değerlendirilmesinde ana ilişki olarak taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisi göz önüne alınmıştır. Güçlendirilmemiş binaya ait taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisi Şekil 3.44’de verilmiştir. %0.125 öteleme adımının itme ve çekme adımlarında oldukça doğrusal bir davranış gösteren test binasında, %0.25 öteleme adımı sonu bütün birinci kat kolonlarında eğilme çatlaklarının oluşması ile yükleme sıfır noktalarında kalıcı deformasyonlar meydana gelmiştir. Kuvvetli eksen etrafında eğilen birinci kat kolonlarında eğik kesme çatlaklarının gözlemlendiği %0.5 öteleme adımı çevrimlerinde belirginleşen doğrusal olmayan davranışla beraber kalıcı deformasyonlar ilerlemiştir. %0.75 ve %0.9 birinci kat öteleme oranı adımlarında gözlemlenen ileri yapısal hasarlar ile birlikte çevrim genişlikleri artmıştır. Güçlendirilmemiş test binasının yatay yük kapasitesi 554 kN olarak %0.9 öteleme adımında ölçülmüştür. Artımsal tek yönlü yükleme aşamasının ilerleyen öteleme adımlarında, gelişen ileri seviye hasar ile birlikte binanın yatay rijitliğindeki azalma nedeniyle test binası yatay yük kapasitesine tekrar ulaşamamış ve %1.0 öteleme oranı adımının ötesinde hızlı gelişen yatay yük dayanım kaybı gözlenmiştir. Yaklaşık %1.45 öteleme oranında ani aksenal yük taşıma kaybına karşılık gelen toptan göçme durumu gerçekleşmiştir.

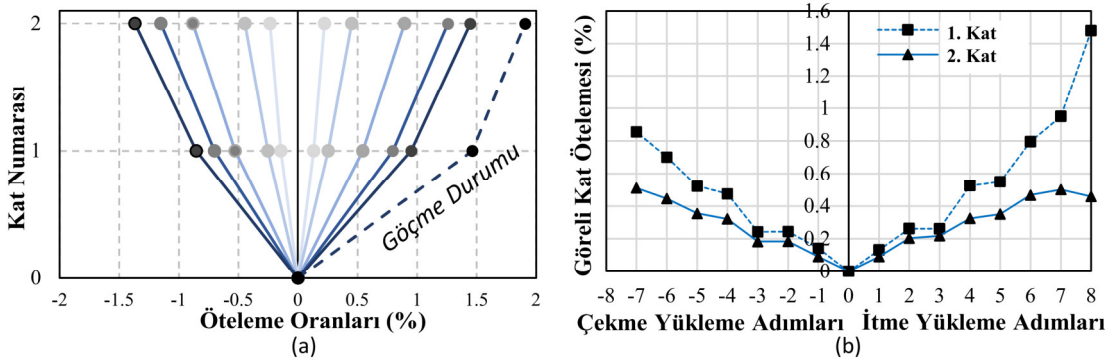


Şekil 3.44: Güçlendirilmemiş bina taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisi.

Deneysel verilerden oluşturulan ve binanın global davranışını temsil eden taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi ilişkisi ile birlikte ikinci kata ait kesme kuvveti-görelî kat öteleme ilişkileri Şekil 3.45’de verilmiştir. Bu ilişkilerden de görülebileceği üzere ikinci kattaki davranış deney süresince yaklaşık %0.5 öteleme oranı ile sınırlanmış ve yaklaşık 0.01 m ikinci kat yerdeğiştirme değerinden (%0.25 birinci kat öteleme oranı yükleme adımı) itibaren binanın global davranışında birinci katın davranış daha etkili olmuştur. Bu durumun daha net görülebilmesi için artan yükleme adımlarına bağılı görelî kat öteleme oranlarıyla binanın ilk iki katının yerdeğiştirme profili değışimi oluşturulmuş ve Şekil 3.46’da sunulmuştur. Birinci katın görelî kat öteleme oranı ikinci kata göre %0.25 yükleme adımında yaklaşık 1.3 kat daha fazladır. Artan yükleme adımları ile görelî kat öteleme oranları arasındaki farkta artış gözlenmiş ve güçlendirilmemiş test binasının göçmesine karşılık gelen %1.45 birinci kat öteleme oranında katlar arası görelî kat öteleme farkı 3.2 kata kadar çıkmıştır. Test binasının görelî kat ötelemesi profilinden de görülebileceği üzere birinci kat kolonlarında gelişen hasar ile birlikte bu katta çok daha büyük yerdeğiştirmeler oluşmuş ve birinci katta oluşan kat mekanizması ile test binasının toptan göçme durumu gerçekleşmiştir.



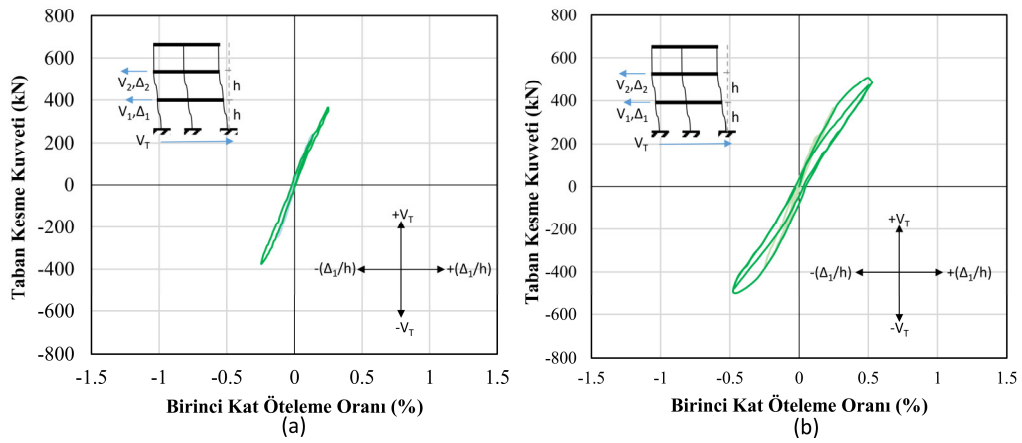
Şekil 3.45: a) Taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi b) İkinci kat kesme kuvveti-ikinci kat görelü öteleme oranı.



Şekil 3.46: a) Güçlendirilmemiş bina yerdeğiştirme profili b) Görelü kat ötelemelerinin karşılaştırılması.

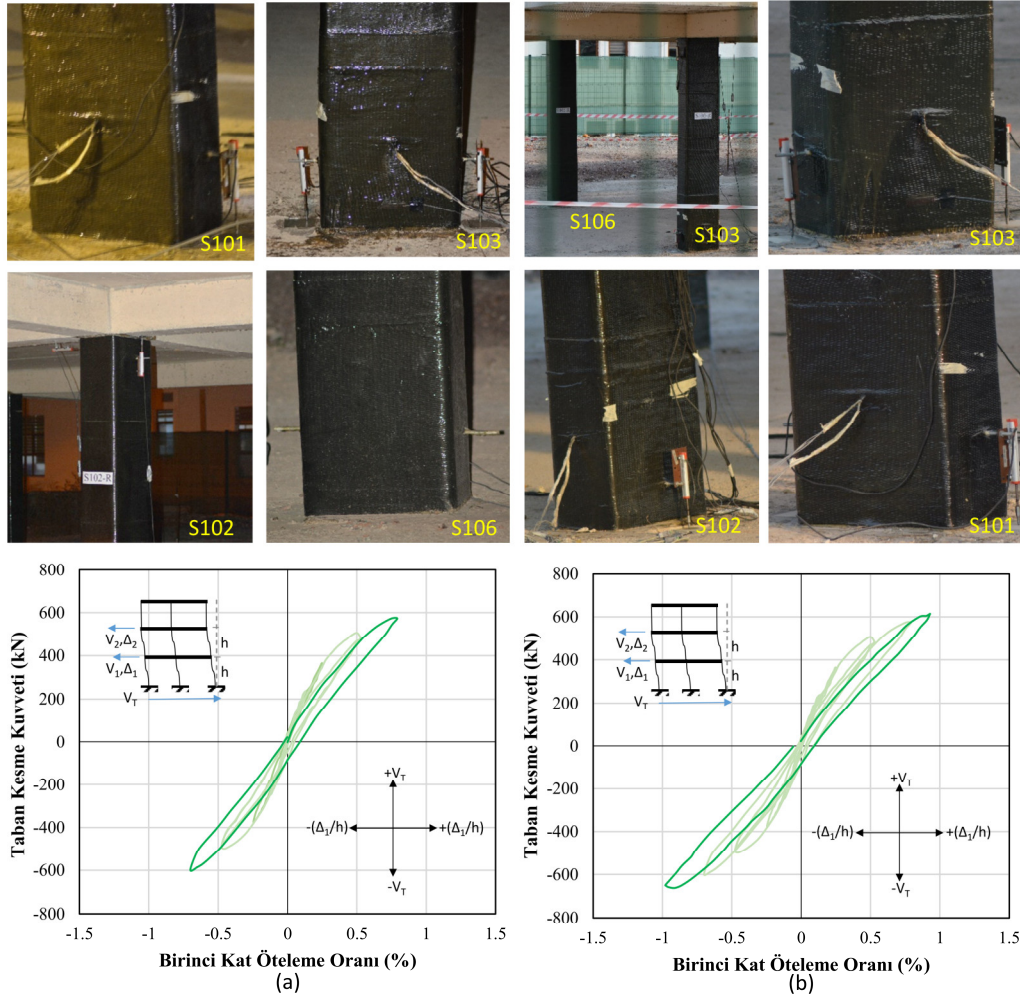
3.6.4 Güçlendirilmiş Binada Hasarın Gelişimi

Güçlendirilmemiş bina ile eşzamanlı çevrimsel yüklemeye maruz kalan güçlendirilmiş test binasında da yapısal hasar birinci kat kolonlarının alt ve üst uçlarında gözlemlenmiş, kirişlerde ise belirgin bir hasar tespit edilememiştir. Güçlendirilmemiş binada çevrimsel yüklemeye sürecinde gelişen hasardan oldukça farklı olarak, birinci kat kolonlarının alt ucunda temel ve üst ucunda kirişle birleştiği kesitlerde eğilme çatlağı şeklinde meydana gelmiştir. İlk olarak %0.125 birinci kat öteleme oranında S101 ve S104 kolonlarında kılcal olarak belirlenen bu eğilme çatlakları, %0.25 öteleme adımında S103 ve S106 kolonlarında gözlemlenmiş, %0.50 öteleme adımlarında ise bütün birinci kat kolonlarında belirgin boyutlara ulaşmıştır. %0.25 ve %0.50 öteleme oranı yüklemeye adımlarında kolonların alt ve üst uçlarının görünümü ile taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri Şekil 3.47'de verilmiştir.



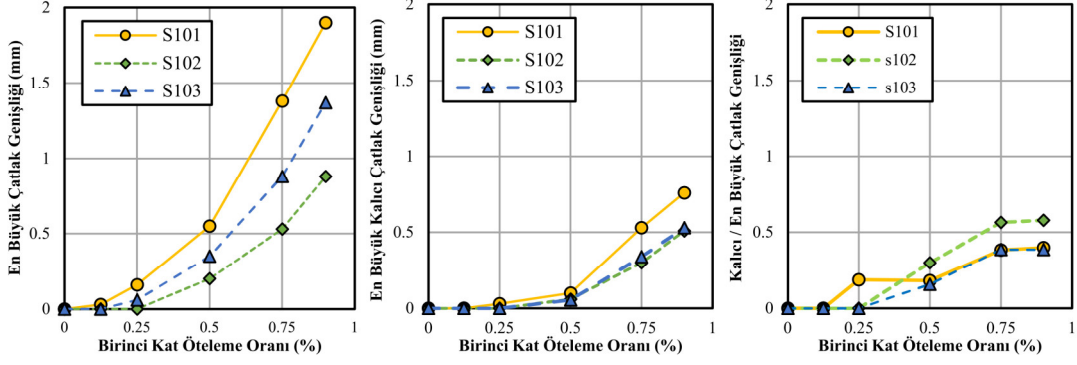
Şekil 3.47: a) %0.25 yükleme adımı b) %0.50 yükleme adımı güçlendirilmiş bina yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri.

Güçlendirilmemiş binada %0.75 ve %0.90 öteleme oranları yükleme adımlarında gözlemlenen basınç bölgelerindeki beton hasarları LP sargılamının etkinliği nedeniyle gözlemlenmemiştir. Bu yükleme adımı çevrimlerinde kolon alt ve üst uç birleşim kesitlerindeki çatlaklar dışında LP sargılama üzerinde herhangi bir belirgin hasar (şişme, ayrılma ve burkulma gibi) oluşmamıştır. Hasarın kolonların taban ve tavan kesitlerinde sınırlı kalmasının bir göstergesi olarak, aynı yükleme adımıdaki güçlendirilmemiş binadan elde edilen çevrimlere göre güçlendirilmiş bina taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı çevrim ilişkileri kısmen daha dar yapıdadır. %0.75 ve %0.90 öteleme oranı yükleme adımlarında kolonlara ait fotoğraflar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri Şekil 3.48’de verilmiştir. Yapısal hasarın LP ile sargılanmış kolonlarda daha lokal ve sınırlı kalması durumu deprem sonrası onarım işlemlerinin pratikliği açısından önemli bir bulgu olarak görülmektedir.



Şekil 3.48: a) %0.75 yükleme adımı b) %0.90 yükleme adımı güçlendirilmiş bina yapısal hasarlar ve taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkileri.

Güçlendirilmiş test binasında güçlendirilmemiş bina ile paralel olarak çatlak ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Artan yükleme adımlarının en büyük yerdeğiştirme ve yükleme sıfır noktalarında ölçülebilen çatlak genişlikleriyle oluşturulan çatlak gelişimi grafikleri Şekil 3.49'da verilmiştir. %0.25 öteleme oranı yükleme çevrimlerinde ölçülen en büyük çatlak genişliği yaklaşık 0.15 mm olup S101 ve S104 kolonundadır. Bu yükleme adımlarında S103 ve S106 kolonunda gözlemlenen eğilme çatlakları 0.1 mm'den daha küçüktür. Zayıf eksenli etrafında eğilen kolonlarda ilk eğilme çatlakları %0.5 öteleme oranı yükleme adımında görülmüş ve genişliği yaklaşık 0.2 mm olarak belirlenmiştir. S101 ve S104 kolonlarında en büyük çatlak genişliği 0.5 mm'nin üzerindedir. Bu yükleme adımlarında ölçülebilen kalıcı çatlak genişlikleri 0.1 mm'den daha küçüktür. %0.75 öteleme oranlarında en büyük çatlak genişliği S101 ve S104 kolonlarında yaklaşık 1.4 mm, diğer bütün kolonlarda ölçülen çatlak genişlikleri 0.5 mm'den daha büyüktür. Çevrimsel yüklemenin son adımı olan %0.9



Şekil 3.49: Güçlendirilmiş bina en büyük çatlak genişlikleri ve kalıcı çatlak genişlikleri.

öteleme oranında en büyük çatlak genişliği aynı kolonlarda 2 mm'ye yaklaşmıştır. Artan yükleme adımları sonucu kalıcı çatlak genişlikleri 0.5 mm'den büyük olarak ölçülmüştür. Düşük eksenel yük seviyesi nedeniyle çevrimsel yükleme boyunca en büyük çatlak genişliklerinin ölçüldüğü S101 ve S104 kolonunda kalıcı çatlak genişliği yaklaşık 0.75 mm'dir. Yüksek eksenel yüklü kolonlarda kalıcı/en büyük çatlak genişliği oranı yaklaşık 0.4, S101 ve S104 kolonlarında ise yaklaşık 0.6'dır. Kolonların uç birleşim enkesitlerinde oluşan eğilme çatlaklarının genişliklerinin kısmen güçlendirilmemiş binadaki çatlaklardan geniş olması, hasarın lokal olarak kolon ucunda tek bir çatlak şeklinde oluşmasından kaynaklanmaktadır. Kalıcı çatlak genişlikleri değerlendirildiğinde %0.5 öteleme oranına kadar oluşan çatlakların genişlikleri ACI224R-01 (2008)'e göre kabul edilebilir düzeydedir. Çevrimsel yükleme adımlarında oluşan bütün çatlaklar FEMA 308 (1999)'a göre düşük vizikositeli epoksi enjeksiyonu ile tamir edilebilir eğilme çatlaklarıdır.

3.6.5 Güçlendirilmiş Binada Artımsal İtme Yüklemesi

Güçlendirilmiş test binasında, artan birinci kat öteleme oranı değerleri ile birlikte herhangi bir yapısal elemanda güç tükenmesi veya binada göçme durumu gözlenmemiştir. Güçlendirilmemiş binanın göçme durumuna ulaştığı %1.45 birinci kat öteleme oranında herhangi bir kritik durum gözlenmeyen binaya artımsal itme yüklemesi uygulanmaya devam edilmiştir. Tam ölçekli bina deneyleri yükveren piston yerdeğiştirme sınırına (400 mm) ulaşılan güçlendirilmiş bina birinci kat ötelemesinin yaklaşık %15 değerinde sonlandırılmıştır. Ulaşılan bu büyük yerdeğiştirme değerlerinde bile güçlendirilmiş bina düşey yük taşıyıcılığına devam edebilmiş fakat kolonlarda ileri düzeyde plastikleşme nedeniyle erişilen yerdeğiştirme değerine eşdeğer kalıcı deformasyon söz konusu olmuştur. Güçlendirilmemiş binada göçme durumu gerçekleştiği anda (%1.45 birinci kat öteleme oranı) ve tam ölçekli bina deneylerinin sonlandırıldığı (%15 birinci kat öteleme oranı) anda deney alanının fotoğrafları Şekil 3.50'de verilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 3.50: a) Güçlendirilmemiş bina göçme anı b) Tam ölçekli bina deneyleri sonu

Artımsal yükleme sonucunda test binasının kalıcı deforme olmuş haline ait fotoğraflar Şekil 3.51’de sunulmuştur. Deney sonunda erişilen yaklaşık 400 mm değerinde birinci kat yerdeğiştirmesi kuvvetli eksenî doğrultusunda eğilen kolonların kesit yüksekliği değerine oldukça yakındır. Güçlendirilmiş binanın bu kadar büyük bir yerdeğiştirme değerinde dahi düşey yük taşıyıcılığını koruyabilmesi LP ile kolonların sargılanması güçlendirme yönteminin etkinliğini açık bir şekilde göstermektedir. Güçlendirilmiş binada gözlemlenen bu yüksek süneklikli davranışın çevrimsel %0.9 öteleme oranı sonrasında tek yönlü artımsal itme yüklemesi altında elde edildiği, artan yükleme adımlarının çevrimsel olarak devam ettirilmesi durumunda başta malzeme düzeyinde tersinir çevrimsel etkiler nedeniyle dayanım düşüşünün kısmen daha erken gözlemlenebileceği not edilmelidir.

Deney sonunda LP ile sargılanmış birinci kat kolonlarındaki kalıcı deformasyon durumları Şekil 3.52’de görülebilmektedir. Artımsal statik itme yüklemesi süresince kolonlardaki ana hasar durumu kolon uçlarında yer alan çatlağın genişlemesi şeklinde devam etmiştir.

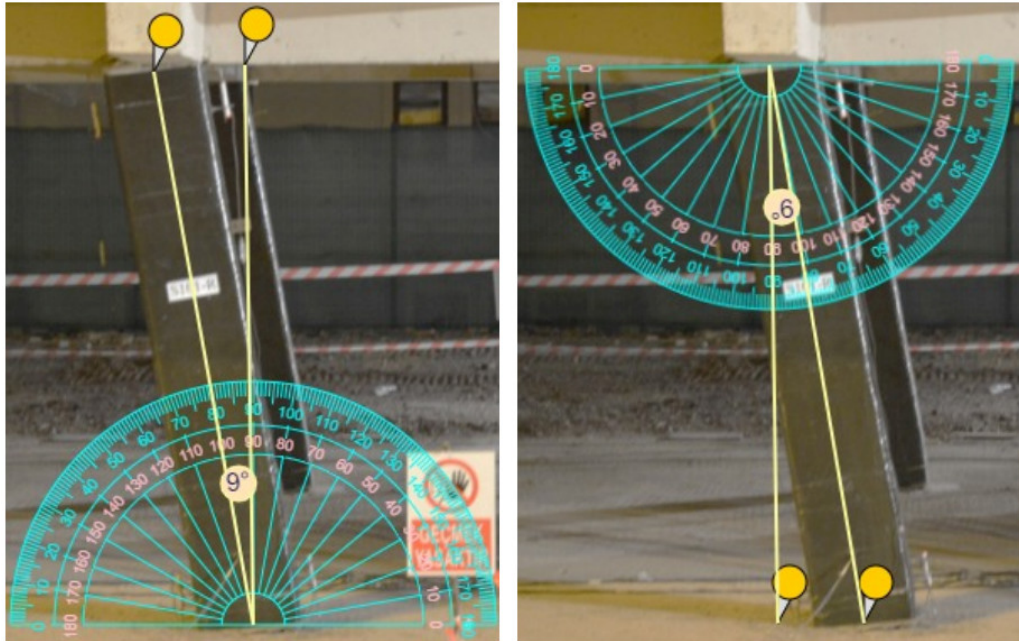
Artımsal itme yüklemesinin %10 birinci kat ötelemesine yakın değerlerinde, birinci kat kolon uçlarında oluşan yüksek dönme talebi sonucunda bütün kolonlarda birleşim kesiti üzerinde ikinci bir lokal ana çatlak meydana gelmiştir. Bütün birinci kat kolonlarında bu çatlağın bulunduğu yükseklik, kolon enkesit yüksekliğinin yarısı kadarlık bir mesafenin içinde kalmaktadır. Kolon birleşim ara yüzünde meydana gelen çatlak genişliği en büyük olan S101 kolonunun, test sonu fotoğrafı üzerinde kolon kord dönmesi değeri her iki ucundan dijital olarak ölçülmüştür (Şekil 3.53). Bu ölçümlere göre her iki uçta kord dönmesi açısı yaklaşık 8.7° yani 0.152 rad. olarak belirlenmiştir. Ölçülen kolon kord dönmesi ve ulaşılan en büyük birinci kat öteleme değerinin birbirine oldukça yakın olması, rijit kat tabliyesinde ve temelde meydana gelen deformasyonların ihmal edilebilir seviyede olduğunu göstermektedir. Artımsal itme yüklemesinin farklı öteleme oranlarında S101 kolonunun deforme olmuş görünümlerine ait fotoğraflar Şekil 3.54’de verilmiştir.



Şekil 3.51: Güçlendirilmiş test binasının deney sonu görünümüleri.



Şekil 3.52: LP ile sargılanmış kolonların deney sonu görünüşleri.



Şekil 3.53: S101 kolonu kord dönme açısının ölçümü.



(a)



(b)



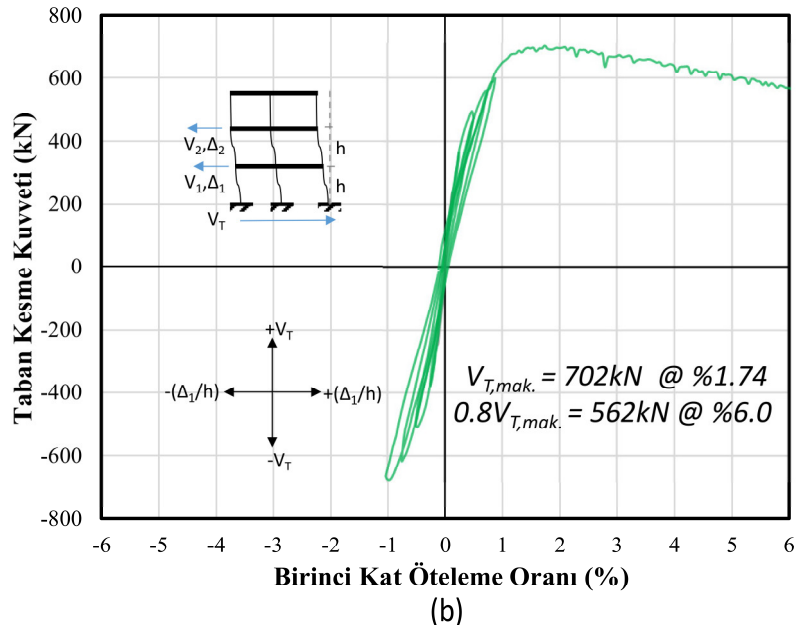
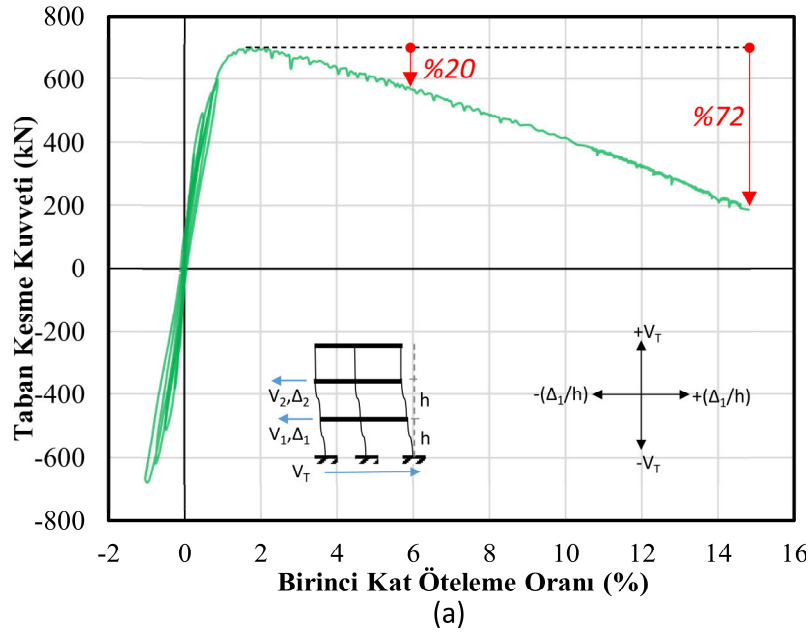
(c)

Şekil 3.54: a) %2 birinci kat ötelemesi b) %6 birinci kat ötelemesi c) %12 birinci kat ötelemesi değerlerinde S101 kolonunun görünümü.

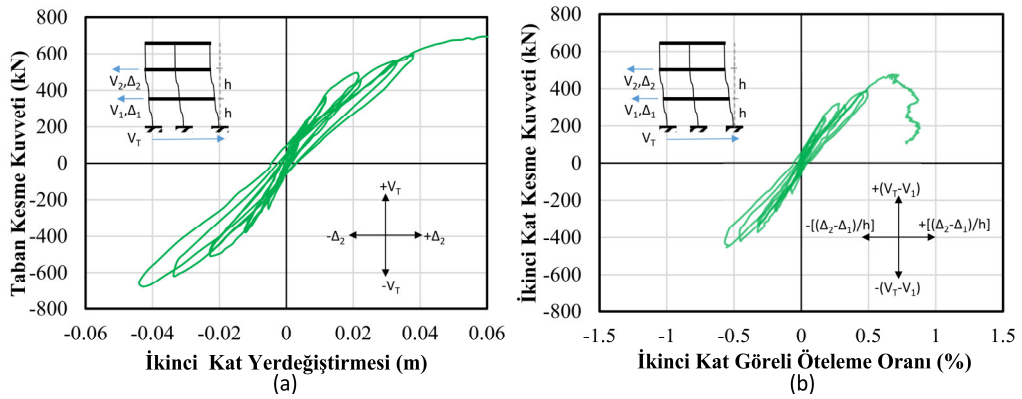
3.6.6 Güçlendirilmiş Binanın Yatay Yük Altındaki Davranışı

Güçlendirilmiş binaya ait taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisinin tamamı ve %6 birinci kat ötelemesine ölçeklenmiş hali Şekil 3.55’de verilmiştir. %0.125 ve %0.25 öteleme oranlarının itme ve çekme adımlarında doğrusala yakın bir davranış gösteren test binasında, %0.5 öteleme adımlarında kalıcı yerdeğiştirmeler meydana gelmiş ve %0.75 - %0.9 birinci kat öteleme oranı adımlarında kalıcı yerdeğiştirmeler ilerlemiştir. Artımsal yükleme aşamasının düşük öteleme oranlarında yatay yük artışı devam etmiş ve %1.74 öteleme oranında güçlendirilmiş test binasının deneysel yatay yük kapasitesi 702 kN olarak kaydedilmiştir. Bu öteleme oranı ötesinde artan yerdeğiştirme değerleri ile yatay yük dayanımında kademeli ve oldukça doğrusal bir düşüş başlamıştır. Yükveren pistonlarının kapasitesi nedeniyle deneyin sonlandırıldığı %15 birinci kat öteleme oranına kadar gözlemlenen bu kademeli dayanım düşüşünün doğrusal yapısı nedeniyle ikinci mertebe etkiler nedeniyle kaynaklandığı öngörülmektedir. Yayat yük dayanımı yaklaşık %6 birinci kat öteleme oranında kapasitenin %80’ine, deney sonunda %28’ine kadar düşmüştür.

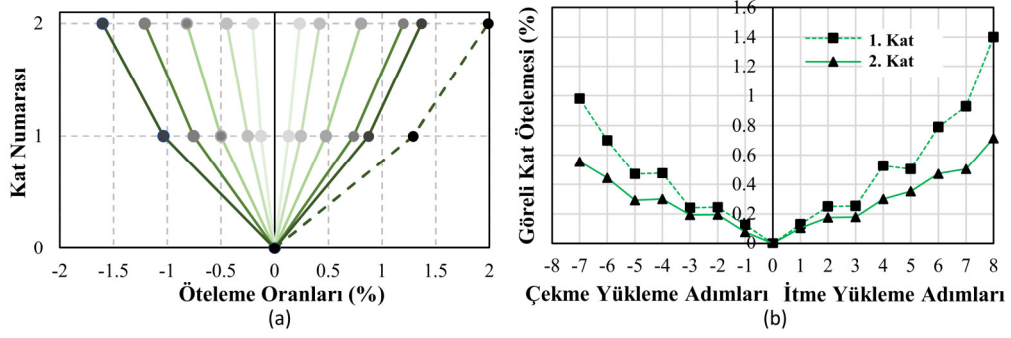
Güçlendirilmiş binanın taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi ilişkisi ile birlikte ikinci kata ait kesme kuvveti-görelî kat öteleme ilişkileri Şekil 3.56’de verilmiştir. İkinci kattaki davranış deneyin çevrimsel yükleme süresince yaklaşık %0.5 öteleme oranına ulaşmış ve artımsal itme yüklemesi aşamasında ise %0.80 öteleme oranına ulaşarak bu değerde sınırlanmıştır. Binanın global davranışına ikinci kattaki davranışın etkisi %0.25 öteleme oranın ötesinde oldukça sınırlı kalmış ve global bina davranışına birinci katın davranışı hakim olmuştur. Bu durumun daha ayrıntılı değerlendirilmesi için güçlendirilmiş binanın ilk iki katının yerdeğiştirme profili değişimi Şekil 3.57’de sunulmuştur. Birinci kat görelî öteleme oranı ikinci kat öteleme oranından; %0.25 öteleme oranı yükleme adımında ortalama 1.32 kat daha fazlayken, güçlendirilmemiş binada toptan göçme durumunun gözlemlendiği %1.45 öteleme oranı değerinde yaklaşık 2 kat daha fazladır. Güçlendirilmiş binada ikinci kat ötelemesinin sınır değeri olan %0.80’e ulaşıldığı yükleme değerinde ise (%5 birinci kat öteleme oranı) birinci katın öteleme oranı ikinci kattan yaklaşık 6 kat daha fazladır. Bu değerlerden de görülebileceği üzere birinci kat kolonlarında artan plastikleşme ile birlikte binanın davranışına birinci katın davranışı hakim olmuş, fakat LP ile sargılamanın arttırdığı süneklik özelliği nedeni ile göçme durumu yaşanmadan çok büyük yerdeğiştirme değerlerine ulaşılabilmiştir.



Şekil 3.55: Güçlendirilmiş bina taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisi.



Şekil 3.56: a) Taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi b) İkinci kat kesme kuvveti-ikinci kat görelü öteleme oranı.



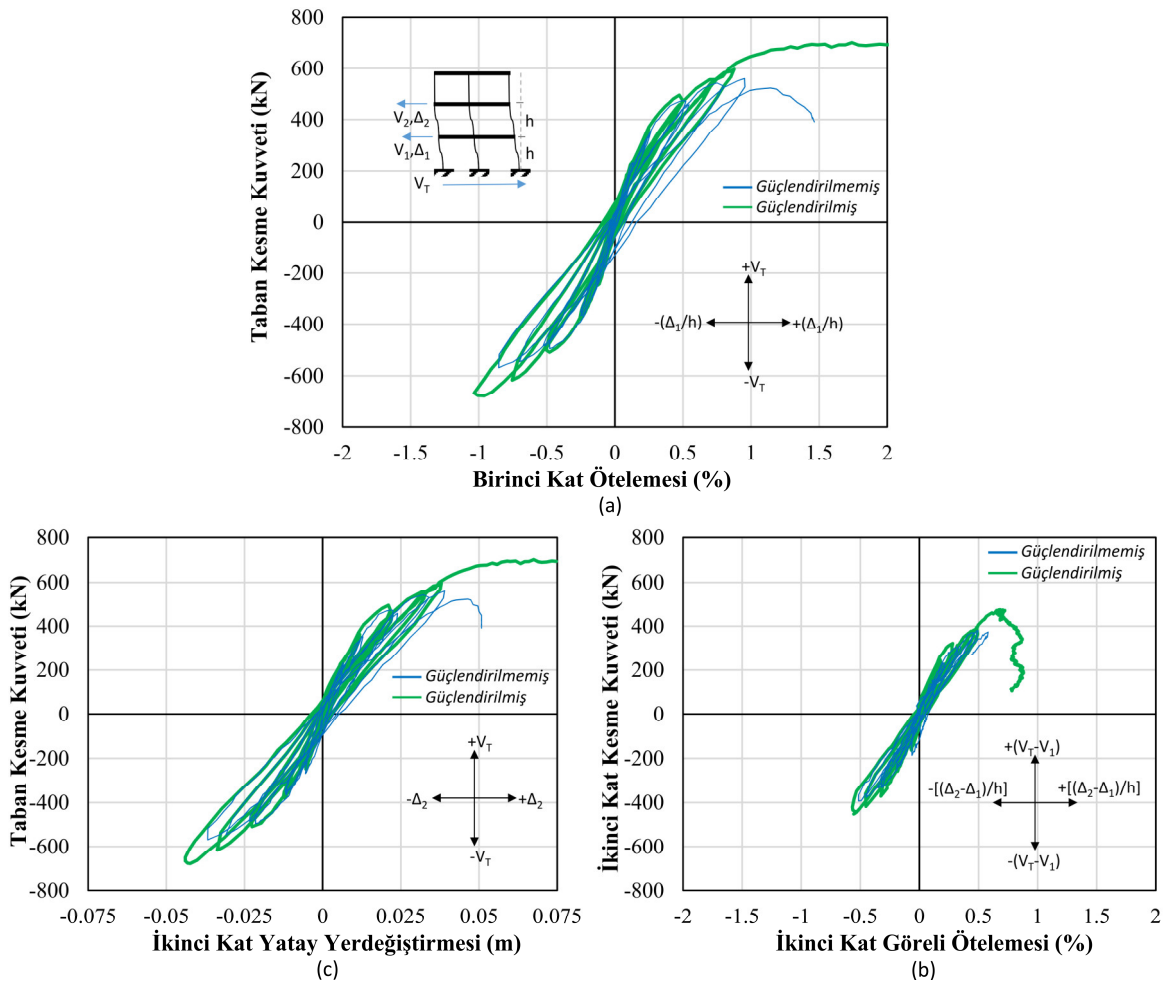
Şekil 3.57: a) Güçlendirilmemiş bina yerdeğiştirme profili b) Görel kat ötelemelerinin karşılaştırılması.

3.6.7 Test Binalarının Davranışlarının Karşılaştırılması

Eşzamanlı gerçekleştirilen tam ölçekli bina deneylerinde, LP ile kolonları sargılanarak güçlendirilmiş test binasının güçlendirilmemiş binaya göre süneklik özelliğindeki artış görsel ve deneysel verilerle ortaya konmuştur. Her iki test binasının deneysel verilerden oluşturulmuş davranış ilişkileri Şekil 3.58’de verilmiştir. Davranış ilişkilerinin karşılaştırılması amacıyla grafiklerin yatay eksenleri güçlendirilmiş binanın yatay kuvvet kapasitesine karşılık gelen yerdeğiştirme parametrelerinin değerleri dikkate alınarak ölçeklenmiştir. Güçlendirilmemiş bina %0.9 öteleme yükleme adımında yatay yük kapasitesine ulaşır, artımsal itme yüklemesinde bu öteleme oranı ötesinde dayanım kaybı gözlemlenirken, güçlendirilmiş test binasında dayanım artışı %1.74 öteleme oranına kadar devam etmiştir. Bu durum LP ile sargılamanın kolonlarda eğilme dayanımı artışı sağlamasından değil, güçlendirilmemiş binanın kolon davranış hiyerarşisinde özellikle S103 ve S106 kolonlarının sünek olmayan davranışı nedeniyle dayanım kaybı yaşanmasından kaynaklanmaktadır. Bu durum analitik çalışmalarda daha detaylı olarak değerlendirilecektir. Kolon elemanlarda sağlanan süneklik artışının, kolon davranış hiyerarşisine olan etkisi ile binanın global yatay yük kapasitesine dolaylı olarak etkili olduğu görülebilmektedir. Test binalarının ikinci kat kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkisinden de görülebileceği üzere güçlendirilmemiş binada birinci kat kolonlarının tam olarak mafsallaşması ile ikinci kat görel ötelemesi %0.5 değeri ile sınırlanmış, güçlendirilmiş binada ise kolon uçlarının tam olarak plastikleşerek kat mekanizmasının oluşması bina yatay yük kapasitesine ulaştığı yüklem oranında gerçekleşerek ikinci kat görel öteleme oranı yaklaşık %0.8 civarında sınırlanmıştır. Test binalarının birinci kat davranışları çevrimsel yüklemenin son adımı olan %0.9 öteleme oranına kadar birbirleriyle oldukça uyumludur. İkinci kat yerdeğiştirmesi üzerinden değerlendirilen binaların global davranışları çevrimsel yüklem adımlarında birbirleriyle oldukça benzerdir. Birinci kat ve

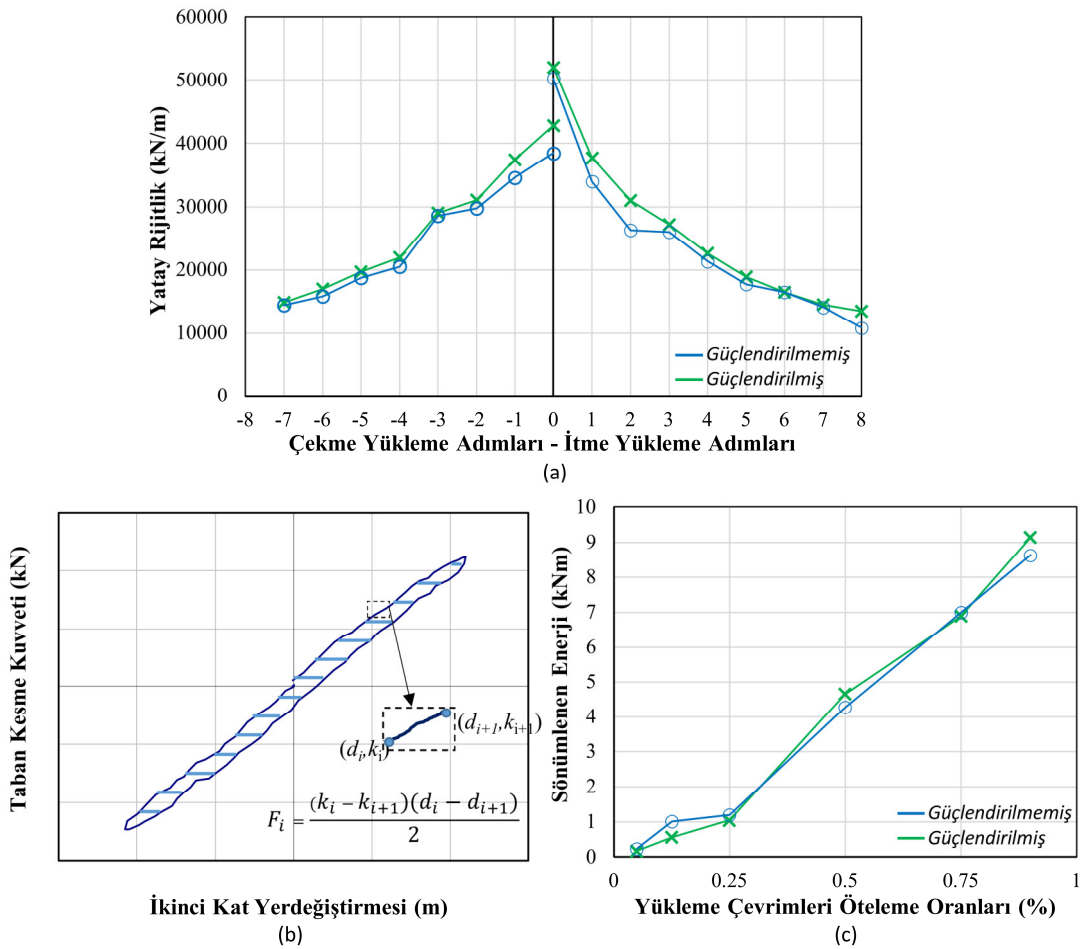
global bina davranışları arasındaki bu farklılık, LP ile sargılanmış birinci kat kolon uçlarının tamamen mafsallaşmamasının ve ikinci kat davranışının katkısının devam ettiğinin diğer bir göstergesidir. Elde edilen davranış ilişkileri birlikte değerlendirildiğinde LP ile kolonların sargılama güçlendirmesinin rijitliğe ve dayanıma etkisinin oldukça düşük olduğu, sağladığı süneklik artışının eleman deformasyon kapasitesine etkili olduğu gibi kolonların davranış hiyerarşisine etki ederek bina davranışını dikkate değer bir şekilde iyileştirdiği görülebilmektedir.

Test binalarının global davranışı olarak göz önüne alınan taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi ilişkisi üzerinden test binalarının yatay rijitlik ve çevrimsel yüklemelerdeki sönmülenen enerji değişim grafikleri çizilmiştir. Çevrimsel yüklemelere itme adımları ile başlanıldığı için test binalarının çekme doğrultusundaki başlangıç yatay rijitliği itme doğrultusundaki yatay rijitliğe göre kısmen daha düşüktür. Sıralı itme ve çekme



Şekil 3.58: Test binalarının deneysel davranış ilişkilerinin karşılaştırılması.

adımlarında her iki binada yatay rijitlik değişiminin birbirine oldukça paralel olduğu görülebilmektedir. Güçlendirilmemiş binada yapısal hasarın daha ileri seviye olmasına rağmen test binalarındaki yatay rijitlik değişiminin oldukça birbirine yakın olması, güçlendirilmemiş binada plastikleşmenin henüz ileri düzeyde olmadığı şeklinde yorumlanabilmektedir. Güçlendirilmemiş binada çevrimsel yükleme sonrası artımsal itme yüklemesinde dayanım kaybının başlayarak %1.45 öteleme oranında toptan göçmenin yaşanması, test binasında yapısal yetersizlikler nedeniyle gerekli plastik davranışın sağlanamadığı ve dikkate değer bir sünekliliğe sahip olmadığını göstermektedir. Tersinir tekrarlı yükleme adımlarında yükleme çevrimi tarafından çevrelenen alan şeklinde hesaplanan sönmümlenen enerjinin artan öteleme oranlarına göre değişiminin de her iki test binası için birbirine çok yakın olduğu ilgili grafikten görülebilmektedir. Bu durum LP ile sargılanmış kolonlarda gözlemlenen yapısal hasarın oldukça sınırlı kalmasına rağmen güçlendirilmiş test binasının güçlendirilmemiş durumla aynı seviyede enerji sönmümlenebilme özelliğine sahip olduğunu göstermektedir.



Şekil 3.59: Test binalarında a) Yatay rijitlik değişimi b) Sönmümlenen enerji hesabı c) Sönmümlenen enerji değişimi.

4. ANALİTİK ÇALIŞMALAR

Mevcut bir binanın deprem performansının veya uygulanacak olan güçlendirmenin bina davranışına olan etkisinin değerlendirilmesinde binaların deprem davranışına yönelik ayrıntılı bilgi ve en yaklaşık tahmin, doğrusal olmayan analiz yöntemleri ile gerçekleştirilen hesaplamalar sonucunda elde edilmektedir. Analizlerde kullanılacak olan doğrusal hesaplama yöntemi ile elde edilecek tahminin başarısı ise binanın oluşturulan sayısal modeline ve yapısal elemanlar için kullanılan doğrusal olmayan davranış modellemesine bağlıdır. Ülkemizde bir önceki deprem yönetmeliğinde yer alması ile uygulamada kullanılmaya başlayan doğrusal olmayan hesaplama ve değerlendirme yaklaşımları, TBDY 2018 ile birlikte “Şekildeğiştirmeye Dayalı Tasarım ve Değerlendirme” ana başlığı altında çok daha geniş kapsamlı olarak yer almıştır. Bu yönetmelik ile birlikte bina deprem tasarım sınıfına bağlı olarak belirli binaların tasarımında da doğrusal olmayan yöntemlerin kullanılması zorunlu hale getirilmiştir.

Elasto-plastik davranışın göz önüne alındığı en basit hali ile moment-dönme plastik mafsallarından başlayarak, birden fazla deformasyon birleşenin dikkate alınabildiği seri ve ya paralel bağlı doğrusal olmayan davranış bileşenlerinden oluşan kapsamlı yapısal eleman modellerine kadar çok sayıda doğrusal olmayan davranış modelleme yaklaşımı binaların sayısal modellerinin oluşturulmasında kullanılabilir. Göz önüne alınacak eleman modelinin seçiminde; kullanılan yapısal analiz yazılımının kapasitesi, elde edilmek istenen doğrusal olmayan davranış bilgileri, değerlendirilmesi hedeflenen davranış özellikleri, analizlerde kullanılacak dış etkinin karakteristikleri, doğrusal olmayan hesaplama süresi gibi çok sayıda kriterin göz önüne alınması ve amaca en uygun modelleme yaklaşımına karar verilmesi gerekmektedir.

TBDY 2018’de çubuk elemanlar olarak modellenebilen kolon ve kiriş elemanlar için temel olarak göz önüne alınacak doğrusal olmayan eleman modelleme yaklaşımları yığılı ve yayılı plastik davranış olarak iki ana gruba ayrılmaktadır. Plastik mafsallı hipotezi olarak da bilinen yığılı plastik davranış modellerinde, ilgili iç kuvvet-deformasyon ilişkilerinin tanımlandığı doğrusal olmayan mafsallar yapısal elemanların belirli bölgelerine atanmaktadır. Yayılı plastik davranış modellerinde ise eleman kesitleri sonlu sayıda fibere (hücreye) bölünmekte, bu fiberlere elemanda göz önüne alınan malzemelerin gerilme şekildeğiştirme ilişkileri tanımlanmaktadır. Bu fiberlere bölünmüş kesitler eleman boyunca

belirli integrasyon noktalarına tanımlanıp, bu kesitler arasındaki ilişki matematiksel bağıntılar ile tanımlanarak eleman doğrusal olmayan davranışı modellenemediği gibi, bu fiberlere bölünmüş kesitlerin plastik deformasyonun beklendiği sonlu uzunluktaki bölgelere tanımlanması ile de yapısal elemanların modellenmesinde kullanılabilir. Yığılı plastik davranış modelleme yaklaşımları malzeme şekil değiştirmesi düzeyinde ayrıntılı bilgi sağlayabilmekte, fakat doğrusal olmayan hesaplamalarda işlem hacmi dolayısıyla hesaplama sürelerini arttırmaktadır.

Bu bölümde güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş test binalarının deneysel olarak elde edilen davranışın tahminine yönelik gerçekleştirilen analitik çalışmalara yer verilmiştir. TBDY 2018’de LP ile sargılanmış kolonlar için sargılanmış beton modeli önerildiğinden, bu modelin malzeme fiberlerine tanımlanabildiği sonlu uzunluktaki bölgelere tanımlanan yayılı plastik davranış modelleme yaklaşımı öncelikli olarak tercih edilmiştir. Deneysel çalışmalardaki sıra ile öncelikle güçlendirilmemiş bina için gerçekleştirilen analitik çalışmalar detayları ile verilmiş, daha sonra birinci bölümde verilen teknik dökümanlardaki LP ile sargılı beton modelleri kullanılarak güçlendirilmiş bina için gerçekleştirilen analitik çalışmalar sunulmuştur. Doğrusal olmayan hesaplamalarda bu tür mühendislik uygulamalarında sıkça kullanılan bir yapısal analiz yazılımı ve TBDY 2018 ile uyumlu modelleme yaklaşımları kullanılarak, elde edilen sonuçların uygulama mühendislerine benzeri değerlendirme ve güçlendirme uygulamalarında yön gösterici olması hedeflenmiştir.

4.1 Test binalarına Ait Sayısal Modellerin Oluşturulması

Test binalarının davranışlarının analitik olarak tahmini için öncelikle binanın yapısal analiz yazılımında sayısal modeli oluşturulmuştur. Doğrusal olmayan hesaplamalar için Computer and Structures şirketine ait Sap2000 v20 (2020) yapısal analizi yazılımı kullanılmış, sayısal modellemede program tarafından sağlanan sonlu eleman tipleri ve davranış modelleme yaklaşımları göz önüne alınmıştır. Test binasının üç boyutlu sayısal modellenmesinde iki düğüm noktalı bir boyutlu çubuk elemanlar betonarme kolon ve kirişler için, dört düğüm noktalı iki boyutlu kabuk elemanlar döşemeler için kullanılmıştır. Bu elemanlara test binaları ile uyumlu geometrik özellik tanımlamaları yapılmıştır. Bütün kat döşemelerinin 0.25x0.25 mxm kare kabuk elemanlara bölünmesinin yeterli hassasiyetle sonlu elemanlar ağ geometrisi sağladığı ön hesaplamalar ile belirlenmiştir. Binanın taşıyıcı sistemi zayıf kolon-güçlü kiriş çerçevelerinden oluşması nedeniyle birleşim bölgesine

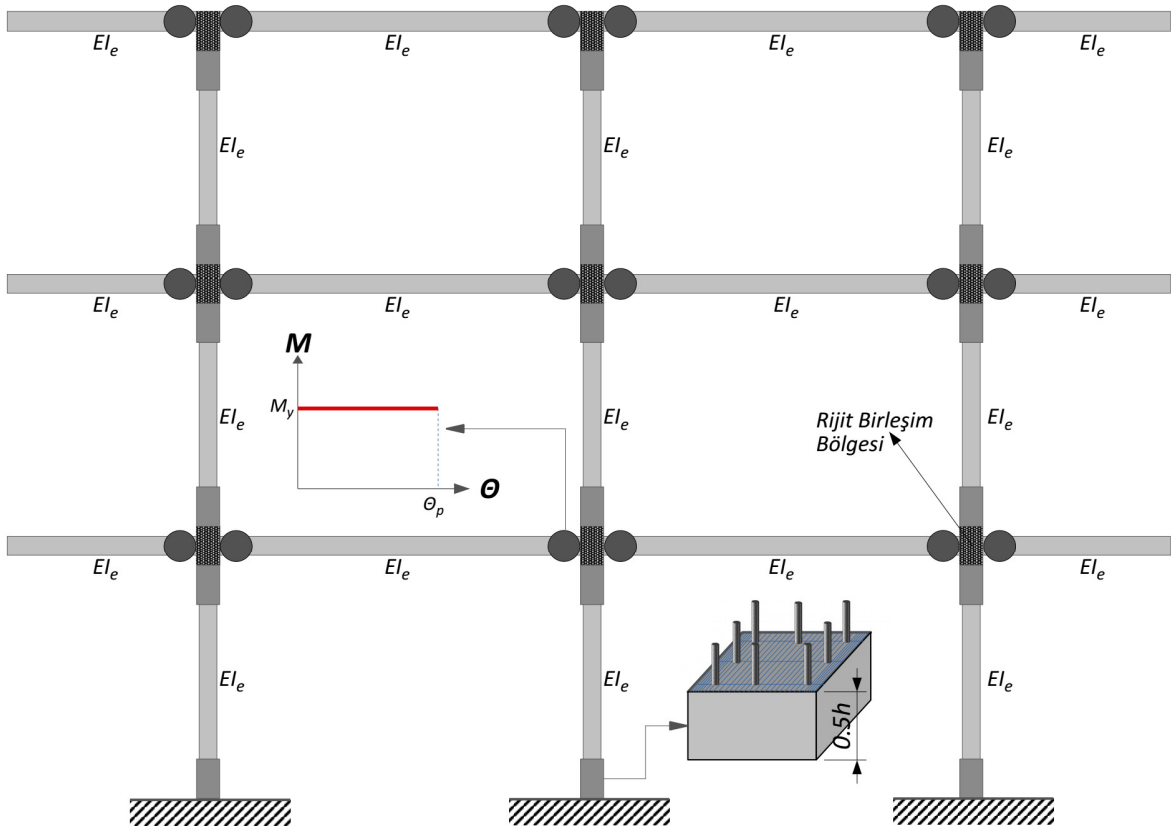
gelen kolon elemanların uçlarına kiriş yüksekliğince rijit bölge tanımlaması yapılmıştır. Taşıyıcı sistem elemanlarına tanımlanan eleman geometrik ve malzeme özelliklerine göre sistemin ölü yükleri yazılım tarafından hesaplanmıştır. Yığma duvarların yükleri çizgisel olarak idealleştirilmiş ve döşemelere tanımlanan iki boyutlu elemanların ilgili düğüm noktalarına etkilmiştir. Beton ağırlık bloklarının hesaplanan düşey yükleri kapladıkları alana bölünmüş ve bina sayısal modelinde karşılık gelen döşeme kabuk elemanlarına yayılı yük olarak uygulanmıştır.

Deneylerde uygulanan yatay yükleme karakteristikleri ve gözlemlenen deneysel bina davranışları dikkate alındığında artımsal statik itme hesaplama yönteminin doğrusal olmayan bina davranışlarının itme-çekme yönlerinde analitik tahmini açısından yeterli olduğu öngörülmüştür. Özellikle orta-az katlı ve doğal titreşiminde birinci mod şeklinin hakim olduğu binaların deprem davranışının tahmini için yeterli olduğu bilinen bu yöntem, uygulamada en çok tercih edilen doğrusal olmayan hesaplama yöntemidir. Yatay yükleme, deneylerde hidrolik yükveren pistonların binaların birinci ve ikinci katlarında temas ettikleri bölgelerin merkezlerine karşılık gelen düğüm noktalarına tekil birim yükleme olarak etkilmiştir. Hesaplamalarda artımsal itme yüklemesinin kontrol yerdeğiştirme parametresi olarak birinci kat kütle merkezine karşılık gelen düğüm noktasının yerdeğiştirmesi olarak belirlenmiştir. Birinci kat eksenel yük oranlarının görece yüksek olması nedeniyle olası geometri bakımından doğrusal olmayan davranış, P-Delta etkisi yaklaşımı ile analizlerde göz önüne alınmıştır.

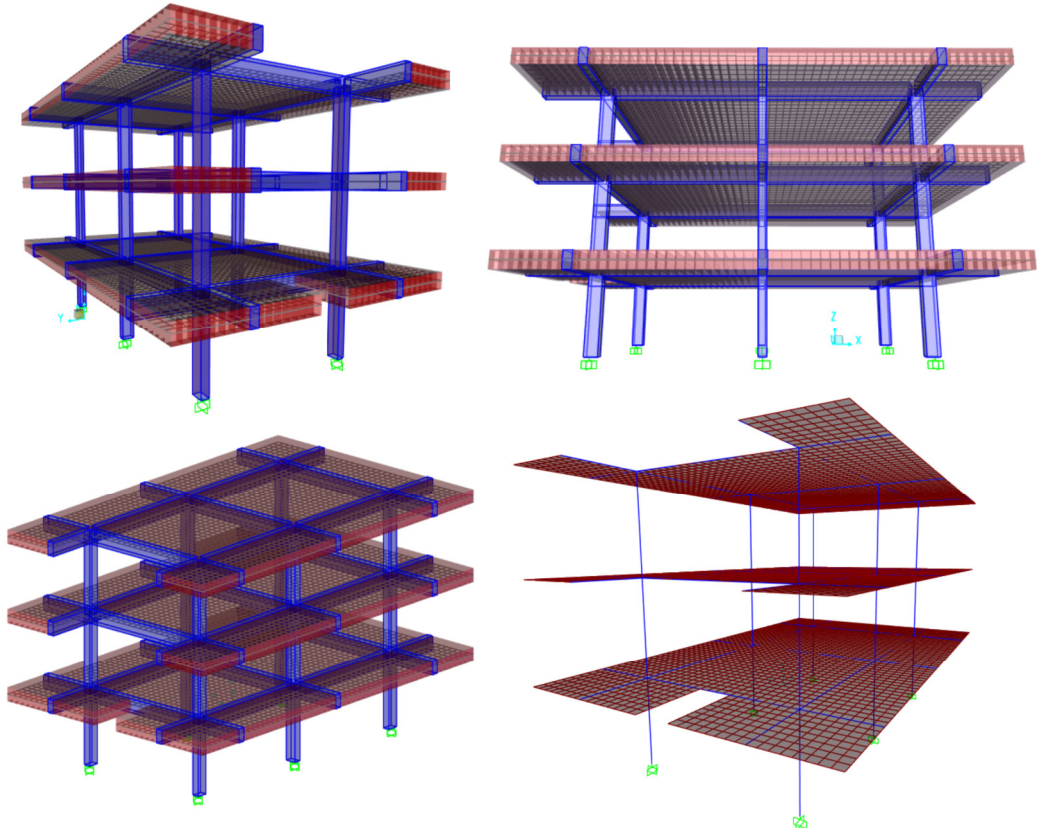
Deneylerde plastik deformasyonların sadece birinci kat kolonlarında belirgin şekilde gözlenmesi nedeniyle, bina sayısal modelinde kirişlerin doğrusal olmayan davranışı için elasto-plastik davranışı göz önüne alan yığılı plastik kesit (yani plastik mafsallı) modeli kullanılmıştır. Moment-plastik dönme plastik mafsalları olarak kiriş elemanların uçlarına tanımlanan bu davranış modelleri ile kirişlerin davranışının doğrusal bölgede kaldığının kontrolü gerçekleştirilmiştir. Döşemelere tanımlanan kabuk elemanların ve mafsallar arasında kalan kiriş bölgelerinin doğrusal davranış sergilediği kabulü ile, TBDY 2018'de tanımlanan etkin kesit rijitlik çarpanları dikkate alınmıştır.

Malzeme şekildeğiştirme verilerinin de değerlendirilebilmesi için kolon elemanlarının sonlu uzunluktaki uç bölgelerinde yayılı plastik davranış modeli göz önüne alınarak doğrusal olmayan davranış modellenmesi gerçekleştirilmiştir. Kolon elemanların birleşim

bölgelerinin dışında kalan uçlarına tanımlanan bu bölgelerin uzunlukları, TBDY 2018’de önerildiği şekli ile eleman kesit yüksekliğinin yarısı ($h/2$) olarak dikkate alınmıştır. Kolon çubuk elemanlarına tanımlanan plastik kesitler şekildeğiştirmelerin daha büyük olacağı uç bölgelerinde daha ince, orta bölgelerde ise daha kalın geometriye sahip 100 beton fiberine (hücreesine) bölünmüştür. Kolon kesitlerinde beton fiberleri ile birlikte 8 adet 14 mm donatıyla eşdeğer alana sahip çelik fiberleri bulunmaktadır. Güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş binalara tanımlanan plastik kesitlerin beton ve çelik fiberlerine uygun beton gerilme-şekildeğiştirme modelleri tanımlanmış olup, ilerleyen başlıklar altında malzeme modelleri hakkında daha ayrıntılı bilgi sağlanmıştır. Kolonların plastik kesit bölgeleri arasında kalan bölge uzunluğunca doğrusal davranış sergileyeceği kabulü ile bu bölgelere plastik kesitlerin parametreleri ile hesaplanan etkin kesit eğilme rijitlikleri tanımlanmıştır. Bu başlıkta belirtildiği şekli ile uygulanan modelleme yaklaşımının yükleme doğrultusundaki şematik gösterimi Şekil 4.1’de, ilgili yapısal analiz yazılımında oluşturulan üç boyutlu modelin görünümü Şekil 4.2’de sunulmuştur.



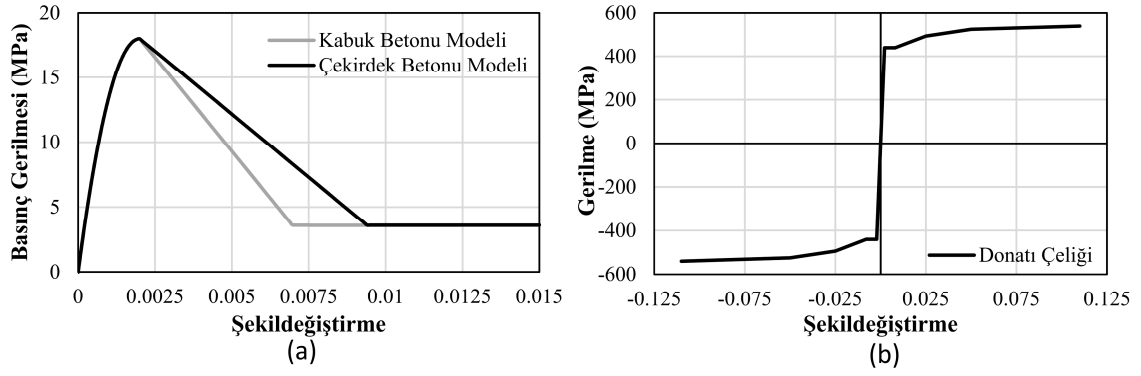
Şekil 4.1: Test binlerinin sayısal modellemesinin şematik gösterimi.



Şekil 4.2: Test binalarının üç boyutlu sayısal modelinin görünüşleri.

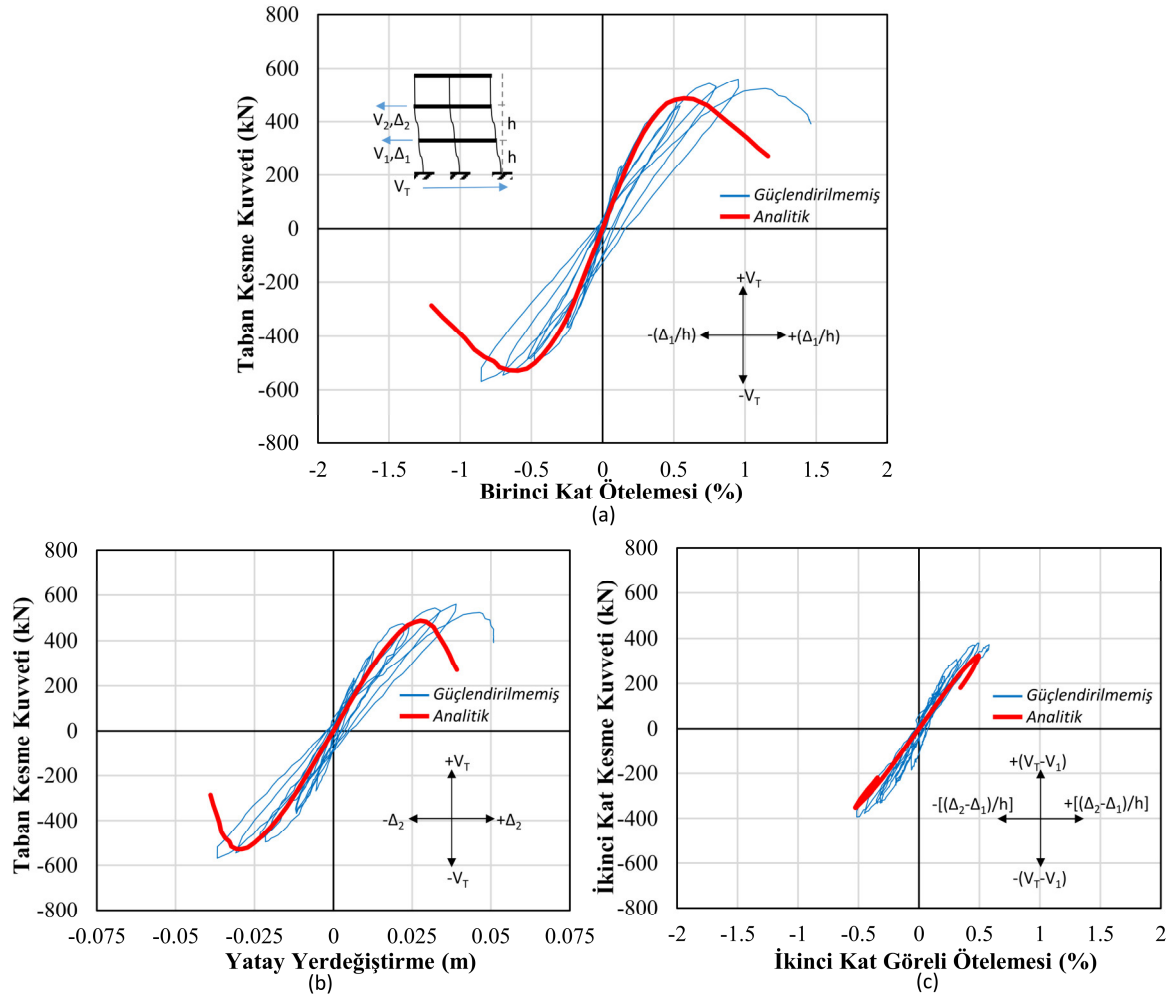
4.2 Güçlendirilmemiş Binanın Doğrusal Olmayan Davranışının Tahmini

Test binalarının statik artımsal itme yöntemi ile gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizlerinde oluşturulan üç boyutlu model ortak olarak kullanılmış, sadece kolonların doğrusal olmayan modellemesi ile ilgili farklılıklar olarak göz önüne alınmıştır. Güçlendirilmemiş binanın kolon elemanlarında sargının oldukça yetersiz olması nedeniyle en büyük basınç gerilme değerine ulaşıldıktan sonra artan şekildeğişirmelere karşı dayanım kaybını göz önüne alan geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli (Scott ve diğerleri, 1982) plastik kesitlerde çekirdek bölgesindeki beton liflerine atanmıştır. Aynı modelin sargısız betona karşılık gelen gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi ise kabuk bölgesindeki beton liflerine tanımlanmıştır. Boyuna donatı fiberlerine deneyde kullanılan donatıların davranışı ile uyumlu akma sonrası pekleşme bölgesinin de dikkate alındığı King ve diğerleri (1986) donatı modeli kullanılmıştır. Deneysel çalışmalar kapsamında gerçekleştirilen malzeme testlerinden ölçülen gerilme-şekildeğiştirme parametreleri, kullanılan beton ve çelik malzeme modellerinde göz önüne alınmıştır. Plastik kesitlerin fiberlerine tanımlanan malzeme modelleri Şekil 4.3’de beton ve donatı çeliği için birlikte verilmiştir.



Şekil 4.3: Güçlendirilmemiş test binasının modellenmesinde kullanılan a) Beton b) Donatı çeliği malzeme modelleri.

Deneysel çalışmalar ile aynı yükleme doğrultusunun itme ve çekme yönlerinde olmak üzere, güçlendirilmemiş test binası için iki ayrı artımsal statik itme analizi gerçekleştirilmiştir. İtme ve çekme doğrultularında gerçekleştirilen analiz sonuçları birleştirilerek güçlendirilmemiş binaya ait analitik davranış ilişkileri oluşturulup Şekil 4.4'de sunulmuştur. Taban kesme kuvveti-birinci kat ötelemesi deneysel ve analitik davranış karşılaştırılmasından da görülebileceği üzere, özellikle itme yönünde analitik davranışın rijitliği %0.5 öteleme değerine kadar deneysel davranışın rijitliği ile oldukça uyumludur. Güçlendirilmemiş binanın analitik yatay yük kapasiteleri yaklaşık %0.6 birinci kat öteleme oranında, itme ve çekme yönlerinde 487 kN ve 529 kN olarak hesaplanmıştır. Bu değerler deneysel olarak ölçülen yatay yük kapasitelerinden %13 ve %7 daha düşüktür. %0.6 öteleme oranının ötesinde dayanım kaybı gözlemlenen analitik davranış yaklaşık %1.16 öteleme oranında sonlanmakta olup, bu öteleme değeri deneylerde gözlemlenen toptan göçme durumuna karşılık öteleme oranından %20 daha düşüktür. Dayanım ve deformasyon kapasitelerinin deneyselle göre daha düşük tahmin edilmesinin nedeni, binanın yapısal davranışının modellenmesinde göz önüne alınan sonlu uzunluktaki yayılı plastik davranış modelinde sadece bileşik eğilme altındaki deformasyonların göz önüne alınması ve diğer olası deformasyon bileşenlerinin dikkate alınmamasıdır. İkinci katın davranış karşılaştırılması incelendiğinde deneysel davranışa göre daha düşük yatay rijitliğe sahip analitik davranışın da %0.5 öteleme oranı ile sınırlandırıldığı görülebilmektedir. İkinci kattaki bu kayda değer rijitlik farklılıklarının binanın taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi ilişkisine de yansıdığı görülebilmektedir. Bu rijitlik farklılığının göz önüne alınan etkin rijitlik çarpanları nedeniyle oluştuğu öngörülmektedir.

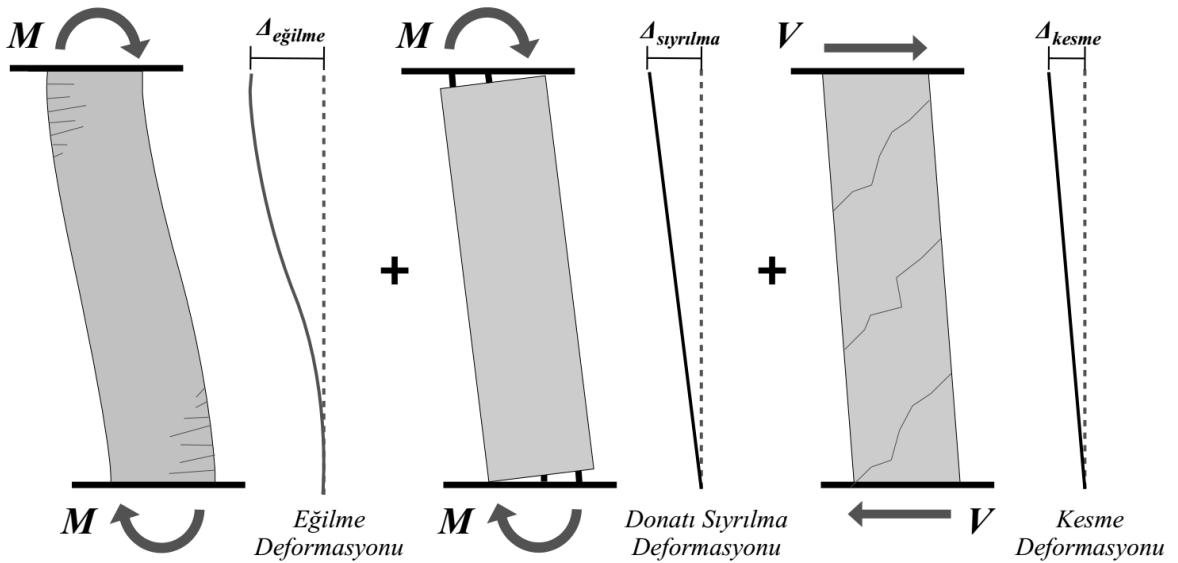


Şekil 4.4: Güçlendirilmemiş test binasının deneysel ve analitik davranış ilişkilerinin karşılaştırılması.

Yapılan karşılaştırmaya göre, özellikle yatay yük ve deformasyon kapasitelerinin daha düşük olarak tahmin edilmesinin mevcut bir binanın deprem performansının değerlendirilmesi süreçlerinde konservatif sonuçlar sağlayacağı görülebilmektedir. Test binaları ile benzer sünek olmayan davranışın beklendiği binaların yeterli güvenlik ve ekonomiklik kriterlerine göre daha efektif olarak güçlendirilebilmesi için yeterli konservatiflikte başarılı tahminlerinin elde edilmesi gerekmektedir. Güçlendirilmemiş test binası için elde edilen analitik davranış gibi aşırı gevrek karakteristikte davranışlar, binaların güçlendirilme kararlarını zorlaştırmakta ve genel olarak binanın yıkılması gerektiği sonucuna varılmaktadır. Eğilme dışındaki deformasyon bileşenlerinin de kolon davranışlarında göz önüne alınması ile deneysel davranışa yakın tahminler elde edilebileceği öngörülmektedir.

4.2.1 Üç Deformasyon Bileşenli Modelleme Yaklaşımı

Betonarme binaların kolonlarının davranış modellenmesinde sadece eğilme deformasyonlarının dikkate alınması genel olarak iyi tasarlanmış betonarme kolonlar için yeterli görülmele beraber, sünek olmayan davranışa sahip kolonlar için yetersiz kaldığı görülebilmektedir. Test binalarındaki yapısal yetersizliklere sahip kolonlarda özellikle eğilme davranışının sünekliği oldukça yetersiz kalmakta, donatı sıyrılması ve kesme gibi ilave deformasyon bileşenlerinin davranışa katkısı ihmal edilemeyecek değerlere ulaşabilmektedir. Literatürde bu deformasyon bileşenlerinin dikkate alındığı çok sayıda model bulunmakta, fakat bu modellerin büyük çoğunluğu davranışın teorik anlamda daha ayrıntılı modellenebileceği analiz ortamlarında veya yazılımlarında kullanılabilir olmaktadır. Güçlendirilmemiş test binasının davranış tahmininin iyileştirilmesi için kullanılacak olan modelleme yaklaşımının uygulamada kullanılan analiz yazılımlarına uyarlanabilir olması amacıyla, Setzler ve Sezen (2008) tarafından önerilen üç deformasyon bileşenli modelleme yaklaşımı tercih edilmiştir. Sünek olmayan kolon davranışına katkısının en büyük olduğu düşünüldüğü eğilme, donatı sıyrılması ve kesme deformasyon bileşenlerinin (Şekil 4.5) ayrı olarak hesaplandığı ve daha sonrasında bu deformasyon bileşenlerinin seri bağlı yaylar şeklinde göz önüne alınarak birleştirildiği bu modelleme yaklaşımı yüksek uygulama pratikliğine sahiptir. Bu modelleme yaklaşımında eğilme momenti ve kesme iç kuvvetlerine karşılık iki kolon ucu arasındaki yerdeğiştirme, doğrusal olmayan davranışın toplam deformasyon parametresi olarak göz önüne alınmaktadır.



Şekil 4.5: Üç deformasyon bileşenli betonarme kolon davranış modeli şematik gösterimi.

4.2.1.1 Eğilme Deformasyonları Bileşeni

Kolon yüksekliğince moment dağılımı bilinen bir kolonda, eğilme deformasyonuna bağlı kolon iki ucu arasındaki yatay yer değiştirme kolon yüksekliğince kesit eğriliklerinin integrasyonu şeklinde hesaplanmaktadır (Denklem 4.1).

$$\Delta_f = \int_0^L \varphi(x) dx \quad (4.1)$$

burada $\varphi(x)$ kolon yüksekliğince eğrilik dağılımının fonksiyonu, x kolon kesitlerinin değişken mesafesi ve L ise kolon yüksekliğidir. Eğilme deformasyonlarının akmaya kadar olan doğrusal bileşeni elastisite teorisi kabulüne bağlı hesaplanabilmekteyken, doğrusal olmayan deformasyonlar ise yığılı plastisite kabulüne (plastik mafsalsal) göre doğrusal olmayan şekilde değişimlerin kolon uçlarında plastik mafsalsal uzunluğu olarak tanımlanan yükseklik boyunca sabit olduğu varsayımına göre Denklem 4.2'den hesaplanmaktadır.

$$\Delta_f = \Delta_{f,y} + (\varphi - \varphi_y) L_{pl} \left(L_s - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (4.2)$$

burada φ kolon uç kesitindeki eğrilik, φ_y akmaya karşılık gelen eğrilik, L_s kolon ucundan moment sıfır noktasına kadar tanımlanan kesme açıklığı ve L_{pl} ise plastikleşmenin doğrusal olarak dağıldığı kabul edilen uzunluktur (plastik mafsalsal uzunluğu). Kolon uç kesitlerindeki eğrilikler, kolon aksenal kuvveti de göz önüne alınarak gerçekleştirilen kesit analizleri sonucu elde edilen moment eğrilik ilişkilerinden elde edilmektedir. Kesit analizlerinde beton ve çelik için doğrusal olmayan davranışı yansıtacak uygun malzeme davranış modelleri kullanılabilir. Kolon kesme açıklığı her iki ucu rijit bölgelere mesnetli çift eğrilikli kolonlar için yaklaşık moment sıfır noktası olarak, toplam kolon yüksekliğinin yarısına ($L_s=L/2$) eşit kabul edilebilmektedir. Çift eğrilikli kolon durumunda alt ve üst uçlarının her ikisinde birlikte eğilme deformasyonları plastik mafsalsal dönmesi şeklinde söz konusu olacağı için, Denklem 4.2'nin 2 ile çarpılması sonucunda eğilme deformasyonuna bağlı toplam yatay yer değiştirme hesaplanabilmektedir. Plastik şekilde değişimlerin sabit olarak yığıldığı varsayımına göre göz önüne alınacak mafsalsal uzunluğu için literatürde çok sayıda parametrik modeller önerilmektedir. Hesaplama pratikliği açısından betonarme elemanın eğilme doğrultusundaki kesit yüksekliğinin yarısı ($h/2$) olarak plastik mafsalsal uzunluğunun kabul edilmesinin büyük hatalara yol açmaması ve konservatif kalması nedeniyle, Moehle (1992) tarafından önerilmektedir. Bu nedenle eğilme deformasyon bileşeninin hesabında plastik mafsalsal bölgesinin uzunluğu kesit

yüksekliğinin yarısı olarak alınmıştır. Daha önceden de belirtildiği gibi TBDY 2018’de de doğrusal olmayan hesaplamalar için aynı plastik mafsalsal uzunluğu kabulü yapılmaktadır.

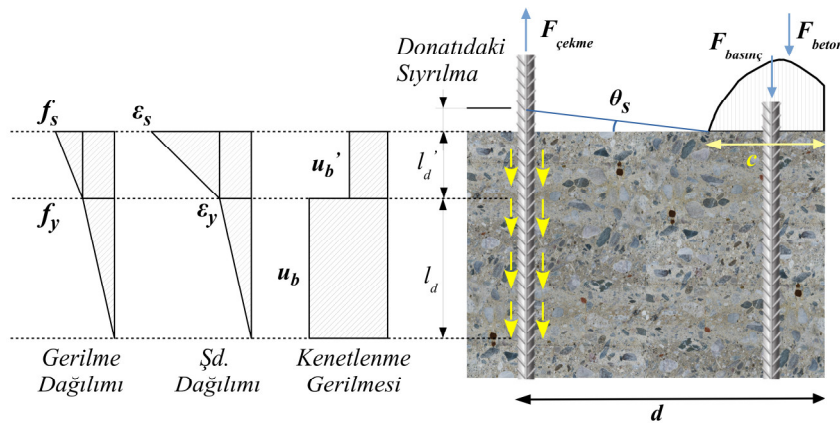
4.2.1.2 Gömülü Donatıdaki Sıyırılma Deformasyonları Bileşeni

Çekme kuvveti etkisinde betona gömülü bir donatı çeliğinde, eleman içindeki kısmı dışında gömülü uzunluğu boyunca da uzama şekil değiştirmeleri meydana gelmektedir. Bu şekil değiştirmeler donatı çeliğinde gömülü olduğu betona görece sıyırılma deformasyonuna neden olmaktadır. Özellikle temel ve kiriş bileşimlerinde söz konusu olan bu mekanik durum, kolon toplam davranışına rijit cisim uçlarındaki dönme açısallık yer değiştirmesi olarak yansıtılmaktadır. Genelde eğilme deformasyonu hesaplarında göz önüne alınmayan bu deformasyon bileşeni, sıyırılmanın büyük değerlerde olduğu durumlarda hatalı davranış tahminlerine neden olabilmektedir.

Sezen ve Moehle (2003) tarafından önerilen, daha sonra Setzler ve Sezen (2008) tarafından geliştirilen modelde donatının doğrusal ve doğrusal olmayan davranış bölgeleri için, beton ve donatı arasındaki kenetlenme gerilmesinin değişkenliğine bağlı parçalı fonksiyon olarak önerilmiştir (Denklem 4.3). Bu fonksiyon ile donatının akma şekil değiştirmesinin altındaki ve üstündeki şekil değiştirmelerde, kenetlenme gerilmelerinin düzgün dağıldığı varsayımıyla donatı kenetlenme boyunca meydana gelen toplam sıyırılma deformasyonu ve neden olduğu dönme açısallık yer değiştirmesi hesaplanabilmektedir (Şekil 4.6).

$$\delta_{sy.} = \frac{\epsilon_s l_d}{2} = \frac{\epsilon_s f_s d_{bl}}{8u_b} \quad \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\delta_{sy.} = \frac{\epsilon_{sy} l_d}{2} + \frac{(\epsilon_s + \epsilon_{sy}) l_d'}{2} = \frac{\epsilon_{sy} f_y d_{bl}}{8u_b} + \frac{(\epsilon_s + \epsilon_{sy})(f_s - f_y) d_b}{8u_b'} \quad \epsilon_s > \epsilon_{sy}$$
(4.3)



Şekil 4.6: Gömülü donatıdaki sıyırılma deformasyonları.

Donatı akma ve akma sonrası şekildeğiştirmelerine göre önerilen bu iki matematiksel (Denklem 4.3) ifade de, $\delta_{sly.}$ gömülü boydaki sıyrılma deformasyonu, l_d etkin kenetlenme boyu, ε_s ve f_s donatıdaki şekildeğiştirme ve gerilme değerleri, ε_{sy} ve f_y donatı akma şekildeğiştirmesi ve gerilmesi, d_{bl} boyuna donatının çapı, u_b donatı ve beton arasındaki kenetlenme gerilmesidir. l'_d ve u'_b ise kenetlenme boyu ve gerilmesinin donatı akma ötesi şekildeğiştirmesine bağlı değişken değerleridir. Fonksiyonlarda kenetlenme boyu değeri, şekildeğiştiren donatıdaki çekme kuvvetini dengeleyen kenetlenme kuvvetine dönüştürülmüş hali ile de verilmiştir. Bağıntılarda yer alan kenetlenme gerilmesi değerlerinin, deneysel verilere dayanarak donatının elastik olduğu bölgede $u_b (=1.0f_{co}^{0.5})$ ve inelastik bölgede $u'_b (=0.5f_{co}^{0.5})$ olarak alınması önerilmektedir (Setzler ve Sezen, 2008).

Hesaplanan donatıdaki sıyrılma değeri tarafsız eksenin çekme bölgesindeki uzunluğuna bölünerek gömülü donatıdaki sıyrılma nedeni ile meydana gelecek kolon uç dönmesi değeri hesaplanır (Denklem 4.4).

$$\theta_s = \frac{\delta_{sly.}}{d - c} \quad (4.4)$$

burada θ_s kolon ucundaki sıyrılma dönmesi, d betonarme kesitin faydalı yüksekliği ve c ise tarafsız eksenin basınç bölgesi derinliğidir. Elde edilen bu sıyrılma dönmesi değeri rijit cisim uç dönmesi olarak kabul edilebildiği için kolon yüksekliği ile çarpılması durumunda yatay yerdeğiştirme bileşenine dönüştürülebilmektedir (Denklem 4.5).

$$\Delta_{sly.} = \theta_s L \quad (4.5)$$

4.2.1.3 Kesme Deformasyonları Bileşeni

Tasarımsal süreçlerde genellikle mertebe olarak düşük olduğu için kısa olmayan kolon elemanlarda ihmal edilen doğrusal olmayan kesme deformasyonları, diğer deformasyon bileşenlerine oranla her zaman daha düşük değerlerde kalmaktadır. Ancak yetersiz enine donatıya sahip kolonlarda, kesme göçme modları ile güç tükenmesi gerçekleşebilmekte ve kesme deformasyonların toplam deformasyonlardaki katkısı dikkate değer olabilmektedir.

Kesme etkisinde oluşacak kayma şekildeğiştirmelerinin sonucu oluşan kolon toplam yerdeğiştirmesindeki kesme deformasyon bileşeninin hesabı için; ilk olarak Setzler ve Sezen (2008) tarafından önerilen ve daha sonrasında Sezen (2008) tarafından çok doğrulu

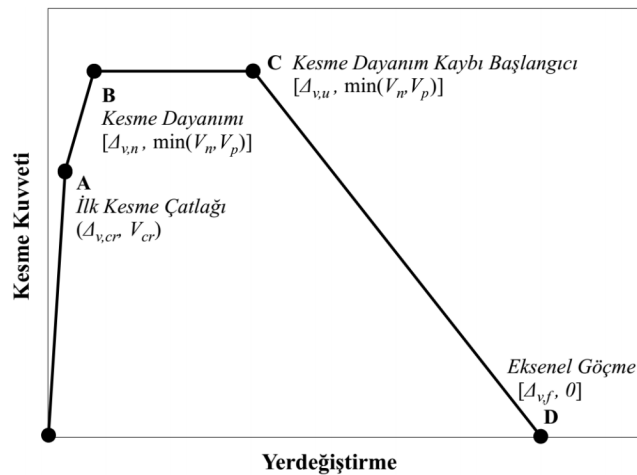
kesme davranış modeline dönüştürülen davranış modeli kullanılmıştır. Modelin orijinal ilk sürümünde en büyük kesme dayanımı değerine kadar davranış, Vecchio ve Collins (1986) tarafından ortaya konan Geliştirilmiş Basınç Alanı Teoremi (Modified Compression Field Theory/MCFT) ile hesaplanmaktadır. Bu teoremi kullanarak yapılacak hesaplamalar tekrarlı ve kompleks analizler gerektiğinden, Sezen (2008) tarafından gerçekleştirilen parametrik analizlerin sonuçlarına göre basitleştirilmiş çok parçalı model geliştirilmiştir. Modelde kolonların kesme davranışı ilk kesme çatlaklığı (A), en büyük kesme dayanımı (B), kesme dayanım kaybının başlangıcı (C) ve eksenel yük taşıma kapasitesinin kaybı (D) olmak üzere dört kritik nokta ile temsil edilmektedir (Şekil 4.7).

Modelde ilk kesme çatlaklığı oluştuğu noktaya kadar kesme kuvveti ve kesme deformasyonu arasındaki ilişkinin doğrusal olduğu varsayılmaktadır. Eğik çatlak oluşumuna karşılık gelen kesme kuvveti (V_{cr}) ve yerdeğiştirmesi (Δ_{cr}) çatlama kesitin kayma rijitliğine ve eksenel yük oranına bağlı olarak elde edilmektedir (Denklem 4.6 ve 4.7).

$$V_{cr} = \left(\frac{N}{2f_{co}A_g} + 0.10 \right) \frac{GA_g}{L} \quad (4.6)$$

$$\Delta_{v,cr} = \frac{V_{cr}L}{GA_g} \quad (4.7)$$

bu denklemlerde N kolona etkiyen eksenel yük değeri, f_{co} beton basınç dayanımı, A_g eleman brüt kesit alanıdır. Beton kayma modülü (G) normal basınç dayanımlı betonlar için yaklaşık $1820f_{co}^{0.5}$ olarak alınabilmektedir.



Şekil 4.7: Çok doğrusal kesme davranışı modeli (Sezen 2008).

İlk kesme çatlağı oluşuktan sonra en büyük kesme dayanımı değerine kadar kayma rijitliği azalmaktadır. Kolon en büyük kesme dayanımı; eğilme davranışında en büyük momente karşı gelen plastik kesme kuvveti (V_p) ve betonarme kesitin nominal kesme kapasitesi değerlerinden (V_n) küçük olanı olarak kabul edilir. Kolon kesme kapasitesinin betonarme kesitin diyagonal çekme çatlağı olduğu durumdaki kayma gerilmesini göz önüne alan Sezen ve Moehle (2004) modeli (Denklem 4.8) ile hesaplanması önerilmektedir.

$$V_n = k \left[\left(\frac{0.5\sqrt{f_{co}}}{L_s/d} \sqrt{1 + \frac{N}{0.5\sqrt{f_{co}}A_g}} \right) 0.8A_g + \frac{A_{sw}f_{yw}d}{s} \right] \text{ (MPa)} \quad (4.8)$$

burada L_s/d kesme açıklığının kesit faydalı yüksekliğine oranı, A_{sw} enine donatı alanı, f_{yw} enine donatı akma dayanımı, s enine donatı aralığı ve k ise betonarme elemanın sünekliğine bağlı kesme dayanımı azaltma katsayısıdır. Yerdeğiştirme sünekliği 2'den düşük olan elemanlarda (gevrek davranış) k katsayısı 1.0 ve yerdeğiştirme sünekliği 6'yı aşan elemanlarda bu katsayı 0.7 olarak alınmaktadır. Bu iki sınır süneklik arasında katsayının doğrusal olarak değiştiği kabul edilmektedir.

En büyük kesme dayanımına karşılık gelen yerdeğiştirme bağıntısı (Denklem 4.9), Geliştirilmiş Basınç Alanı Teoremi (MCFT) ile gerçekleştirilen ayrıntılı parametrik analiz sonuçlarından regresyon analizleri ile elde edilmiştir.

$$\Delta_{v,n} = \left(\frac{f_y \rho_l}{5000 L_s / d \sqrt{\frac{N}{A_g f_{co}}}} - 0.0004 \right) L \text{ (MPa)} \quad (4.9)$$

En büyük kesme dayanımı ulaşıldıktan sonra kuvvet değerinin kesme dayanım kaybı gerçekleşene kadar sabit kaldığı varsayılmaktadır. Dayanım kaybının başladığı yerdeğiştirme değeri Gerin ve Adebar (2004) tarafından önerilen bağıntı (Denklem 4.10) ile hesaplanmaktadır.

$$\Delta_{v,u} = \left(4 - 12 \frac{v_n}{f_{co}} \right) \Delta_{v,n} \quad (4.10)$$

Burada v_n kesitteki nominal kayma gerilmesidir [$v_n = V_n / (bd)$]. Kesme dayanım kaybı başlangıcından sonra, kesme dayanımı doğrusal olarak azalmakta ve tamamen kaybedildiği noktada aynı zamanda eksenel yük taşıma kapasitesinin de yitirildiği öngörülmektedir

(Elwood ve Moehle, 2005). Eksenel göçmeye karşılık gelen bu noktadaki toplam yerdeğiştirme için Elwood ve Moehle (2006) tarafında önerilen bağıntı (Denklem 4.11) kullanılmakta ve bu yerdeğiştirmeden eğilme deformasyon (Δ_f) ve donatı sıyrılma bileşeni (Δ_{sly}) çıkartılarak kesme yerdeğiştirme bileşeni elde edilmektedir (Denklem 4.12).

$$\frac{\Delta_{EYG}}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + N \left(\frac{s}{A_v f_y d_c \tan \theta} \right)} \quad (4.11)$$

$$\Delta_{v,f} = \Delta_{EYG} - \Delta_f - \Delta_{sly} \geq \Delta_{v,u} \quad (4.12)$$

Denklem 4.11'de θ kesme çatlak açısıdır ve yaklaşık olarak 65° olarak kabul edilmektedir. d_c ise çekirdek betonu yüksekliğidir.

4.2.1.4 Kolon Davranışlarının Sınıflandırılması

Setzler ve Sezen (2008) modelinde betonarme kolonların yatay kuvvet altındaki davranışı, her biri bir deformasyon bileşinini temsil eden yayların seri olarak bağlanması şeklinde modellenenmektedir. Bu durumda deformasyon bileşeni yaylarının aynı yatay kuvvet etkisinde yapacakları deformasyon toplamı, elemanın yatay yerdeğiştirmesine karşılık gelmektedir.

En büyük yatay kuvveti değerine kadar bu deformasyon bileşeni yaylarının yerdeğiştirmeleri birbirleri ile direkt toplanarak, doğrusal davranış olarak tanımlanabilecek bölgede kolon yerdeğiştirme değeri hesaplanmaktadır. Bu tepe noktasının ötesindeki yerdeğiştirmelerin hesabı için Setzler ve Sezen (2008) tarafından kolon davranışına bağlı olarak sınıflandırma kuralları önerilmiştir. Kolon davranışı sınıflandırması; kolon nominal kesme dayanımı (V_n), betonarme kesitin akmasına karşılık gelen kesme kuvveti (V_y) ve eğilme dayanımına ulaşıldığındaki plastik kesme kuvveti değeri (V_p) arasındaki ilişkiye bağlı olarak belirlenmektedir.

Kolon sınıflarına ait koşullar ve deformasyon bileşenlerinin toplam yerdeğiştirmeye katkıları Tablo 4.1 verilmiştir. Ayrıca Şekil 4.8'de kesme dayanımları eşit olan, fakat farklı eğilme davranışlarına sahip kolonlar örnek olarak gösterilmektedir. Kategori I kolonlarında kesme dayanımı, eğilmede akmaya karşılık gelen yatay kuvvet değerinden daha düşük olması nedeniyle henüz elastik kabul edilecek bölgede gevrek kesme tipi güç tükenmesi

beklenmektedir. Kategori II kolonlarında akmaya karşılık gelen kesme kuvveti değeri kolon kesme kapasitesinden daha düşük olmasına rağmen, kolon eğilme kapasitesine karşılık gelen yatay kuvvet değeri kesme dayanımından daha büyük olduğu için bu kolonlarda da kesme tipi güç tükenmesi beklenmektedir. Bu kategoride elastik ötesi deformasyonlar oldukça sınırlıdır. Kategori III ve IV’de kolon eğilme plastik kesme kuvveti değeri ve nominal kesme dayanımı birbirlerine görece yakın olup, eğilme-kesme hakimi hakimi davranış söz konusu olmakta ve dayanım kaybının ötesinde ki davranış eleman kesme davranışına göre değişkenlik göstermektedir. Kategori V’de kesme dayanımı eleman plastik kesme kuvvetine göre çok daha büyük olduğundan elastik ötesi davranışa eğilme ve sıyrıлма deformasyon bileşenleri hakim olmaktadır.

Tablo 4.1: Setzler ve Sezen (2008) kolon davranış sınıflandırması.

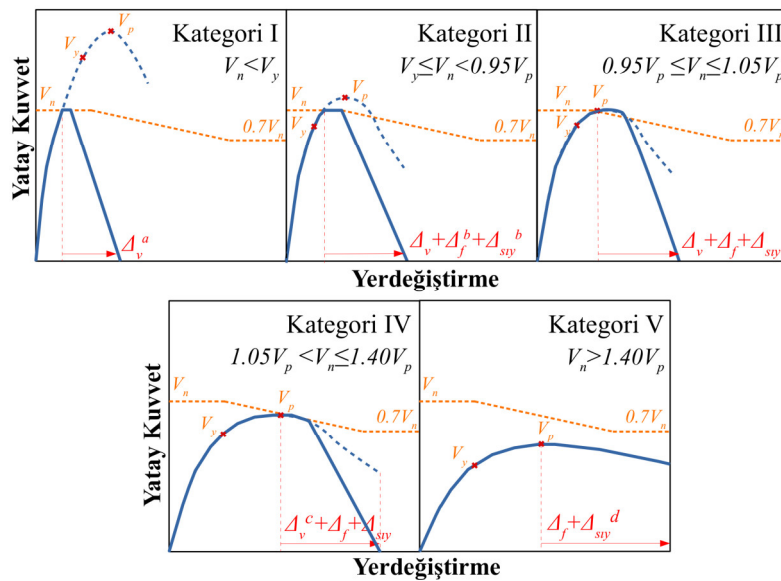
| Sınıflandırma | Kesme Dayanımı Karşılaştırması | Beklenen Davranış | Tepe Nok. Kadar Yerdeğiştirme | Tepe Nok. Sonrası Yerdeğiştirme |
|---------------|---------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|--|
| Kategori I | $V_n < V_y$ | Kesme | | Δ_v^a |
| Kategori II | $V_y \leq V_n < 0.95V_p$ | Kesme | | $\Delta_v + \Delta_f^b + \Delta_{sly}^b$ |
| Kategori III | $0.95V_p \leq V_n \leq 1.05V_p$ | Kesme veya Eğilme-Kesme | $\Delta_v + \Delta_f + \Delta_{sly}$ | $\Delta_v + \Delta_f + \Delta_{sly}$ |
| Kategori IV | $1.05V_p < V_n \leq 1.40V_p$ | Eğilme veya Eğilme-Kesme | | $\Delta_v^c + \Delta_f + \Delta_{sly}$ |
| Kategori V | $V_n > 1.40V_p$ | Eğilme | | $\Delta_f + \Delta_{sly}^d$ |

^aKesme dayanımı kaybı ile eğilme ve sıyrıлма yayları doğrusal bölgedeki deformasyonlarını boşaltmaktadır

^bTepe noktasında eğilme ve sıyrıлма yaylarının yerdeğiştirme değeri sabitlenmektedir

^cTepe noktasında kesme yayının yerdeğiştirme değeri sabitlenmektedir

^dKesme dayanımı kaybı ile kesme yayı doğrusal bölgedeki deformasyonlarını boşaltmaktadır



Şekil 4.8: Farklı kategorilerdeki örnek kolon davranışları.

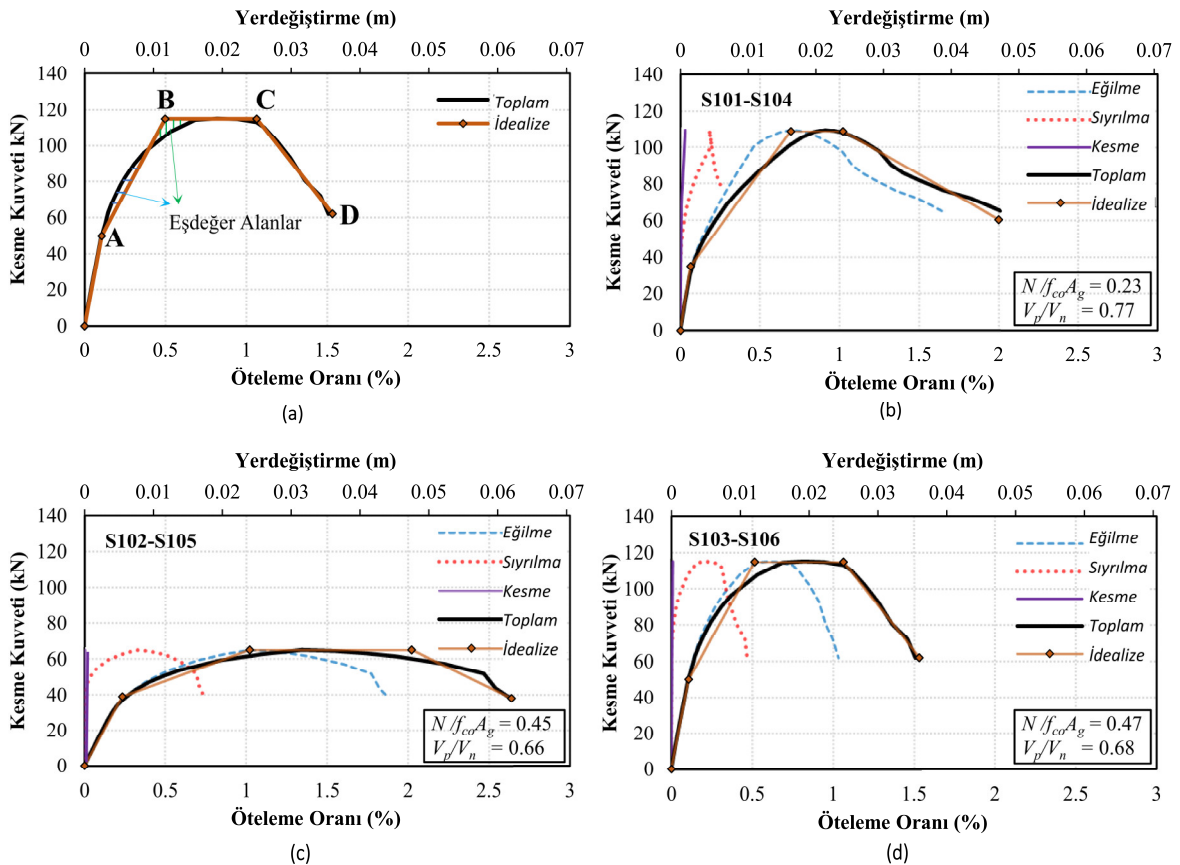
4.2.1.5 Test Binasına Ait Kolon Davranışlarının Modellenmesi

Güçlendirilmemiş test binasının kolonlarının monotonik yatay kuvvet-toplam yerdeğiştirme ilişkileri, ayrıntıları verilen Setzler ve Sezen (2008) modeline göre oluşturulmuştur. Eğilme deformasyon birleşenin hesabı için gerçekleştirilen kesit analizlerinden elde edilen moment eğrilik ilişkilerinden (Şekil 3.21) de görülebileceği üzere, malzeme şekildeğiştirmelerine göre belirgin bir akma noktası oluşmamaktadır. Bu nedenle moment dayanımının %75 değerini kesen sekanta göre geometrik yaklaşımla (Park, 1988) kolon moment-eğrilik ilişkilerinin etkin akma noktası hesaplanmış ve bu noktaya karşılık gelen davranış parametreleri belirlenmiştir. Akma noktasına karşılık gelen kesme kuvveti (V_y), nominal kesme kuvveti (V_n) ve eğilme dayanımına karşılık gelen kesme kuvveti (V_p) modelde önerildiği şekilde hesaplanmış ve Tablo 3.1’de belirtilen sınıflandırmaya göre hangi davranış kategorisinde yer aldıkları belirlenmiştir. Buna göre hazırlanan Tablo 4.2’de kolonlar için hesaplanan her bir kesme kuvveti değeri ve hangi davranış kategorisinde yer aldıkları verilmiştir. Önerilen sınıflandırma sistemine göre, S103 ve S106 ile S102 ve S105 kolonlarının görece yüksek eksenel yük seviyelerine bağlı olarak kesme dayanımlarının yüksek olması nedeni ile eğilme hakim davranış sergilemesi, S104 ve S106 kolonlarının ise nominal kesme dayanımının kesitin plastik kesme kuvveti değerine oranının 1.28 olması nedeniyle ani kesme tipi güç tükenmesi ile sonlanabilecek eğilme-kesme tipi davranış sergilemesi beklenmektedir. Tablo 4.2’de ilave olarak verilen eğik çatlama karşılık gelen kesme kuvveti değeri S102 ve S105 kolonları için kesitin nominal kesme dayanımından daha büyük olarak hesaplanmıştır. Bu durum parametrik analizlere bağlı elde edilen çatlama karşılık gelen kesme kuvveti ve ampirik olarak elde edilen nominal kesme dayanımı bağıntılarının birbiri ile fiziksel ilişkisinin bulunmamasından kaynaklanmaktadır. Bu kolonlarda hesaplanan her iki değer, kesit plastik kesme dayanımından daha büyük olması nedeniyle belirtilen çelişkili durum eleman davranış hesaplamalarında bir hata olarak görülmemektedir.

Tablo 4.2: Kolon davranış sınıflarının belirlenmesi.

| Kolon | İlk Kesme Çatlağı K.K V_{cr} (kN) | Nominal Kesme Dayanımı V_n (kN) | Akmaya karşılık K.K V_y (kN) | Eğilme Dayanımı K.K V_p (kN) | V_n/V_p | Kolon D. Sınıfı |
|--------------|--|--------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------|-----------------|
| S101 ve S104 | 70 | 141 | 94 | 110 | 1.28 | IV |
| S102 ve S105 | 107 | 98 | 54 | 65 | 1.51 | V |
| S103 ve S106 | 110 | 168 | 97 | 115 | 1.46 | V |

Tablo 4.1’de belirtilen kolon davranış kategorisine bağlı kolon deformasyonlarının hesaplama kuralları dikkate alınarak oluşturulan kolonların monotonik yatay kuvvet-toplam yerdeğiştirme ilişkileri Şekil 4.9’da verilmiştir. Ayrıca modele göre hesaplanan her bir deformasyon bileşenleri de Şekil 4.9’da gösterilmiştir. Özellikle S103 ve S106 ve S102 ve S105 kolonlarına ait grafiklerden de görülebileceği gibi kesme deformasyon bileşeninin katkısı diğer bileşenlere göre oldukça düşük kalmaktadır. S101 ve S104 kolonları için kesme deformasyonları katkısı yaklaşık toplam yerdeğiştirmenin %2’sine karşılık gelmekteyken, diğer kolonlarda toplam yerdeğiştirmenin %0.75’den daha düşük kalmaktadır. Gömülü donatılardaki sıyrıлма deformasyonlarının kolon toplam yerdeğiştirmelerine katkısı S101 ve S104 kolonları için %16.7, S102 ve S105 kolonları için %28.3 ve S103 ve S106 kolonları için %31.1 seviyesindedir. Sünek olmayan eğilme davranışları nedeni ile görece yüksek olan bu değerler, kritik yetersizliklere sahip kolonların davranış tahminleri için sadece eğilme davranışının göz önüne alınmasının yetersiz olacağını açık bir şekilde göstermektedir.

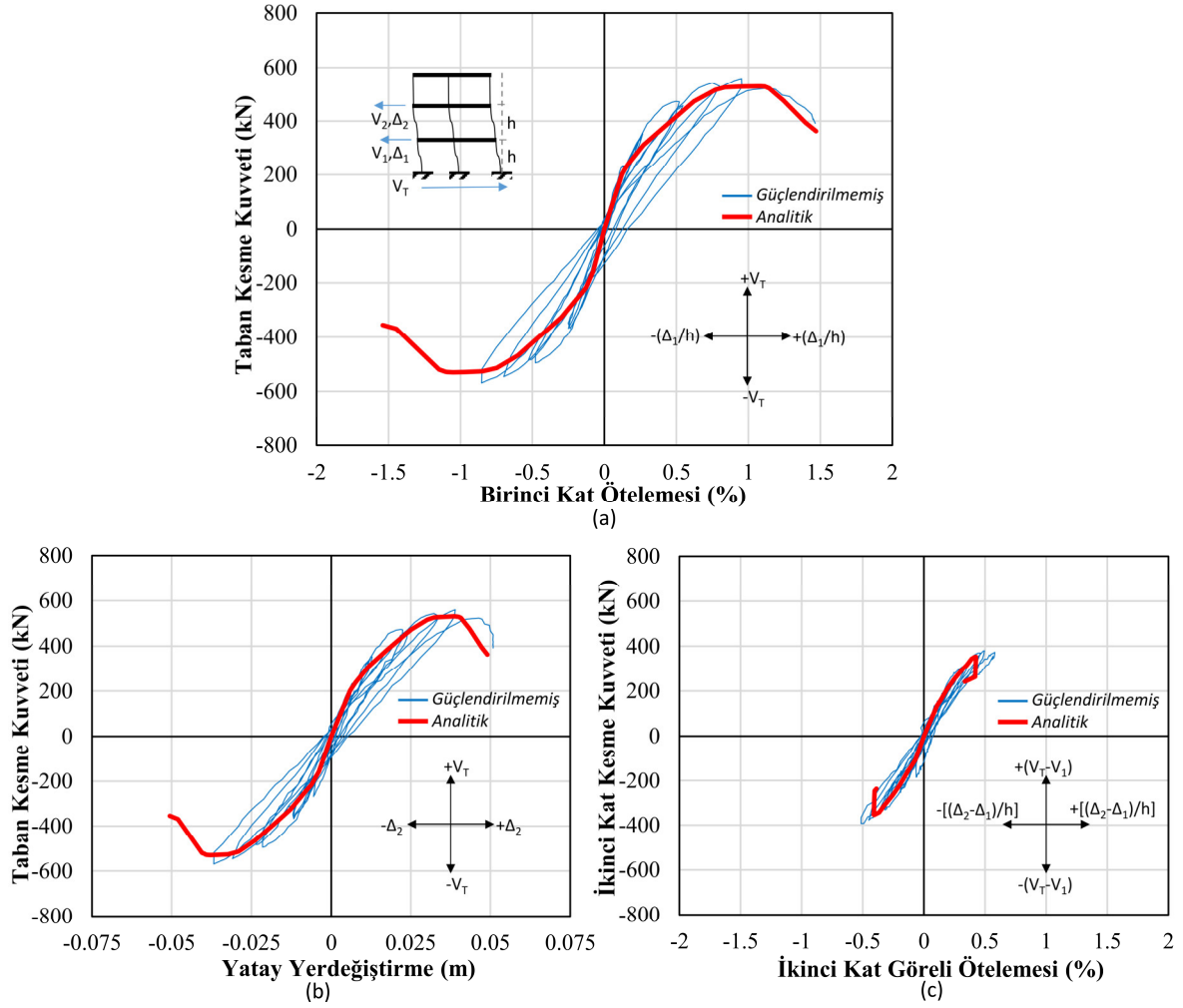


Şekil 4.9: a) İdealleştirme b) S101-S104 c) S102-S105 d) S103-S106 kolon elemanlarının kesme kuvvet-deformasyon ilişkileri.

Oluşturulan kolon davranışları farklı türde doğrusal olmayan iç kuvvet-deformasyon mafsalları şeklinde binanın sayısal modeline tanımlanabilmektedir. Test binasının doğrusal olmayan hesaplamalarının tekrarlanmasında herhangi bir dönüştürme işlemi uygulanmadan en basit hali ile kesme kuvveti-yatay yerdeğiştirme mafsalının kullanılması tercih edilmiştir. Analiz yazılımının sınırlaması nedeniyle eğrisel olarak elde edilen davranışların dört parçalı doğrusal davranışlar olarak idealleştirilmesi gerekmektedir. Kolon davranışlarının idealleştirilmesi için doğrular arasındaki kritik noktaların belirlenmesinde, idealleştirilmiş ile model davranışı arasında kalan alttaki ve üstteki alanların eşitlenmesi şeklinde uygulanan enerji dengelenmesi yaklaşımı (Park, 1988) kullanılmıştır. Üç deformasyon bileşenli kolon davranış modeli ile elde edilen davranışlar ve enerji dengelenmesi yaklaşımıyla idealleştirilmiş davranış ilişkileri bütün kolonlar için Şekil 4.9’da sunulmuştur. Belirlenen bu kritik noktalar kolon davranışında karşılık gelen fiziksel anlamları göz önüne alınarak; doğrusal olmayan davranış başlangıcı (A), yatay yük kapasitesine ulaşıldığı akma deformasyonu (B), dayanım kaybının başladığı plastik deformasyon limiti (C) ve göçmeye karşılık gelen deformasyon değeri (D) olarak isimlendirilebilir.

4.2.2 Üç Deformasyon Bileşenli Davranış Modeli ile Binanın Davranış Tahmini

Güçlendirilmemiş binanın sayısal modelinde bulunan birinci kat kolon uç bölgelerinde tanımlı yığılı plastik davranış bileşenleri kaldırılarak yerlerine, Setzler ve Sezen (2008) üç deformasyon bileşenli davranış modeline göre elde edilen idealleştirilmiş kuvvet-yerdeğiştirme tipi doğrusal olmayan davranış mafsalları birinci kat kolonlarının yüksekliğinin ortasına konumlandırılacak şekilde tanımlanmıştır. Diğer kat kolonlarında doğrusal olmayan davranış belirgin bir biçimde oluşmadığı için bu kolonlara üç deformasyon bileşenli davranış modelinin tanımlanmasına gerek görülmemiştir. Önceki analizlerde gözlemlenen ikinci kat analitik ve deneysel davranışlar arasındaki farkın nedeni olduğu düşünülen, doğrusal davranış gösteren eleman bölgelerine uygulanan etkin kesit rijitlik çarpanları kullanılmadan eleman brüt kesit rijitliklerinin kullanılmasına karar verilmiştir. Aynı yükleme tanımlamaları ile tekrarlanan yükleme doğrultusunun itme ve çekme yönleri için artımsal itme analizleri sonucunda elde edilen tahmini davranış ile güçlendirilmemiş test binasının deneysel davranışı, Şekil 4.10’de verilen davranış ilişkileriyle karşılaştırılmıştır.

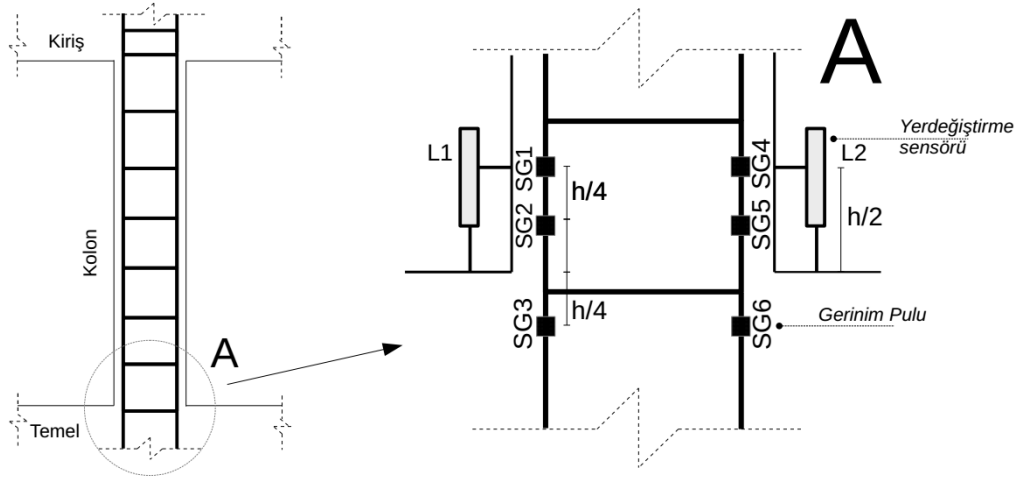


Şekil 4.10: Üç deformasyon bileşenli kolon davranış modellemesiyle güçlendirilmemiş test binasının deneysel ve analitik davranış ilişkilerinin karşılaştırılması.

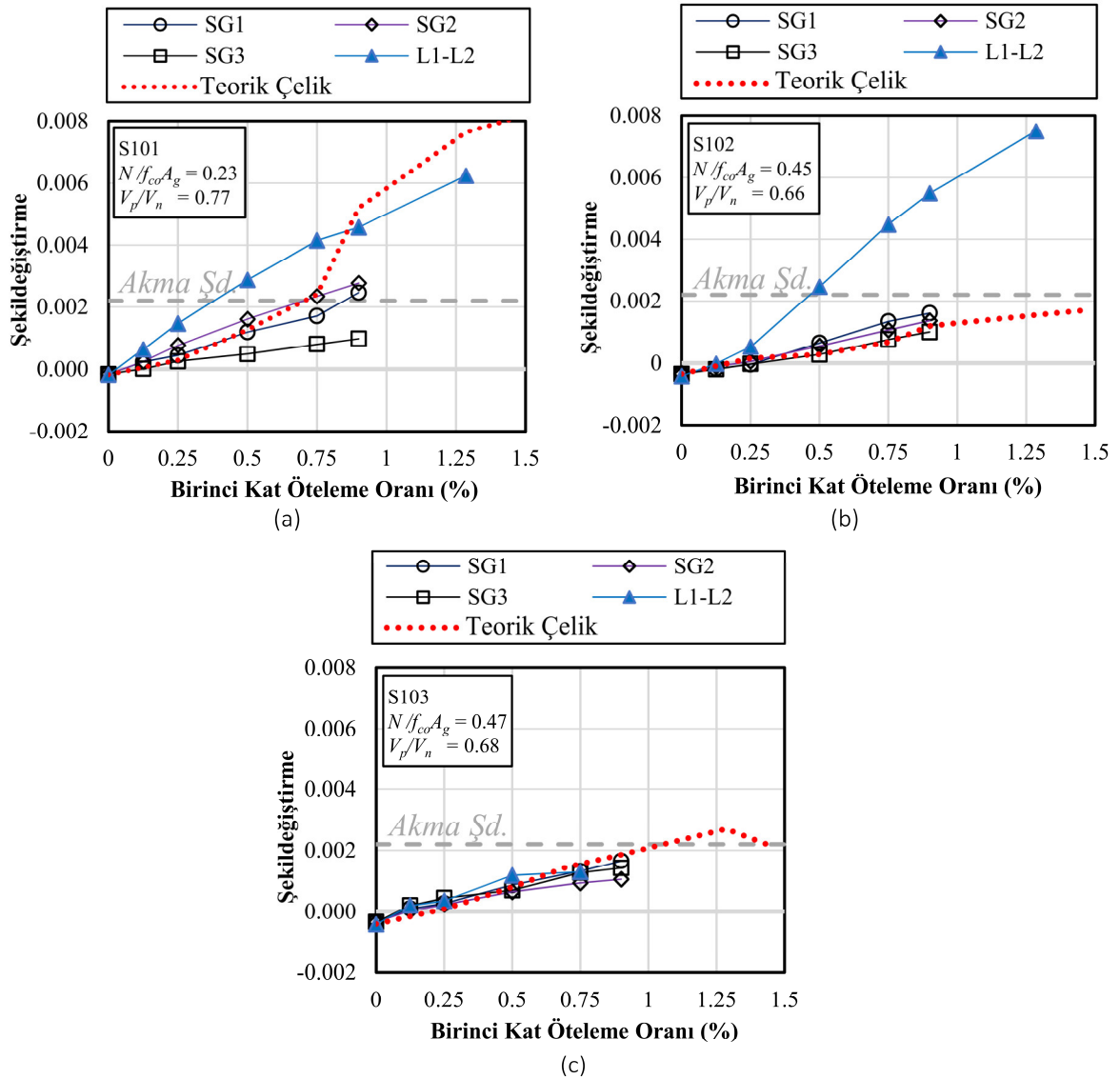
Güçlendirilmemiş test binasının başlangıç yatay rijitliği ile yatay kuvvet değerleri yaklaşık %0.25 birinci kat öteleme oranı değerine kadar oldukça iyi tahmin edilebilmektedir. Bu öteleme oranının ötesinde test binasının deneysel iskelet eğrisinin tepe noktasına kadar, uygulanan model yaklaşımı ile yatay yatay rijitlik daha düşük tahmin edilebilmiştir. Bu rijitlik farkının ana nedeni Şekil 4.9’da verilen kolon davranış ilişkilerinden de görülebileceği üzere, kolon elemanların doğrusal olmayan davranış başlangıç noktasından (B) akma noktasına (C) kadarlık bölgesinde uygulanan idealleştirilen, modelden elde edilen davranışa görece daha düşük yerdeğiştirme rijitliğine sahip olmasıdır. Test binasının yatay kuvvet dayanımı deneysel verilere göre kısmen daha düşük (itme ve çekme doğrultularında ortalama olarak %6) tahmin edilebilmiştir. Kullanılan modelleme yaklaşımı ile elde edilen davranışın tepe noktası sonrası dayanım kaybının gözlemlendiği bölgesi ile test binasında dayanım kaybının yaşanarak toptan göçmenin gözlemlendiği bölgedeki davranışının birbirleri ile oldukça uyumlu olduğu davranış ilişkilerinden

görülebilmektedir. Bununla birlikte, deneysel toptan göçme noktası verisi ile modelden elde edilen analitik en büyük deformasyon değeri oldukça başarılı kabul edilecek düzeyde birbirine yakın olarak belirlenmiştir. Analiz sonuçlarına göre en son noktadaki yerdeğiştirme değeri S103 ve S106 kolonlarının kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisinin en büyük deformasyon değerine karşılık gelmektedir. Deneyler esnasında binanın toptan göçme sürecinin bu kolonlardaki ani aksenal basınç göçmesi ile başlaması, oluşturulan analitik model ile başarılı tahminler elde edildiğini gösteren diğer bir önemli göstergedir. İkinci kata ait davranışı ilişkileri incelendiğinde, üst katlardaki elemanlarda etkin kesit rijitlik çarpanının göz önüne alınmaması sonucu analitik ve deneysel davranışların birbirleriyle oldukça örtüştüğü görülebilmektedir. Bu nedenle birinci kat kolonları dışındaki yapısal elemanların tamamının göz önüne alınan yükler altında doğrusal davranış sergilediği söylenebilmektedir.

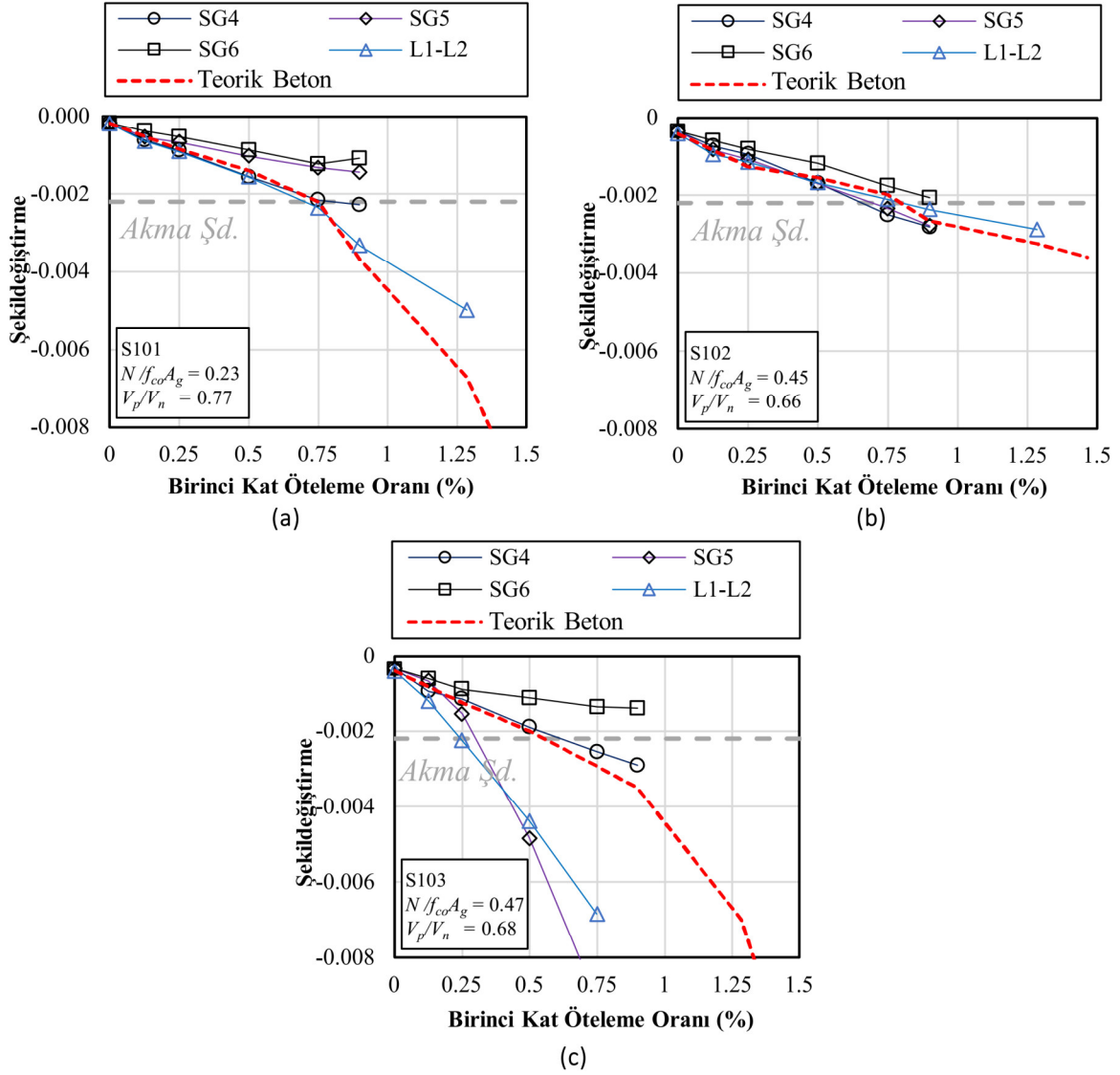
Kolon alt uçlarındaki yerleşimleri Şekil 4.11’de gösterilen ölçüm sensörlerinden elde edilen veriler, kesit yüksekliğince şekildeğiştirmelerin doğrusal değiştiği kabulü ile deneysel çekme ve basınç şekildeğiştirme değerlerine dönüştürülmüştür. Doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen teorik beton ve donatı şekildeğiştirme değerleri Şekil 4.12 ve Şekil 4.13’de deneysel şekildeğiştirme değerleri ile karşılaştırılmıştır. Artan öteleme oranı adımlarında beton yüzeyinde ezilme ve dağılma şeklinde gerçekleşen ileri seviye beton hasarları nedeniyle doğrusal potansiyometrik cetvellerden elde edilen verilerde bozulma meydana geldiğinden, bu grafiklerde sadece sağlıklı veri akışının sağlandığı noktaya kadar olan ortalama şekildeğiştirme değerleri sunulmuştur. Bununla birlikte, gerinim pullarından elde edilen şekildeğiştirme değerleri veri bağlantısının sonlandırıldığı %0.9 öteleme oranına kadar verilmiştir. Teorik malzeme şekildeğiştirmeleri birinci kat öteleme oranları için kolonlarda göz önüne alınan üç deformasyon bileşenli doğrusal olmayan davranış modeline göre tersine hesaplamalar ile elde edilmiş olup, donatı şekildeğiştirme değerlerinde sıyrılmanın katkısı dikkate alınmamıştır. Şekil 4.12’den görülebileceği üzere, sadece S101 kolonunda bina yatay yük kapasitesine ulaşılmadan %0.75 öteleme adımı deneysel donatı çekme şekildeğiştirme verileri akma değerini aşabilmektedir. Bütün kolonlardaki gerinim pullarından ölçülen şekildeğiştirme verileri teorik şekildeğiştirmelerle uyum göstermektedir. Doğrusal potansiyometrik cetvel ölçümlerinden dönüştürülen ortalama çekme şekildeğiştirmeleri, S103 kolonu haricinde gerinim pullarından ölçülen değerlerden daha büyüktür. Bunun nedeninin sensör ölçüm bölgesi içinde ve dışında gelişen kolon hasarlarından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 4.11: Kolon alt ucunda ölçüm sensörlerinin yerleşimi.



Şekil 4.12: (a) S101; (b) S102; (c) S103 kolonları itme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeşirmelerinin karşılaştırılması.

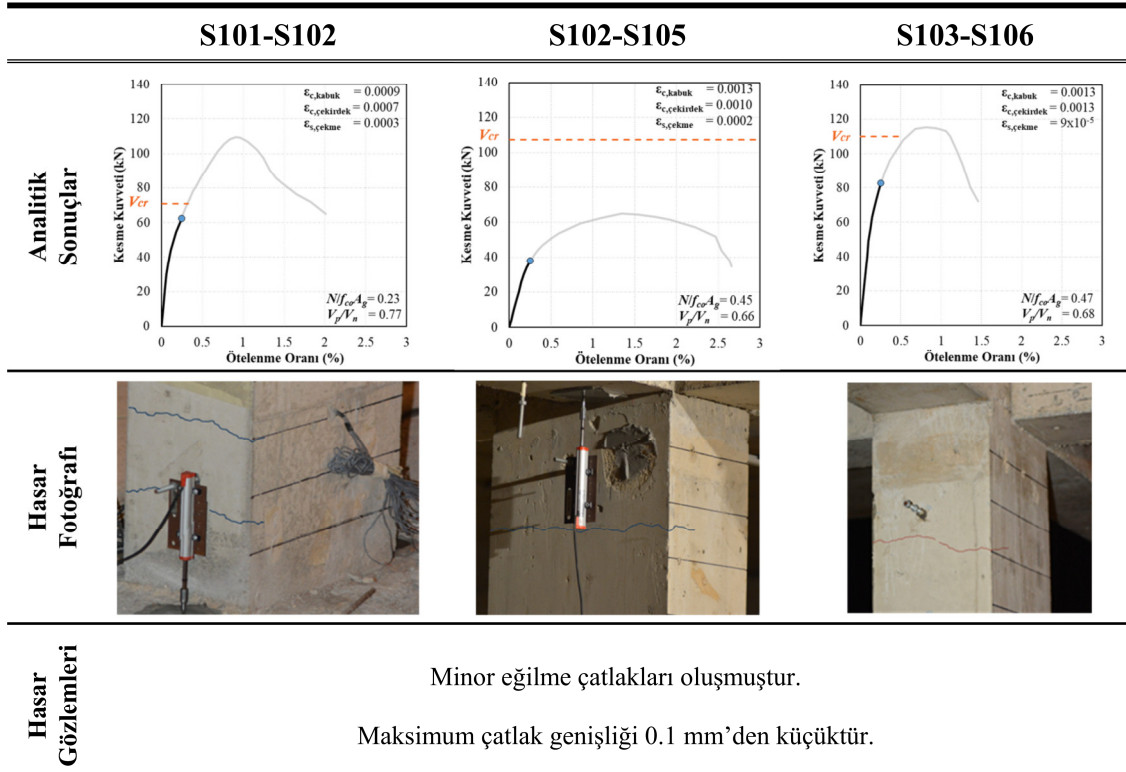


Şekil 4.13: (a) S101; (b) S102; (c) S103 kolonları çekme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeğiştirmelerinin karşılaştırılması.

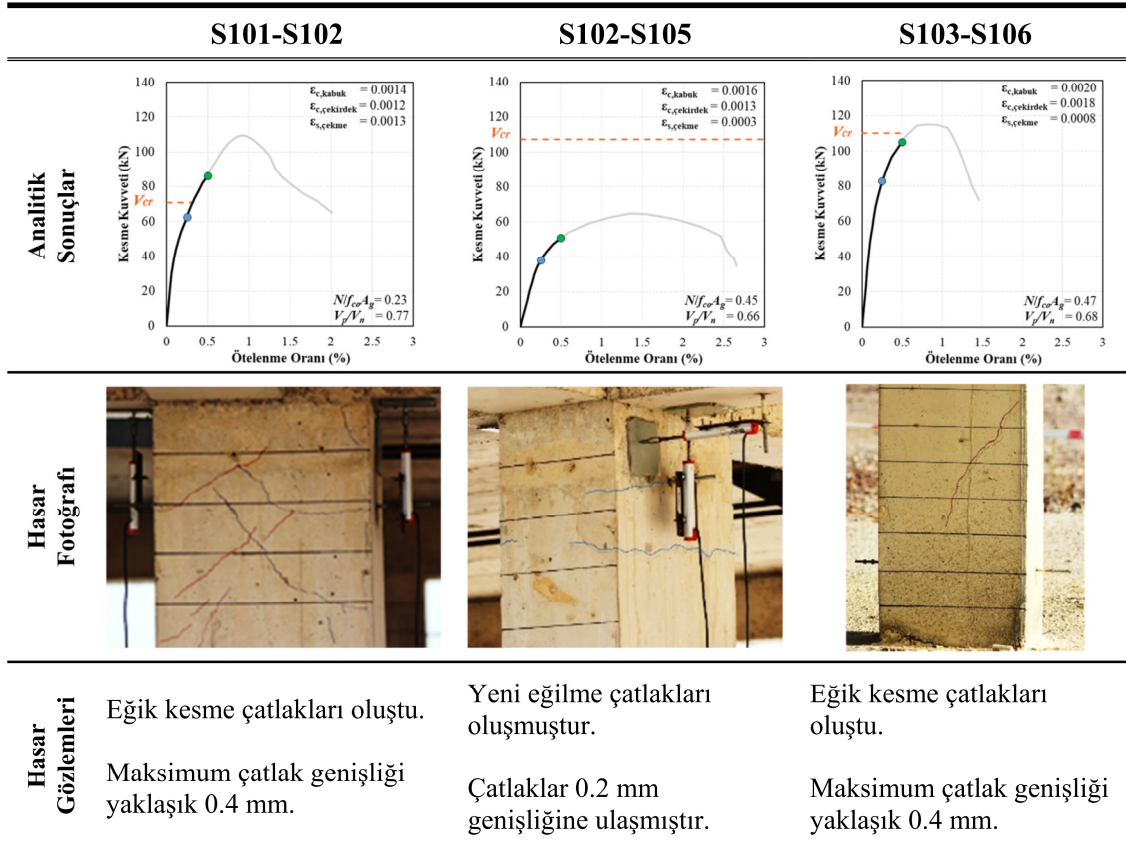
Şekil 4.13’de S103 kolonlarından ölçülen basınç şekil değıştirme değerlerinin S101 ve S102 kolonlarından daha büyük oldukları görülebilmektedir. Örnek olarak %0.75 öteleme oranı yükleme adımında 3 kat daha büyük ortalama basınç şekildeğiştirme değeri ölçülmüştür. Çevrimsel yüklemenin son adımı olan %0.9 öteleme oranında S103 kolonundaki bu ölçüm verisi farkı çok daha yüksek olmuştur (gerinim pulundan %1.8 basınç şekildeğiştirme değeri ölçülmüştür). Bu durum test binasındaki toptan göçmenin S103 ve S106 kolonlarının aksenal basınç göçmesi ile başladığı gözlemini destekleyen bir gösterge olarak kabul edilmektedir. S103 kolonu dışındaki kolonlar için elde edilen teorik beton basınç şekildeğiştirmesi değeri, deneysel ölçülen basınç şekildeğiştirmeleri ile oldukça uyumlu olduğu ilgili grafiklerden görülebilmektedir.

Birinci kat kolonlarının göz önüne alınan üç deformasyon bileşenli modele göre elde edilen teorik davranışları ile birlikte deneylerde gözlemlenen hasarlar belirli çevrimsel yükleme adımları için Şekil 4.14, Şekil 4.15, Şekil 4.16 ve Şekil 4.17’de verilmiştir. Hasarın minör eğilme çatlakları olarak gözlemlendiği %0.25 öteleme oranı yükleme adımında teorik olarak hesaplanan şekildeğiştirmeler bütün kolonlar için oldukça düşüktür. S101 ve S104 ile S103 ve S106 kolonlarında eğik kesme çatlaklarının gözlemlendiği %0.5 öteleme yükleme adımında, teorik olarak hesaplanan eleman kesme kuvveti değerleri kesme çatlak oluşumuna karşılık kesme kuvvetini (V_{cr}) S101 ve S102 kolonlarında aşmakta, S103 ve S106 kolonlarında ise %95’ine karşılık gelmektedir. Kabuk betonunda ezilmelerin S103 ve S106 kolonlarında başladığı %0.75 öteleme oranında teorik beton basınç şekildeğiştirmesi 0.0028 olarak hesaplanmış olup, bu değer genel olarak kabul edilen ezilme beton basınç şekildeğiştirmesi değerine (0.003) oldukça yakındır. Diğer kolonlarda ise bu yükleme adımında kabuk betonu şekildeğiştirmeleri yaklaşık olarak 0.002 değerindedir. S103 ve S106 kolonlarında teorik beton şekildeğiştirmesinin 0.0035 olarak hesaplandığı %0.9 öteleme oranı adımında, gözlenen fiziksel hasar kabuk betonunun dökülmesi ve donatı burkulması başlangıcıdır. Çevrimsel olarak uygulanan yükleme adımları süresince S102 ve S105 kolonlarında en büyük genişliği 0.7 mm’ye ulaşan sınırlı sayıda eğilme çatlakları gözlemlenmiş olup, bu kolonlarda hesaplanan teorik şekildeğiştirmeler de gözlemler ile uyumlu şekilde oldukça düşüktür.

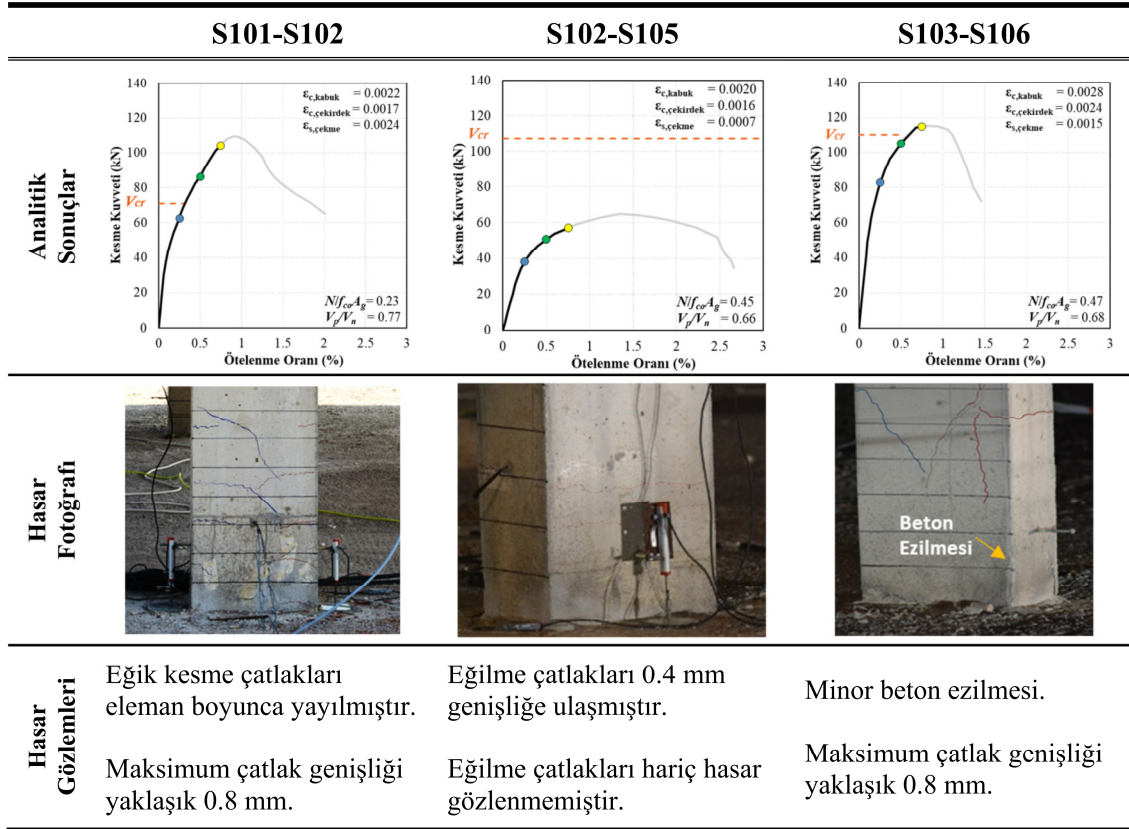
Artımsal itme yüklemesinin son noktasına (yaklaşık %1.45 öteleme oranı) kadar olan teorik kolon davranışları ile S103 ve S106 kolonunun göçme anı öncesi ve diğer kolonların göçme anında kaydedilen görünüşleri Şekil 4.18’de verilmiştir. S103 ve S106 kolonlarında teorik olarak hesaplanan en büyük deformasyon değerine ulaşıldığı andaki birinci kat öteleme oranı, toptan göçmenin deneysel olarak gözlemlendiği %1.45 öteleme oranına oldukça yakındır. Toptan göçmeye karşılık gelen birinci kat öteleme oranında S101 ve S104 kolonlarında teorik olarak yaklaşık %25 dayanım kaybı söz konusuysen, S102 ve S105 kolonlarında en büyük kesme kuvveti değerine karşılık gelen tepe noktasına henüz ulaşılmıştır. Deneysel sonuçlarda açıklandığı üzere bu kolonlarda gözlemlenen anlık kesme çatlakları oluşumu ve kesme tipi göçme güç tükenmesi, birinci katta stabilitenin bozulması (kararsızlık durumu) ve eksenel basınç güç tükenmesi yaşanan S103 ve S106 kolonları tarafından karşılanan iç kuvvetlerin yeniden dağılımı sonucu diğer kolonlarının kapasitelerinin aşılması durumları ile ilişkilidir.



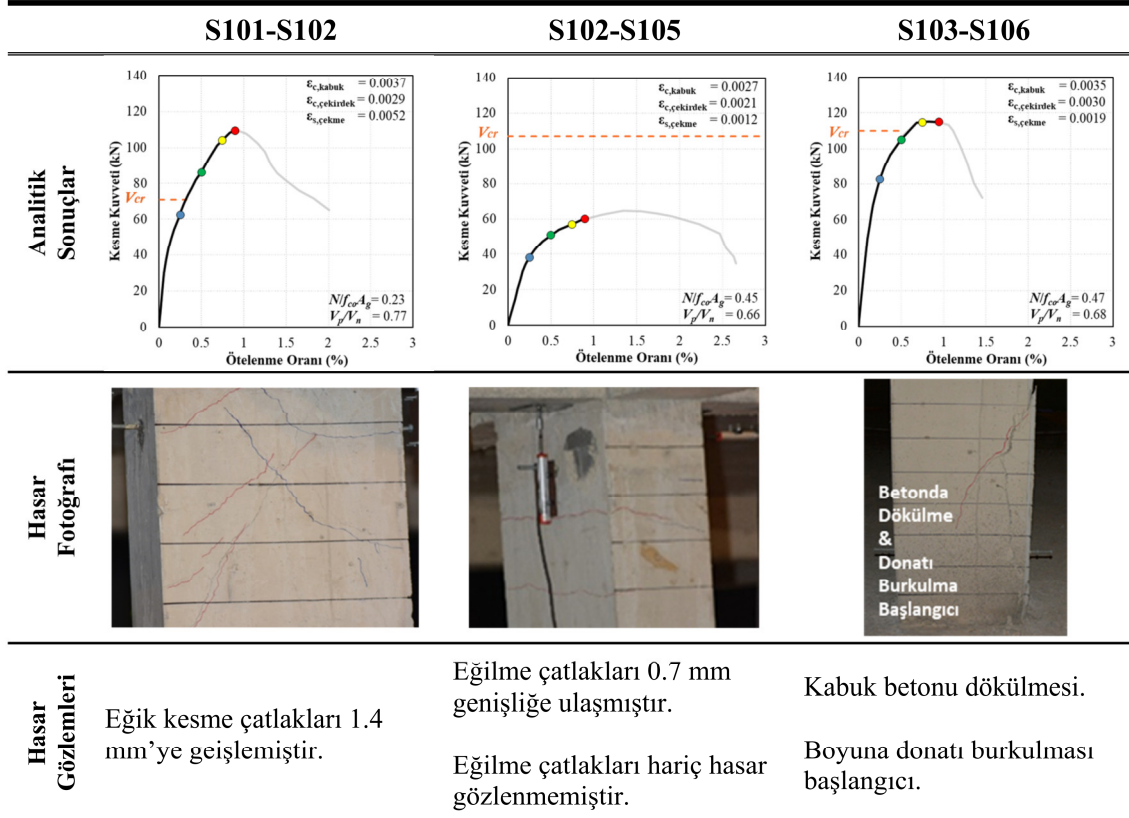
Şekil 4.14: %0.25 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler.



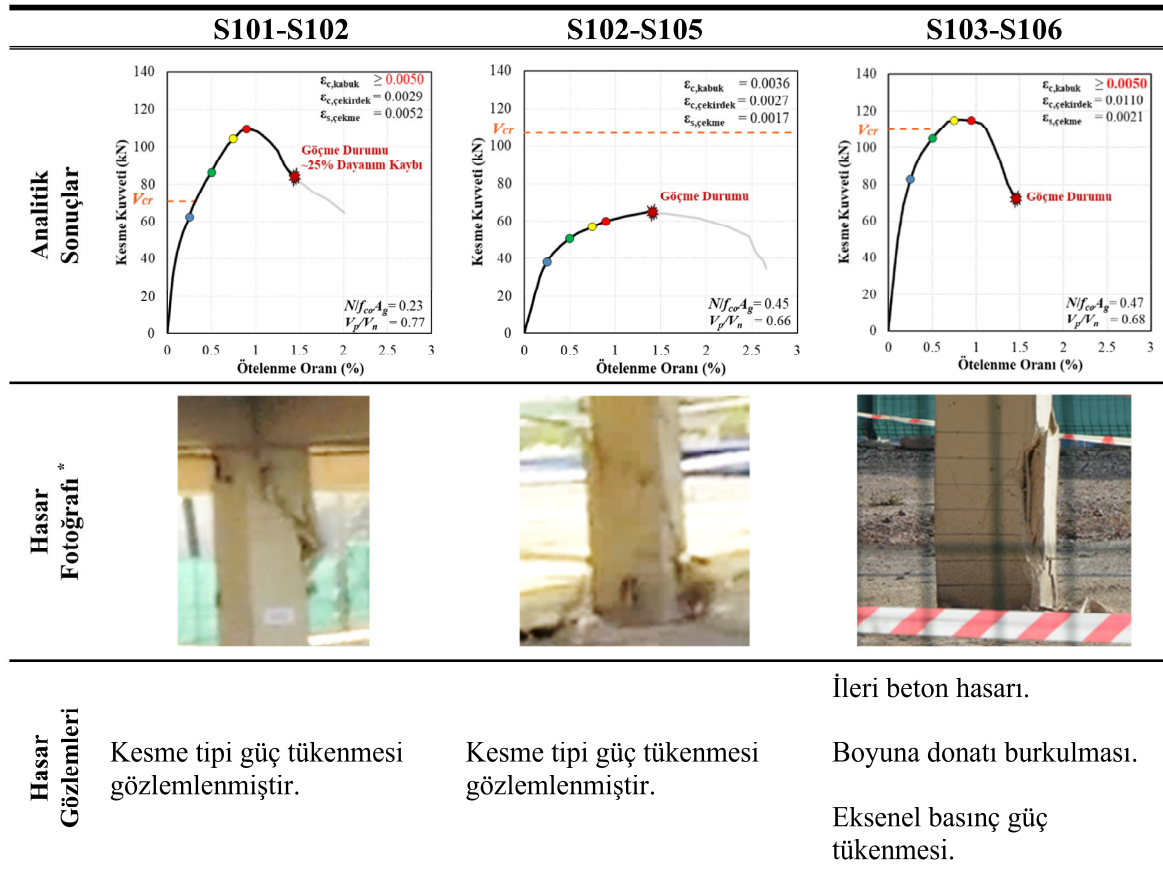
Şekil 4.15: %0.50 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler.



Şekil 4.16: %0.75 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler.



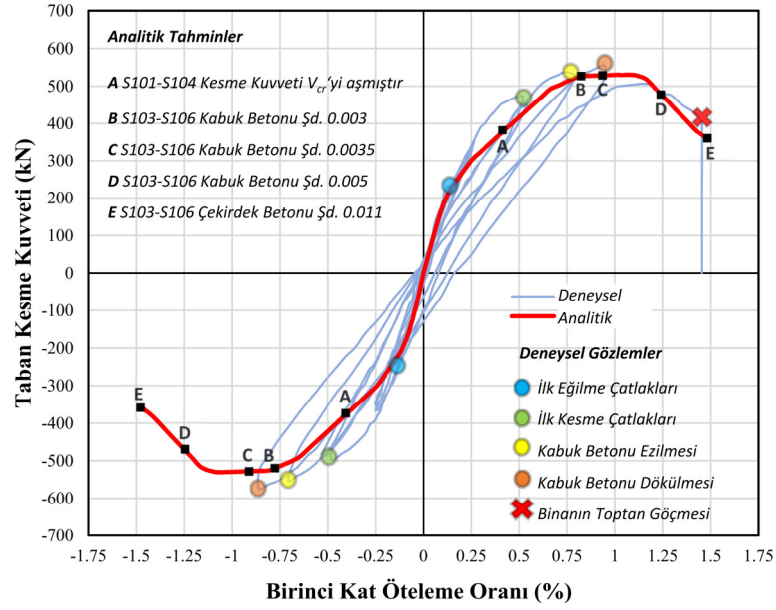
Şekil 4.17: %0.90 öteleme oranına kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler.



* S103-S106 kolonları için verilen fotoğrafta göçme anı öncesi hasar verilmiştir. Diğer kolonların fotoğrafları toptan bina göçmesi anına aittir.

Şekil 4.18: Göçme durumuna kadar teorik kolon davranışı ve deneysel gözlemler.

Güçlendirilmemiş binanın deneysel ve analitik taban kesme kuvveti-birinci kat öteleme oranı ilişkisi üzerinde deneysel hasarın gelişimi ile teorik hasar parametreleri Şekil 4.19'da özetlenmiştir. İlk eğilme çatlağının belirginleştiği %0.125 öteleme oranında analitik davranışta dikkate değer yatay rijitlik düşüşü başlamaktadır. Kesme çatlağının gözlemlendiği %0.5 öteleme oranından önce teorik olarak S101 ve S104 kolonlarında eğik çatlak oluşumuna karşılık gelen kesme dayanımı aşılmaktadır. Test binasının deneysel yatay yük kapasitesine ulaşılan ve S103 ve S106 kolonlarında ileri seviye beton hasarının gözlemlendiği %0.9 öteleme oranında, en büyük teorik beton basınç şekildeğiştirmesi 0.0035 olarak hesaplanmıştır. Toptan göçmenin gerçekleştiği öteleme oranı ve analitik davranıştaki dayanım kaybı deneysel verilere oldukça yakındır. Genel olarak deneysel sonuçlar, Setzler ve Sezen (2008) kolon modeli ile gerçekleştirilen analiz sonuçları ile hem bina davranışı açısından hem de eleman davranışları ve hasar gelişimi açısından oldukça uyumludur. Uygulamada tercih edilen bir yapısal analiz yazılımına uygun idealleştirmeler ile basit şekilde tanımlanabilen bu modelleme yaklaşımının, test binası için oldukça iyi tahminler sağladığı yapılan karşılaştırmalı değerlendirmelerle ortaya konmuştur.



Şekil 4.19: Güçlendirilmemiş bina birinci kat deneysel ve analitik davranışlarının karşılaştırılması ve hasarın gelişimi.

4.3 Güçlendirilmiş Binanın Doğrusal Olmayan Davranışının Tahmini

LP sargılama ile betonarme elemanlarda süneklik artışı başta TBDY 2018 olmak üzere birçok teknik dokümanda, LP ile sargılanmış beton gerilme-şekildeğiştirme modelleriyle göz önüne alındığı 1. Bölüm'de açıklanmıştır. Test binalarının sayısal modeline tanımlanan sonlu uzunluktaki yayılı plastik davranış bölgelerindeki kesitlerin bütün beton fiberlerine (çekirdek ve kabuk) ilgili LP ile sargılanmış beton modelleri atanarak söz konusu güçlendirmenin bina davranışındaki etkinliğine yönelik analitik davranış tahminleri elde edilmektedir.

Uygulanan LP ile sargılama özelliklerine göre, göz önüne alınan her bir teknik dokümandaki sargılı beton modelleme parametreleri hesaplanarak LP ile sargılanmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri oluşturulmuştur. Dokümanlarda önerilen ampirik ifadelerden hesaplanan LP ile sargılanmış beton en büyük şekildeğiştirme (ϵ_{ccu}) değeri ve ona karşılık gelen sargılanmış beton dayanımı (f_{cc}) değerleri birinci kat kolonları için Tablo 4.3'de ve ikinci kat kolonları için Tablo 4.4'de verilmiştir. Kullanılan ampirik ifadelere ve tasarım sınırlamalarına bağlı olarak bu parametreler için elde edilen değerler birbirinden oldukça farklıdır. LP ile sargılanmış beton için dayanım tahmini değerleri büyükten küçüğe olacak şekilde sırasıyla; CNR-DT 200R1 (2013), TBDY 2018 ve ACI 440.2R (2017) ampirik ifadelerinden elde edilmiştir. Birinci kat kolon uç bölgelerine uygulanan beş kat KLP sargılama durumunda, sargılanmış beton dayanımı sargılanmamış beton dayanımına

oranı her bir teknik doküman için sırasıyla 2.34, 1.86 ve 1.14 kat daha fazla olup, modeller arasında dikkate değer bir farkın olduğu görülebilmektedir. Ampirik ifadelerinden elde edilen LP ile sargılanmış beton en büyük şekildeğiştirme değerleri CNR-DT 200R1 (2013) ve TBDY 2018 için birbirine görece daha yakın, ACI 440.2R (2017) için ise oldukça konservatif olarak hesaplanmıştır. ACI 440.2R (2017) modelinden elde edilen değerlerdeki bu konservatifik, efektif şekildeğiştirmenin en büyük değerinin 0.004 değeri ile sınırlandırılmasından kaynaklanmaktadır. İkinci kat kolonlarının uç bölgelerinin 3 kat KLP ile sargılanması durumunda modellerden elde edilen parametreler arasındaki ilişkiler birinci katla paralellik göstermektedir.

Tablo 4.3: LP ile sargılanmış birinci kat kolonlarının modelleme parametreleri.

| Teknik Doküman Adı | Sargılanmış Beton Dayanımı f_{cc} (MPa) | Sargılanmış Beton En Büyük Şekildeğiştirmesi (ϵ_{ccu}) | Plastik Mafsalsal Uzunluğu (L_{pl}) (cm) |
|----------------------|---|---|--|
| ACI 440.2R (2017) | 20.45 | 0.0073 | 28.6 cm ^a – 28.6 cm ^b |
| CNR-DT 200 R1 (2013) | 44.63 | 0.0132 | 15.8 cm ^a – 12.8 cm ^b |
| TBDY 2018 | 33.41 | 0.0157 | 20.0 cm ^a – 12.5 cm ^b |

^a Yükleme doğrultusu ile uzun kenarları paralel olan kolonlar için (S101 ve S104 ile S103 ve S106)

^b Yükleme doğrultusu ile kısa kenarları paralel olan kolonlar için (S102 ve S105)

Tablo 4.4: LP ile sargılanmış ikinci kat kolonlarının modelleme parametreleri.

| Teknik Doküman Adı | Sargılanmış Beton Dayanımı f_{cc} (MPa) | Sargılanmış Beton En Büyük Şekildeğiştirmesi (ϵ_{ccu}) | Plastik Mafsalsal Uzunluğu (L_{pl}) (cm) |
|----------------------|---|---|--|
| ACI 440.2R (2017) | 19.52 | 0.0056 | 28.6 cm ^a – 28.6 cm ^b |
| CNR-DT 200 R1 (2013) | 36.98 | 0.0110 | 15.8 cm ^a – 12.8 cm ^b |
| TBDY 2018 | 27.30 | 0.0113 | 20.0 cm ^a – 12.5 cm ^b |

^a Yükleme doğrultusu ile uzun kenarları paralel olan kolonlar için (S201 ve S204 ile S203 ve S206)

^b Yükleme doğrultusu ile kısa kenarları paralel olan kolonlar için (S202 ve S205)

Tercih edilen modelleme yaklaşımında kolonların modellenmesi için belirlenmesi gerekli diğer bir önemli parametre ise fiber kesitlerin yayılı olarak tanımlanacağı bölgenin uzunluğuna karşılık gelen plastik mafsalsal uzunluğudur. ACI 440.2R (2017)'de LP ile sargılanmış kolonlar için önerilen bağıntı (Denklem 4.13) ile plastik mafsalsal uzunluğu kolon yükleme doğrultusundan bağımsız olarak hesaplanmaktadır. TBDY 2018'de LP ile sargılanmış kolonlar için özel bir plastik mafsalsal uzunluğu tanımlanmadığından betonarme çubuk elemanlar için tanımlanan eğilme doğrultusundaki kesit yüksekliğinin yarısı ($h/2$) varsayımı göz önüne alınmıştır. CNR-DT 200R1 (2013) kapsamında da özel bir plastik mafsalsal boyu tanımlaması bulunmadığından, bu dokümana göre modelleme için *fib* Model Code (2010)'da çevrimsel yükleme altındaki betonarme elemanlar için önerilen plastik mafsalsal boyu bağıntısı (Denklem 4.14) kullanılmıştır.

$$L_{pl} = gap + 0.044 f_y d_{bl} \quad (4.13)$$

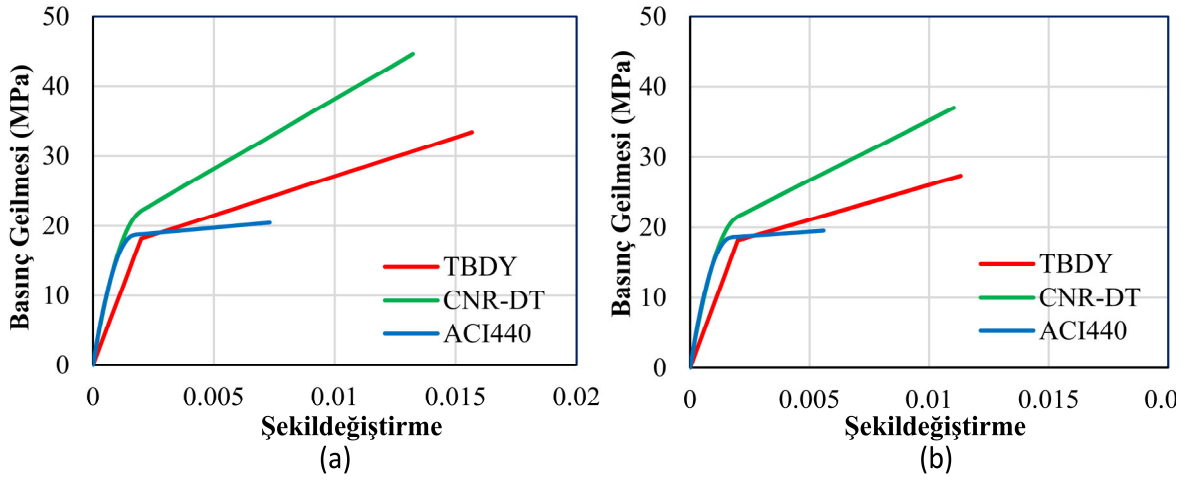
$$L_{pl} = 0.2h \left[1 + \frac{1}{3} \min \left(9; \frac{L_s}{h} \right) \right] \quad (4.14)$$

Elde edilen parametrelere göre birinci ve ikinci kat kolonlarının beş ve üç kat sargılanma durum için oluşturulan LP ile sargılanmış beton gerilme şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 4.20'den görülebilmektedir. Elde edilen sargılanmış beton malzeme modelleri ilgili kolonlardaki beton fiberlerine tanımlanmıştır. LP ile sargılanmış kolonlar dışında kalan yapısal elemanlar da TBDY 2018'de önerilen etkin kesit rijitliği çarpanları kullanılmıştır. İtme ve çekme yükleme doğrultularında sabit düşey yükler ve artımsal yatay yük altında analizler, her bir modelleme yaklaşımı için gerçekleştirilmiş ve güçlendirilmiş bina için davranış tahminleri elde edilmiştir.

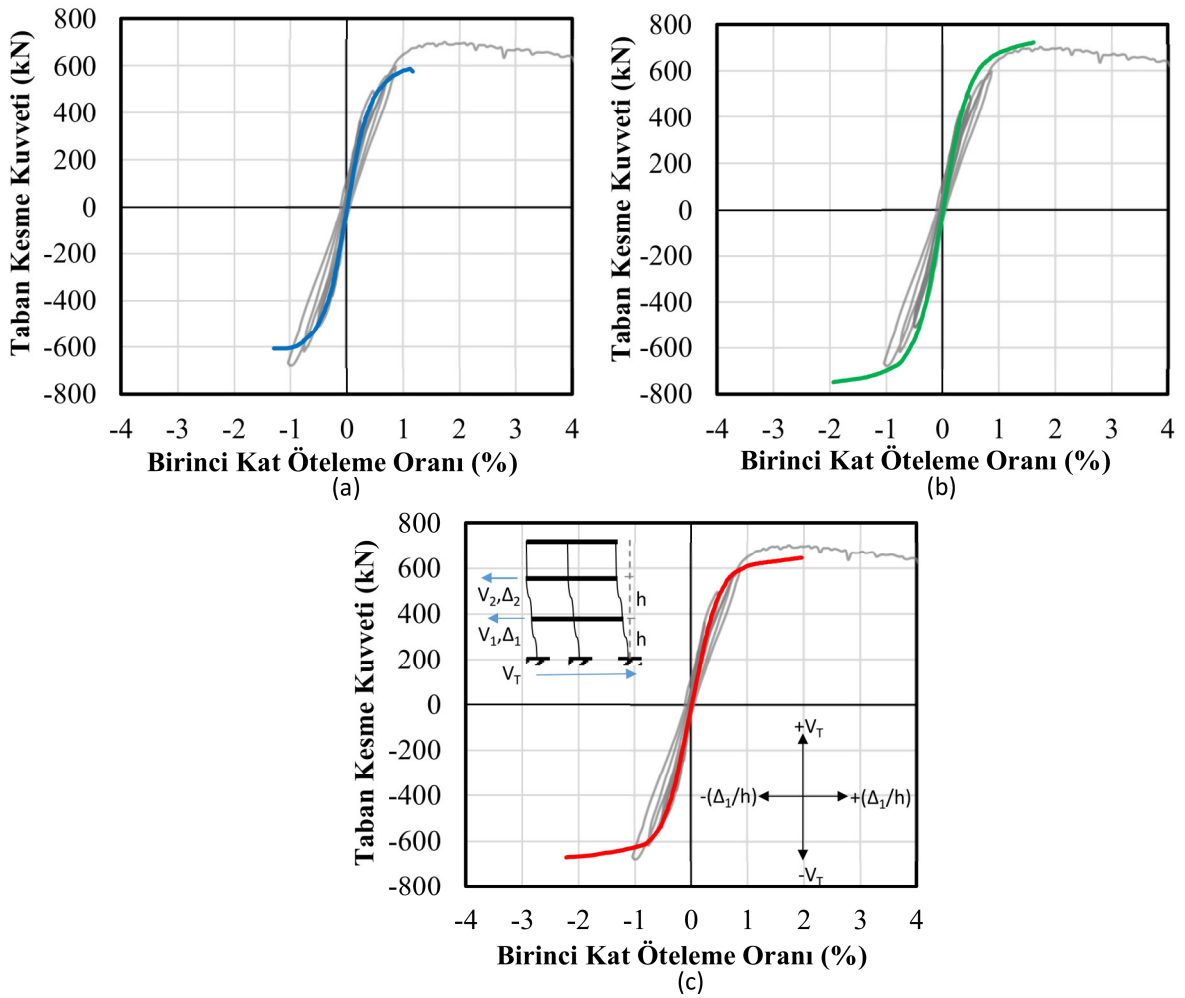
Deneysel davranışın %4 birinci kat öteleme oranına kadarlık kısmı ile analiz sonuçlarından elde edilen birinci kat öteleme oranı–kat kesme kuvveti ilişkileri Şekil 4.21'de verilmiştir. Analitik davranışların son noktası bütün modelleme yaklaşımları için S103 ve S106 kolonlarındaki en çok zorlanan beton basınç lifinin en büyük sargılanmış beton şekildeğiştirmesine değerine erişmesine karşılık gelmektedir. Tablo 4.5'de artımsal itme yüklemesinde ulaşılan en büyük kat kesme kuvveti ve karşılık gelen kat öteleme oranları değerleri verilmiştir. Bu tablo ve grafiklerden CNR-DT 200 R1 (2013) ve TBDY 2018 modelleme yaklaşımları ile elde edilen davranışların özellikle binanın yatay yük kapasitesine karşılık gelen tepe noktasına kadar oldukça uyumlu olduğu, fakat bu noktanın ötesinde süneklik açısından yerdeğiştirme tahminlerinin konservatif kaldığı görülebilmektedir. Bununla birlikte, ACI 440.2R (2017) beton modelindeki şekildeğiştirme konservatifliğinin analiz sonuçlarına hem dayanım hem de süneklik açısından yansıdığı ve elde edilen tahminlerin aşırı konservatif kaldığı görülmüştür .

Tablo 4.5: Deneysel ve analitik en büyük kat kesme kuvveti ve karşılık gelen kat öteleme oranlarının karşılaştırılması.

| Kat | Deneysel | | ACI 440.2R | | CNR-DT 200 R1 | | TBDY 2018 | |
|---------|----------------------|--|----------------------|--|----------------------|--|----------------------|--|
| | $V_{i,mak.}$ (kN) | $(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ (%) | $V_{i,mak.}$ (kN) | $(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ (%) | $V_{i,mak.}$ (kN) | $(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ (%) | $V_{i,mak.}$ (kN) | $(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ (%) |
| Birinci | 702 | 1.74 | 587 | 1.13 | 722 | 1.62 | 644 | 1.96 |
| İkinci | 474 | 0.68 | 385 | 0.60 | 479 | 0.74 | 423 | 0.70 |

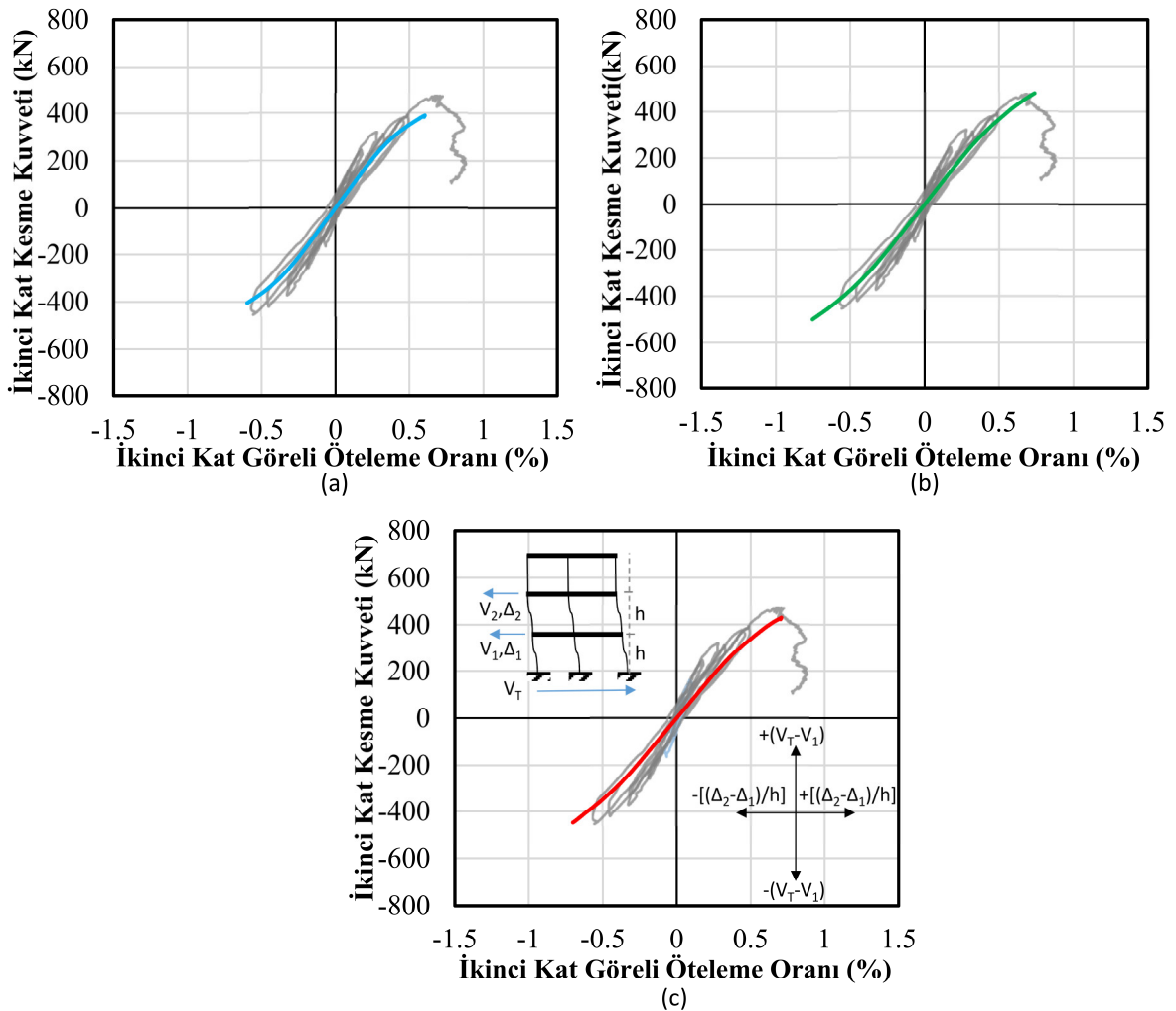


Şekil 4.20: a) Birinci kat kolonları b) İkinci kat kolonları için LP ile sargılanmış beton modelleri.



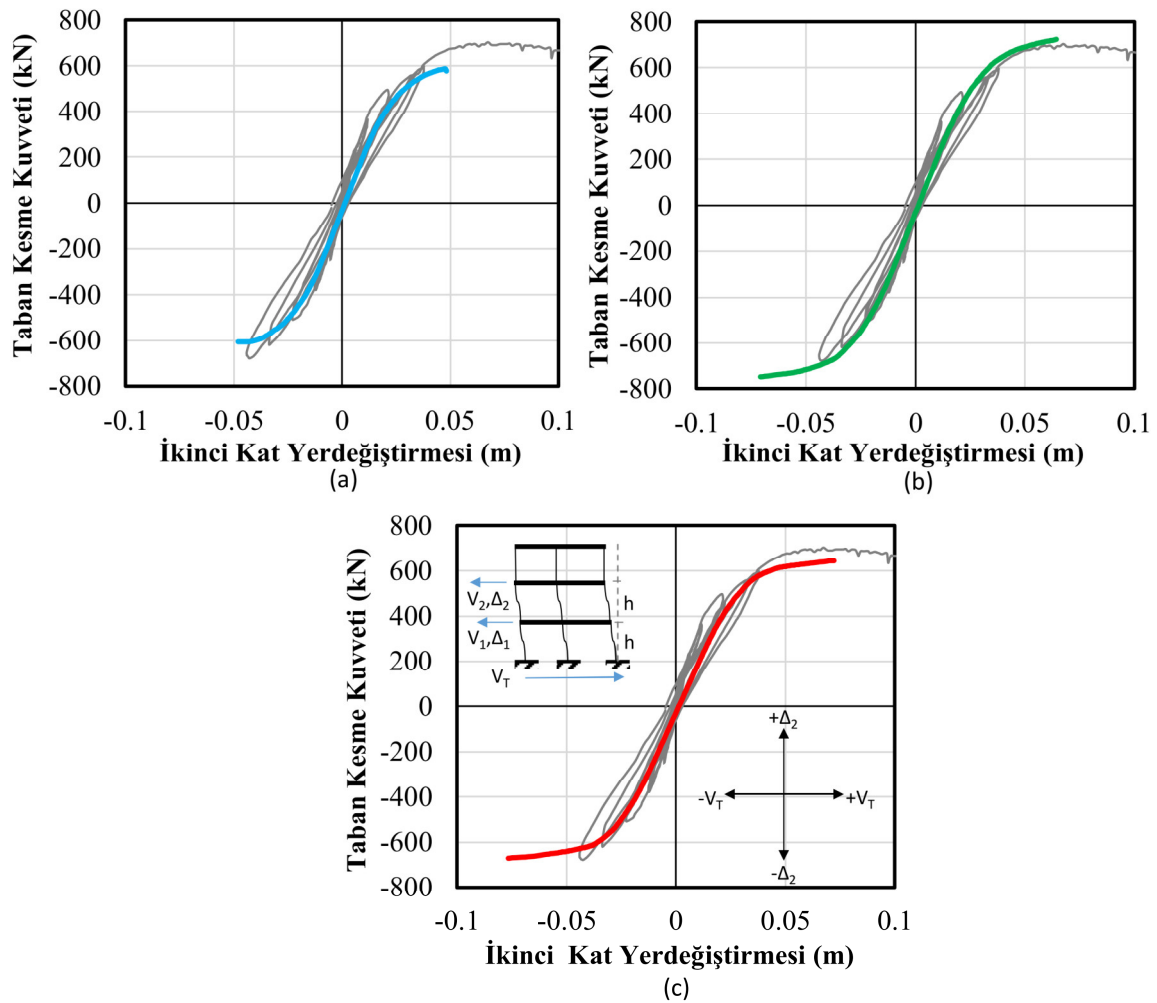
Şekil 4.21: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018'e göre elde edilmiş analitik sonuçların birinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması.

Test binasının ikinci katlarının davranışlarına ait deneysel ve analitik kat kesme kuvveti-görelî kat ötelemesi davranış ilişkileri Şekil 4.21’de karşılaştırılmaktadır. Güçlendirilmemiş bina için gerçekleştirilen ilk analiz sonuçlarıyla benzer olarak ikinci kat analitik davranışının başlangıç rijitliği deneysel sonuçlara göre daha düşük olup, son yükleme çevriminin deneysel rijitliği ile uyumludur. Bu nedenle başlangıç rijitliği farklılığı aslında hatalı bir tahmine neden olmamaktadır. Bütün teknik dokümanlara göre elde edilen oldukça doğrusal ikinci kat analitik davranışları birbirlerine çok benzerdir. Deneysel davranış ile uyumlu şekilde %0.8 değeri civarında sınırlanan ikinci kat öteleme oranında ulaşılan ikinci kat kesme kuvveti değerleri birbirleri ve deneysel veriler ile çok yakındır. Deneysel verilerle uyumlu olarak %0.8 öteleme oranında sınırlanan ikinci kat davranışı, binanın global davranışında birinci katın daha kritik olduğunu göstermektedir.

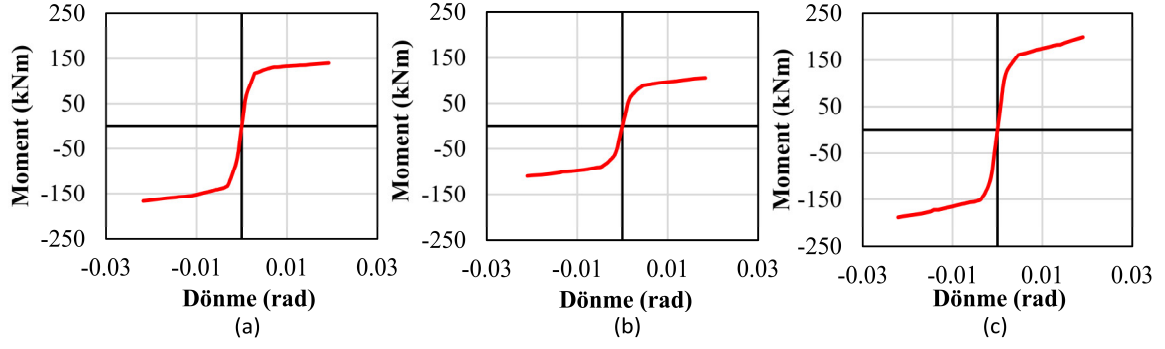


Şekil 4.22: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018’e göre elde edilmiş analitik sonuçların ikinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması.

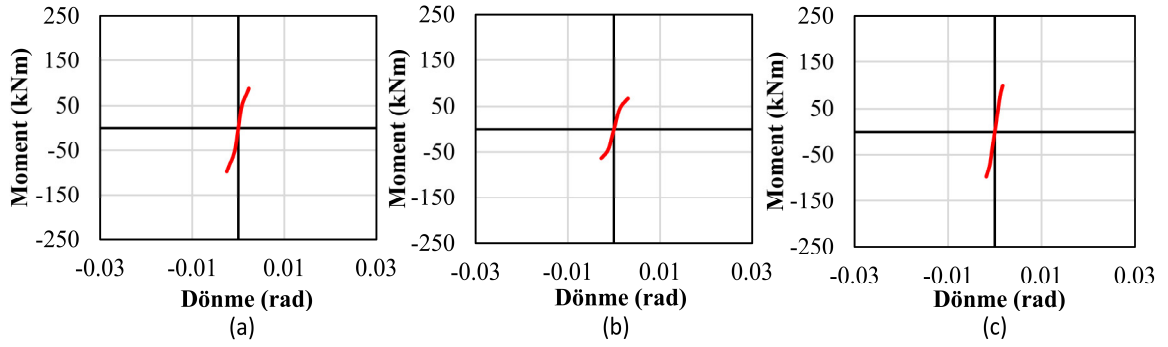
Güçlendirilmiş test binasının global davranışını temsil eden deneysel ve analitik taban kesme kuvveti- ikinci kat yerdeğiştirmesi ilişkileri Şekil 4.23’de karşılaştırılmıştır. TBDY 2018 modelleme yaklaşımı ile yapılan analiz sonuularından elde edilen birinci kat ve ikinci kat için kolon davranışları Şekil 4.24 ve Şekil 4.25’de verilmiştir. Buradan görülebileceği üzere birinci kat kolonları net bir doğrusal olmayan davranış sergilerken, ikinci kat kolonlarında doğrusal bölgede kabul edilebilecek düzeyde sınırlı bir doğrusal olmayan davranış söz konusudur. Bu nedenle bina davranışında gözlemlenen yatay rijitlik farklılığının, kolonların davranış modellenmesinden daha çok doğrusal davranış gösterdiği kabul edilen diğer yapısal elemanlar için tanımlanan etkin kesit rijitlikleri nedeni ile oluşmaktadır. Göz önüne alınan teknik dokümanlardan CNR-DT 200 R1 (2013) ve TBDY 2018’e göre elde edilen analitik davranış tahminlerinin en büyük yatay kuvvet değerine kadar oldukça başarılı olduğu, ancak yerdeğiştirme ve süneklik tahminleri açısından konservatif kaldığı söylenebilmektedir.



Şekil 4.23: a) ACI 440.2R b) CNR-DT 200 R1 ve c) TBDY 2018’e göre elde edilmiş analitik bina davranışlarının deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması.

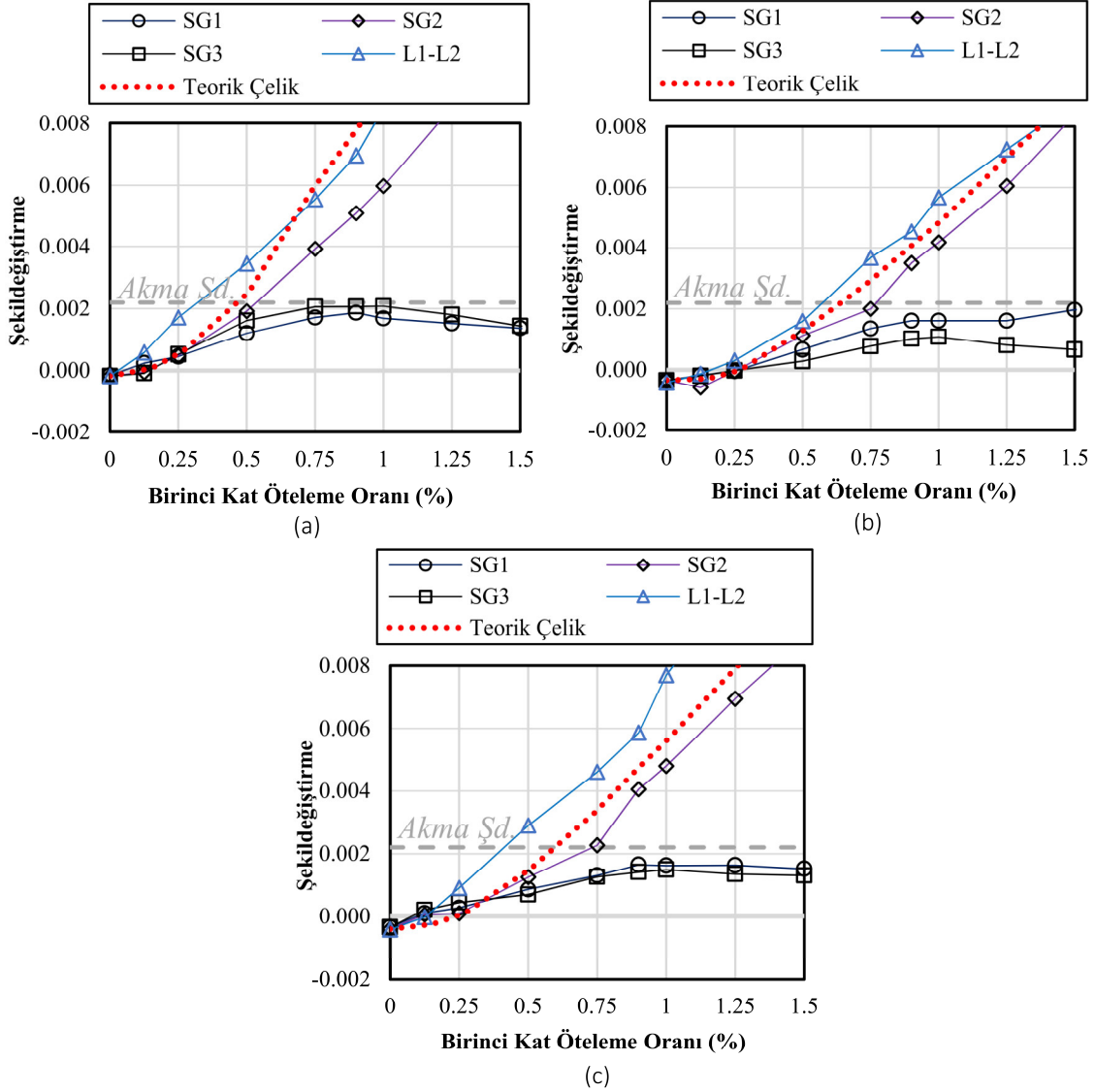


Şekil 4.24: LP ile sargılanmış birinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi.



Şekil 4.25: LP ile sargılanmış ikinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi.

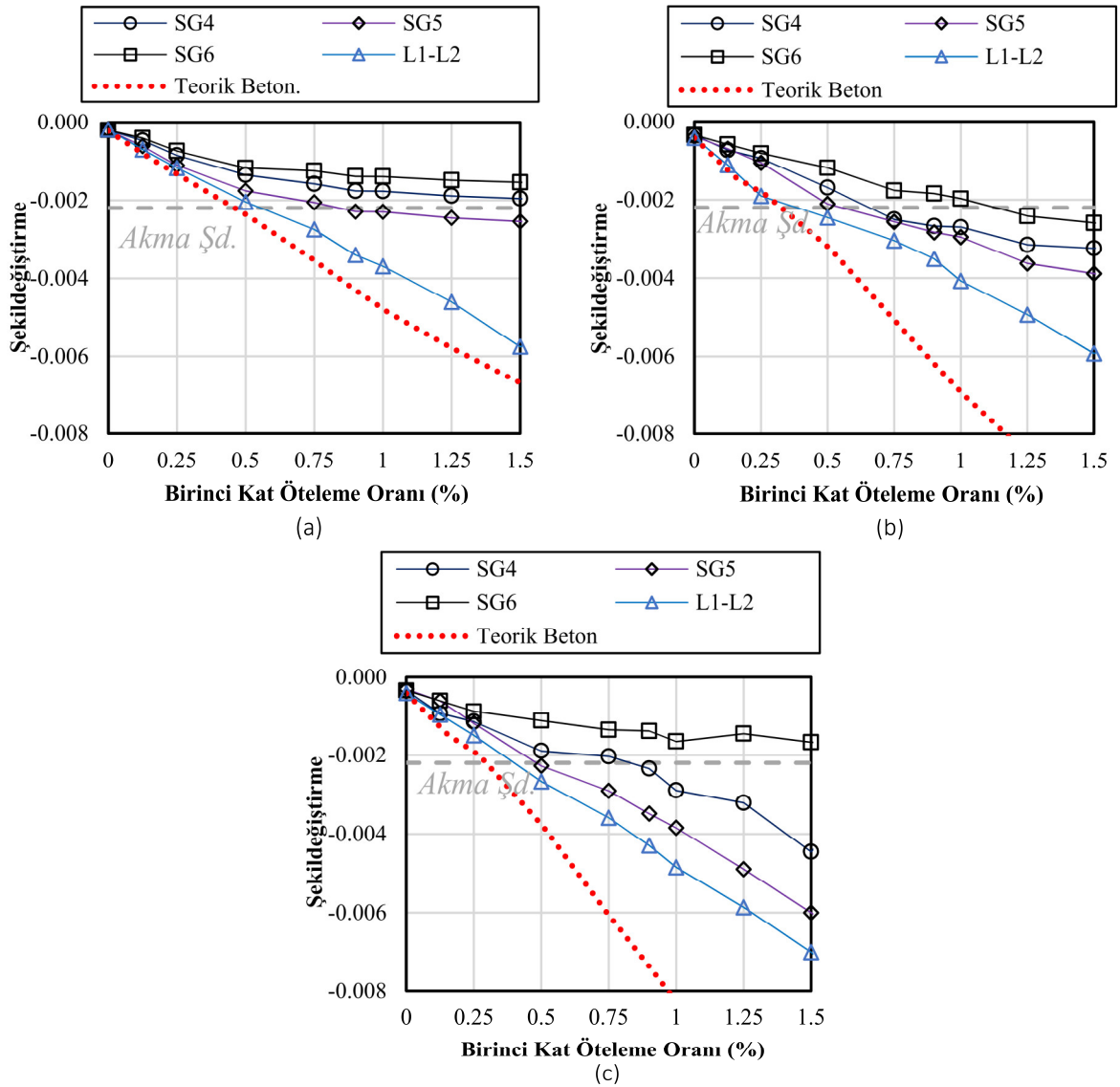
Kolon alt uçlarına yerleştirilen ölçüm sensörlerinden elde edilen deneysel şekildeğiştirme değerleri ile TBDY 2018'e göre gerçekleştirilen doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen teorik beton ve donatı şekildeğiştirme değerleri Şekil 4.26 ve Şekil 4.27'de karşılaştırılmıştır. Bu grafiklerde şekildeğiştirme verileri bütün sensörlerden sağlıklı veri alınabilen %1.5 öteleme oranına kadar verilmiştir. Şekil 4.26'dan görülebileceği üzere, bütün kolonlarda bina yatay yük kapasitesine ulaşılmadan taban kesitinden h/4 yüksekliğinde yer alan gerinim pulunda çekme şekildeğiştirmesi verileri akma değerini aşmaktadır. Diğer gerinim pullarında şekildeğiştirme değerleri akma değerinin altında kalmıştır. Bütün kolonlardaki akmanın aşıldığı ölçüm sensörlerinden elde edilen çekme şekildeğiştirme verileri, teorik olarak hesaplanan çelik şekildeğiştirmeleri ile paralellik göstermektedir. Potansiyometrik cetvel verilerinden dönüştürülen basınç şekildeğiştirme değerleri bütün kolonlarda birbirleri ile yakın olmakla beraber, eksenel yükü fazla olan kolonlarda gerinim pullarındaki basınç şekildeğiştirme değerleri S101 kolonuna göre daha büyüktür. Artan birinci kat öteleme oranlarıyla, özellikle S102 ve S103 kolonlarında teorik beton basınç şekildeğiştirme değerleri, sensörlerden ölçülen basınç şekildeğiştirmeleri ile farklılık göstermektedir. Bu farkın modellemede kullanılan TBDY 2018 LP ile sargılanmış beton modelinin sahip olduğu konservatiflikten kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 4.26: (a) S101; (b) S102; (c) S103 LP sargılı kolonların itme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeğiştirmelerinin karşılaştırılması.

Analitik ve deneysel davranışların karşılaştırmaları sonucunda, CNR-DT 200 R1 (2013) ve TBDY 2018 LP ile sargılanmış beton modeli kullanılarak yapılan davranış tahminlerinin güçlendirilmiş bina yatay yük kapasitesine kadar oldukça başarılı olduğu, ACI 440.2R (2017) LP ile sargılanmış beton modeli ile yapılan tahminin ise daha konservatif kaldığı belirlenmiştir. İlgili teknik dökümanlar göz önüne alınarak yapılan davranış tahminlerinin, güçlendirme tasarımları açısından güvenli sonuçlar sağlayacağı görülebilmektedir. Binaların deprem performans karakteristiklerinden dayanım ve rijitlik için oldukça yeterli olduğu görülen teknik dokümanların modelleme yaklaşımlarının, süneklik açısından yeterli düzeyde konservatif olduğu tartışmalıdır. Güçlendirilmiş bina testinin en büyük yatay yük kapasitesinin ötesinde, yaklaşık %6 birinci kat öteleme oranına kadar kademeli olarak

%20 dayanım kaybının gözlenmesi ve temel olarak ikinci mertebeye etkiler nedeni ile oluşan dayanım kaybına rağmen bina stabilitesini etkileyecek kritik bir durumun gözlenmemesi dikkate alındığında, süneklik karakteristiğinin tahmininin iyileştirilebilirliğinin araştırılması gerekmektedir. Özellikle birinci kat kolon uçlarına 5 kat olarak uygulanan LP sargılama göz önüne alındığında, yeterli güvenliği sağlayan davranış modellerinin geliştirilmesi özellikle daha ekonomik güçlendirme tasarımları yapılmasına olanak sağlayacaktır. Yeterli güvenlik ve ekonomikliği sağlayan bir tasarıma yönelik modelleme yaklaşımı bu tür yenilikçi güçlendirme yöntemlerinin daha yaygın uygulanmasını sağlayacak ve gelecek yıkıcı depreme karşı toplumsal dirençliliğin artırılmasına önemli fayda sağlayacaktır.



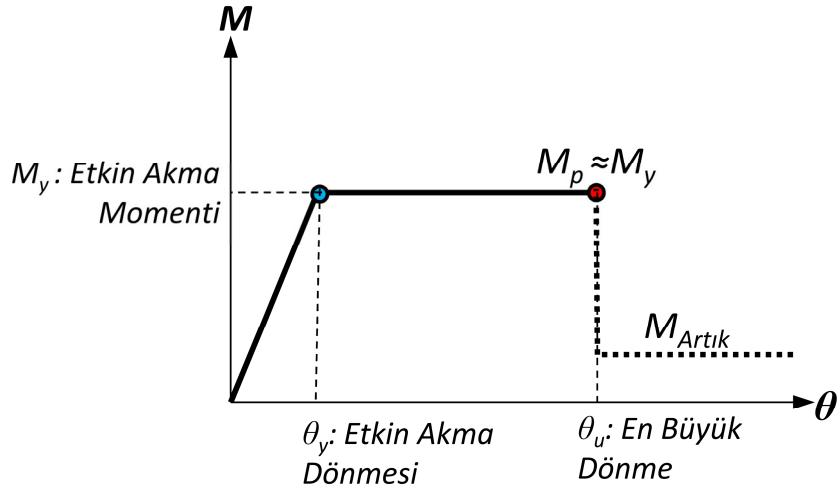
Şekil 4.27: (a) S101; (b) S102; (c) S103 LP sargılı kolonların çekme yönünde öteleme adımlarında deneysel ve teorik çekme şekildeğiştirmelerinin karşılaştırılması.

5. MODEL GELİŞTİRME

Güçlendirilmiş test binası için gerçekleştirilen analitik çalışmalar teknik dokümanlardaki LP ile sargılanmış beton modeli kullanılarak gerçekleştirilen yayılı plastik davranış modellemesinin, deneysel olarak gözlemlenen sünek davranışa göre oldukça konservatif bina davranış tahminleri sağladığını göstermiştir. Teorik olarak sadece eğilme deformasyonlarının dikkate alındığı bu modelleme yaklaşımında, LP ile sargılanmış beton davranışı ile birlikte plastik mafsal uzunluğu gibi parametreler için de bilinmezlikler söz konusudur. Bu nedenle modellemede göz önüne alınan konservatif varsayımların bir sonucu olarak, kolonların LP ile sargılanması güçlendirme yönteminin sağladığı süneklik artışının bu modelleme yaklaşımı ile verimli bir şekilde yansıtılmadığı düşünülmektedir.

TBDY 2018’de önerilen diğer bir modelleme yaklaşımı olan yığılı plastik davranış modellemesinde ise plastik mafsal hipotezine göre gerçekleştirilen eğilme deformasyonu hesaplamalarında yine LP ile sargılanmış beton modeli ve plastik mafsal uzunluğu kullanılmakta, diğer deformasyon bileşenleri ampirik bağıntılar ile hesaplanan eğilme deformasyonlarına eklenmektedir. Bu durumda deformasyon kapasitesinde kısmi bir artış olsa da eğilme deformasyonlarının hesabında göz önüne alınan parametrelerdeki konservatiflik nedeniyle süneklığe yönelik tahminlerin yetersiz kalacağı öngörülmektedir.

Başta ASCE 41-17 (2017) olmak üzere birçok güncel dokümanda yığılı plastik davranış modellemesindeki deformasyon kapasiteleri (kolonlar için plastik uç dönmeleri) için eleman testlerinden elde edilen deneysel davranışlardan, ampirik olarak elde edilen modeller (bağıntılar) önerilmektedir. Elemanların davranışlarına etki eden önemli davranış parametrelerini dikkate alan bu modellerin yeterli güvenliği sağlaması için gerekli konservatiflik ise istatistiksel değerlendirmeler ile belirlenmektedir. Pratik uygulama kolaylığı da bulunan bu tip bir ampirik modelin süneklik artışı hedefiyle LP ile sargılanmış kolonlar içinde geliştirilebilirliği, literatürde yer alan LP ile sargılanmış kolon deneylerinden derlenen geliştirme ve deneme veritabanı üzerinde yapılan çalışmalar ile araştırılmıştır. Bununla birlikte TBDY 2018’de yığılı plastik davranış modellemesi için önerilen bağıntılar kullanılarak hesaplanan modelleme parametrelerinin, deneysel davranışlara göre tahmin başarısı da irdelenmiştir. LP ile sargılanmış kolonlara yönelik geliştirilmesi amaçlanan yığılı plastik davranış modeli Şekil 5.1’de gösterilmiş olup iki doğrulu (elasto-plastik) moment-dönme ilişkisine karşılık gelmektedir.



Şekil 5.1: Yığılı plastik davranış için moment-uç dönmesi modeli.

5.1 LP ile Sargılanmış Kolonlara Ait Veri Tabanı – Model Geliştirme

Gerçekleştirilen literatür araştırması sonucu, 1997-2020 yılları arasında yayınlanan 21 farklı kaynaktan toplam 80 LP kompozitle sargılanmış dikdörtgen veya kare kesitli betonarme kolon testi geliştirme veri tabanına dahil edilmiş olup, kaynaklara göre test kolonu sayıları ve betonarme özellikleri Ek D’de verilmiştir. Veri tabanında yer alan kolonların tamamı sabit aksenal yük ve çevrimsel tersinir yatay yük etkisi altında test edilmiştir. Gerçekleştirilen testlerde test düzeneğine göre yatay yükleme, tek eğrilikli (konsol kolon) veya çift eğrilikli davranış gözlemlenecek şekilde uygulanmıştır.

Veri tabanındaki bütün kolonlar süneklik artışına yönelik güçlendirilmiş olup, güçlendirilmiş durumda kolon kesme dayanımları kesitlere etkileyen en büyük kesme kuvvetine göre yeterlidir. Literatürde kısa kolon olarak da isimlendirilen kesme açıklığının/kesit yüksekliğine (L_s/h) oranı 2.5 ve daha küçük olan kolonlar, kesme iç kuvveti altında kayma şekildeğiştirmelerinin eleman davranışında çok daha etkin ve öncelikli güçlendirme hedefinin kesme dayanımı artışı olması nedeniyle veri tabanına dahil edilmemiştir.

LP kompozitlerle sargılama ile yetersiz boyuna donatı bindirme boyu bulunan kolonların da doğrusal olmayan davranışları iyileştirilebilmektedir. Fakat bu kolonların davranışlarında dayanım kaybı, bindirme boyu yetersizliği bulunmayan kolonlara göre daha erken yerdeğiştirme değerlerinde başlayabildiğinden bu türden yetersizliği bulunan kolon testleri de veri tabanına dahil edilmemiştir. Bu amaçla veri tabanında bulunan test kolonlarının boyuna donatı bindirme boyu en az donatı yarıçapının 40 katı (40ϕ) olacak

şekilde sınırlandırılmıştır. Bu sınırlamalarla veri tabanını oluşturan LP ile sargılama güçlendirmesi uygulanmış bütün test kolonlarının, eğilme hakim davranış sergilemiş olması amaçlanmıştır.

5.1.1 Veri Tabanındaki Test Kolonlarının Özellikleri

Veri tabanında yer alan betonarme kolonların davranışında etkili olabileceği öngörülen parametrelerinin en yüksek ve en düşük değerleri ile birlikte, bu parametrelerin veri tabanı ortalamaları Tablo 5.1’de verilmiştir. Dikdörtgen veya kare enkesitli test kolonlarında en büyük kesit boyutu 750 mm, en küçük 200 mm ve enkesit boyut oranı (h/b) en çok 2.33’tür. Veri tabanı ortalaması 1.66 m olan kesme açıklığı, 3.66 m ile 0.83 m arasında değişmektedir. Davranış açısından önemli parametrelerden olan kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı 2.8 ila 7.0 aralığında kalmaktadır. Normal basınç dayanımlı betonla üretilmiş kolonlar ile birlikte, ülkemizdeki eski mevcut binalarda en çok karşılaşılan yetersizliklerin başında gelen düşük beton kalitesini temsil edecek düzeyde beton basınç dayanımına sahip (en düşük 9 MPa) test kolonları da veri tabanında yer almaktadır. Donatı akma dayanımı veri tabanındaki test kolonlarında 287 ile 556 MPa aralığında değişmekte olup, ortalama olarak 406.7 MPa akma dayanımı söz konusudur. Kolon aksenal yük oranı $[N/(A_c f_{co})]$ boyuna donatılarının katkısı dikkate alınmadan hesaplanmış olup %10 ile %75 arasında değişmektedir. Davranışta etkisi olduğu bilinen diğer bir parametre olan kesme oranı, kolona etkiyen en büyük kesme kuvvetinin kesit brüt alanı ile beton basınç dayanımının karekökü çarpımına bölünmesi ile elde edilmiştir $[V/(A_c \sqrt{f_{co}})]$. Tanımlanan bu kesit kesme kuvveti oranı, veri tabanındaki test kolonlarında %59 ile %10 arasında değişmektedir.

Veri tabanındaki güçlendirilmiş test kolonlarına uygulanan LP sargılamaların önemli parametreleri ve bunlara ait en büyük/küçük değer aralıkları Tablo 5.2’de verilmiştir. Test kolonlarının tamamında çapı 15 mm ile 60 mm arasında değişen köşe yuvarlatması uygulanmış, köşe yuvarlatma çapı/kesit yüksekliği oranı 0.15 ile 0.03 arasında kaldığı belirlenmiştir. LP kompozit sargılama kalınlığı uygulanan katman sayısı (n_f) ve bir adet şerit kalınlığının (t_f) çarpımı şeklinde hesaplanmıştır. En kalını 10.2 mm ve en incesi 0.16 mm olmak üzere 0.90 mm ortalama sargılama kalınlığı söz konusudur. Veri tabanında bulunan test kolonlarının 58 tanesinde karbon lifli polimer (KLP), 18 tanesinde cam lifli polimer (CLP) ve 4 tanesinde bazalt lifli polimerler (BLP) kullanılarak kompozit sargılama oluşturulmuştur. Kullanılan farklı lifli kumaş türlerine bağlı olarak; sargılanan LP

kompozitlerin elastisite modülü 390 GPa ile 25 GPa, çekme dayanımı 4788 MPa ile 563 MPa, kopma uzaması ise %3 ile %0.8 arasında değişmektedir. Uygulanan LP sargılamanın hacimsel oranı %2.29 ile %0.03 arasında değişmekte olup, veri tabanı ortalaması yaklaşık %0.26'dır. TBDY 2018'de LP ile sargılanmış kolonlar için verilen ampirik ifadeler ile yapılan hesaba göre, test kolonlarının hesapsal sargılanmış beton basınçları 63.3 MPa ile 11.3 MPa, sargılanmış beton birim basınç şekildeğiştirmesi %2.0 ile %0.42 aralığında yer almaktadır. TBDY 2018'e göre LP ile sargılama güçlendirilmesinde, beton basınç dayanımını en az 1.2 kat arttırılacak şekilde sargılamanın sağlanması gerekmektedir. Test veri tabanındaki güçlendirilmiş kolonların %36'sı (29 kolon) bu koşulu sağlamamaktadır.

Tablo 5.1: Test kolonlarının parametrelerinin en büyük/küçük ve ort değerleri.

| Parametre | En büyük | En küçük | Ort. |
|--|----------|----------|-------|
| Kesit yüksekliği, h (mm) | 750 | 200 | 373 |
| Kesit genişliği, b (mm) | 600 | 200 | 306 |
| Kesit boyut oranı, h/b | 2.33 | 0.5 | 1.26 |
| Kesme açıklığı, L_s (mm) | 3660 | 830 | 1660 |
| Kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı, L_s/h | 7.0 | 2.8 | 4.7 |
| Beton basınç dayanımı, f_{co} (MPa) | 53.0 | 9.0 | 25.9 |
| Boyuna donatı akma dayanımı, f_y (MPa) | 556.0 | 287.0 | 406.7 |
| Boyuna donatı oranı, ρ_l (%) | 4.36 | 0.81 | 1.59 |
| Enine donatı oranı, ρ_w (%) | 0.5 | 0.09 | 0.2 |
| Eksenel yük oranı, n (%) | 75 | 10 | 33 |
| Kesme kuvveti oranı, v (%) | 59 | 10 | 23 |

Tablo 5.2: Test kolonlarının LP sargılama özelliklerinin en büyük/küçük ve ort değerleri.

| Parametre | En büyük | En küçük | Ort. |
|---|----------|----------|------|
| Köşe yuvarlatma çapı, r_c (mm) | 60 | 15 | 28 |
| Köşe yuvarlatma çapı/kesit yüksekliği oranı, r_c/h | 0.15 | 0.03 | 0.08 |
| Toplam kompozit sargılama kalınlığı, $n_f t_f$ (mm) | 10.2 | 0.16 | 0.90 |
| LP kompozit elastisite modülü, E_f (GPa) ^a | 390 | 25 | 227 |
| LP kompozit çekme dayanımı, f_{fu} (MPa) ^a | 4788 | 563 | 3215 |
| LP kompozit kopma birim uzaması, ε_{fu} (%) ^a | 3.0 | 0.8 | 1.54 |
| LP sargılama oranı, ρ_f (%) | 2.29 | 0.03 | 0.26 |
| LP ile sargılanmış beton basınç dayanımı ^b , f_{cc} (MPa) | 63.3 | 11.3 | 32.8 |
| LP ile sargılanmış beton birim şekildeğiştirmesi ^b , ε_{ccu} (%) | 2.0 | 0.42 | 0.79 |
| LP sargılama ile beton basınç dayanımı artışı, f_{cc}/f_{co} | 2.23 | 1.08 | 1.29 |

^a LP kompozit üreticisi tarafından sağlanan veriler göz önüne alınmıştır.

^b TBDY 2018 Ek 15. 'de verilen ampirik ifadelerden hesaplanmıştır.

5.1.2 Veri Tabanından Derlenen Deneysel Veriler

Literatürden derlenen kolon testlerinin yatay kuvvet-uç yer davranış grafiklerinden çevrimsel davranışların iskelet eğrileri görsel verilen dijitalleştirilmesi ile elde edilmiştir. Yatay kuvvet değerleri ve uç yerdeğiştirme değerleri test kolonu kesme açıklığı dikkate alınarak her bir test kolonu için eğilme momenti-uç kord dönmesi değerlerine dönüştürülmüştür. TBDY 2018’de tanımlanan yığılı plastik davranış modeli ile uyumlu olacak şekilde akma momenti, akma dönmesi, etkin kesit rijitliği ve plastik dönme kapasitesi parametrelerine karşılık gelen deneysel veriler her bir kolon testi için eğilme momenti-kord dönmesi ilişkilerinden elde edilmiştir.

5.1.2.1 Deneysel Kolon Akma Momenti ($M_{y,den.}$)

LP kompozitlerle sargılanarak güçlendirilmiş test kolonlarının büyük çoğunluğunda, deneysel davranışta akma sonrası kayda değer bir pekleşme gözlemlenmediği için akma momenti kesitin plastik moment dayanımına eşit olduğu kabulü yapılmıştır ($M_y \approx M_p$). Deneysel verilerde yüklemenin pozitif ve negatif yönlerinden ulaşılan plastik moment dayanımlarının ortalaması alınarak ilgili test kolonunun deneysel akma momenti belirlenmiştir.

5.1.2.2 Deneysel Kolon Akma Dönmesi ($\theta_{y,den.}$)

Veri tabanındaki kolon testlerinin büyük çoğunluğunda boyuna donatıların akma şekildeğiştirmesine ulaştığı uç yerdeğiştirme değerinin belirtilmemesi ve kolon iskelet eğrilerinde akmanın bir geçiş bölgesi şeklinde gerçekleşmesi nedeni ile akma dönmesine karşılık gelen kord dönmesi değeri direkt olarak elde edilememiştir. Bu nedenle literatürden akma noktasının kolon iskelet eğrisi üzerinden geometrik olarak belirlenmesi yaklaşımları araştırılmıştır (Park, 1988). Alternatif yaklaşımlar arasında bütün kolon testleri için uyumlu olduğu öngörülen yatay yük dayanımının %75’inden geçen sekant ile akma dönmesinin belirlenmesi geometrik yaklaşımı kullanılmıştır. Bu yöntemde ilk önce iskelet eğrisinin en büyük yatay yük değerine ve bu değer %75’inden geçen yerdeğiştirme eksenine paralel iki doğru çizilmektedir. Kuvvet yerdeğiştirme grafiğinin orijini ile iskelet eğrisinin %75 dayanım çizgisinin kesiştiği nokta arasında bir sekant çizilir ve bu doğru yatay kuvvet dayanımı çizgisine kadar uzatılarak sekant doğrusu ile kesme dayanımının kesiştiği nokta bulunur. Bu noktanın yatay yerdeğiştirme eksenindeki koordinatı kolon elemanın akma yerdeğiştirmesi olarak kabul edilir ve akma dönmesi değerine dönüştürülür (Şekil 5.2). Veri tabanındaki bütün test kolonları için negatif ve

pozitif yükleme yönlerinde geometrik olarak hesaplanan akma dönmelerinden küçük olanı ilgili test kolonunun deneysel akma dönme verisi olarak belirlenmiştir.

5.1.2.3 Deneysel Etkin Kesit Rijitliği ($EI_{e,den.}$)

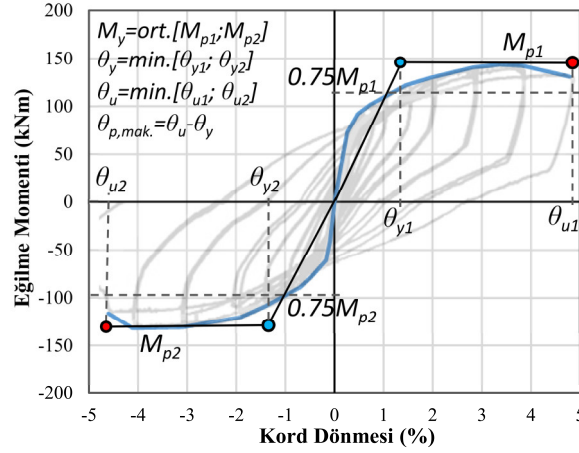
İki doğrulu olarak idealleştirilen kolon davranışının doğrusal olduğu kabul edilen bölgedeki etkin kesit rijitliği elastisite teorisine göre akma noktasına karşılık gelen moment ve kord dönmesi değerlerinden Denklem 5.1'e göre belirlenmektedir. Deneysel akma momenti ve dönme değerleri kullanılarak test kolonlarının deneysel etkin kesit rijitlikleri TBDY 2018'de önerilen bu denklem kullanılarak hesaplanmıştır.

$$(EI)_e = \frac{M_y L_s}{\theta_y 3} \quad (5.1)$$

5.1.2.4 Deneysel Kolon Plastik Dönme Kapasitesi ($\theta_{p,mak,den.}$)

Eğilme hakimi davranış sergileyen betonarme kolonlarda eleman plastik moment dayanımına ulaştıktan sonra, ilerleyen hasara bağlı olarak kademeli şekilde dayanım azalması olabileceği ve %20 dayanım kaybının ötesinde dahi elemanın büyük oranda düşey yük taşıma kapasitesini korumaya devam ettiği literatürdeki deneysel çalışmalarda gözlemlenmektedir. Bu nedenle %20 dayanım kaybı yaşandığı yerdeğiştirme değeri ve ona karşılık gelen kord dönmesi, elemanın en büyük deformasyon değeri olarak kabul edilmektedir. LP kompozitle sargılanmış kolonlarda hasarın ilerlemesi normal betonarme kolonlara göre daha sınırlı olabilmektedir. Veri tabanında bulunan birçok deneyde test düzeneğinin limitleri nedeni ile %20 dayanım kaybı gözlemlenmeden kolon testleri ileri yerdeğiştirme değerlerinde sonlandırılmak zorunda kalmıştır. Bu sebeple deneysel verilerden elde edilen iskelet eğrilerinde; %20 dayanım kaybına karşılık gelen dönme değeri veya %20 dayanım kaybı yaşanmadan ulaşılan en büyük dönme değeri, test kolonunun deneysel en büyük plastik dönme verisi ($\theta_{u,den.}$) olarak belirlenmiştir. Bu verilerden deneysel akma dönmesi değeri çıkarılarak test kolonunun plastik dönme kapasitesi verisi elde edilmiştir (Denklem 5.2). İlgili kolon testinin pozitif ve negatif yükleme yönleri için hesaplanan plastik dönme kapasitelerinin küçüğü deneysel plastik dönme kapasite verisi olarak göz önüne alınmıştır. Deneysel davranışlardan moment-dönme ilişkisi parametrelerinin elde edilmesi Şekil 5.2'de gösterilmiştir.

$$\theta_{p,mak,den.} = \theta_{u,den.} - \theta_{y,den.} \quad (5.2)$$



Şekil 5.2: Deneysel kolon davranış parametrelerinin belirlenmesi.

5.1.3 TBDY 2018 Betonarme Kolon Modelleme Parametrelerinin Değerlendirilmesi

TBDY 2018 5. bölümünde betonarme elemanların yığılı plastik davranış modellemesi için önerilen bağıntılar göz önüne alınarak hesaplanan doğrusal olmayan davranış modelleme parametreleri, veri tabanından elde edilen deneysel veriler ile karşılaştırılmıştır. Bu bağıntılarda yer alan betonarme kesite ait etkin akma momenti, akma eğriliği ve göçme öncesi eğrilik parametreleri, veri tabanındaki test kolonları için gerçekleştirilen kesit analizlerinden elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinden belirlenmiştir. Kesit analizlerinde boyuna donatılar için King ve diğerleri (1986) donatı çeliği modeli ve TBDY 2018’de tanımlanan iki doğrulu LP ile sargılanmış beton modeli kullanılmıştır.

TBDY 2018’e göre hesaplanan parametre tahminleri ile deneysel verilerinin karşılaştırılması literatürdeki benzer çalışmalarda göz önüne alınan istatistikler ile gerçekleştirilmiştir. Doğrusal olmayan davranış modelleme parametreleri için tahminlerin ve deneysel verilerin tamamının sıfırdan büyük olması nedeni ile tahmin doğruluğu ölçütü olarak ortalama mutlak yüzde hata [MAPE] (Mean Absolute Percentage Error) ölçütü tercih edilmiştir. Bu performans ölçütü için Lewis (1982) tarafından tahmin başarısının derecelendirilme aralıkları önerilmiştir. MAPE değeri %10’un altında olan tahminler yüksek doğrulukta, %10-%20 aralığında olan tahminler iyi, %20-%50 aralığında olanlar kabul edilebilir, %50 üzerindeki tahminler ise hatalı olarak derecelendirilebilmektedir. Göz önüne alınan örneklem veri tabanındaki test kolonlarının deney/tahmin oranlarının varyasyon katsayısı (CoV), dağılımdaki yayılımın bir ölçütü olarak dikkate alınmaktadır. Panagiotakos ve Fardis (2001) varyasyon katsayısının yüksek olduğu dağılımlarda ortanca değerinin ortalamaya göre dağılım eğilimini daha iyi temsil ettiğini belirtmektedirler. Bu

nedenle deneysel/tahmin veri oranlarının ortanca değeri dağılımın eğiliminin göstergesi, ortalama değeri (μ) ise model tahminlerinin yüksek veya düşük olduğunun göstergesi olarak hesaplanmıştır. Bu istatistiklerin n sayıda veri bulunan örneklem için hesabında kullanılan Denklemler 5.3, 5.4 ve 5.5'te verilmiştir.

$$MAPE = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{X_{i,tah.} - X_{i,den.}}{X_{i,den.}} \right| \quad (5.3)$$

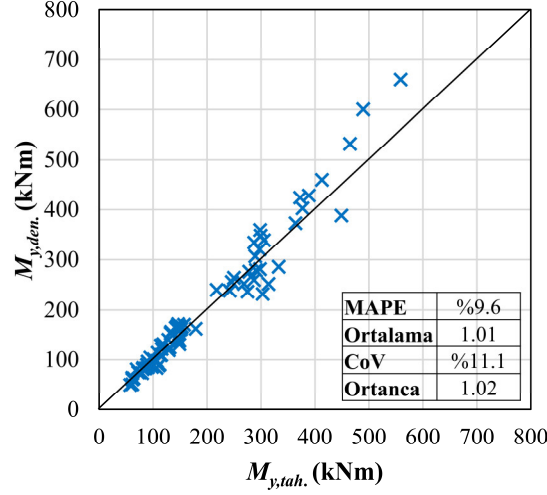
$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_{i,den.}}{X_{i,tah.}} \right) \quad (5.4)$$

$$CoV = \frac{\mu}{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{X_{i,den.}}{X_{i,tah.}} - \mu \right)^2}{n-1}}} \quad (5.5)$$

5.1.3.1 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Etkin Akma Momenti

Deneysel akma momenti verilerinin elde edilmesinde pekleşme etkisi göz önüne alınmadığı için kesit analizlerinden elde edilen moment eğrilik ilişkilerinde de pekleşme etkisi terk edilmiştir. İlgili kolon testine ait sabit eksenel kuvvet değeri dikkate alınarak gerçekleştirilen kesit analizlerinde elde edilen en büyük moment değeri (M_p) kesitin etkin akma momenti olarak göz önüne alınmıştır. Kesit analizinde kullanılan basitleştirilmiş iki doğrulu sargılanmış beton modelinde göz önüne alınan doğrusal gerilme artışı nedeni ile bütün test kolonları için etkin akma momenti değeri analiz sonucu elde edilen moment-eğrilik ilişkisinin son noktasındaki moment değerine karşılık gelmektedir ($M_y \approx M_p$).

Şekil 5.3'de deney ve tahmin etkin akma momenti değerlerinin saçılım grafiği ve hesaplanan istatistikler verilmiştir. Grafikten de görülebileceği üzere iki doğrulu LP ile sargılanmış beton modeli kullanılarak gerçekleştirilen kesit analizinden elde edilen moment dayanımları, deneysel etkin akma momenti değerleri için oldukça yeterli bir tahmin sağlamaktadır. Deney ve tahmin değerlerinin ortalama mutlak hata yüzdesi %10 dan daha küçük hesaplandığından, TBDY 2018'e göre hesapsal etkin akma momenti ile deneysel akma momentleri iyi derecede tahmin edilebilmektedir. Ortalama ve ortanca değerleri 1.0'e yakın olması ve varyasyon katsayısının %11.1 olması etkin akma momentinin tahminin başarısını desteklemektedir.



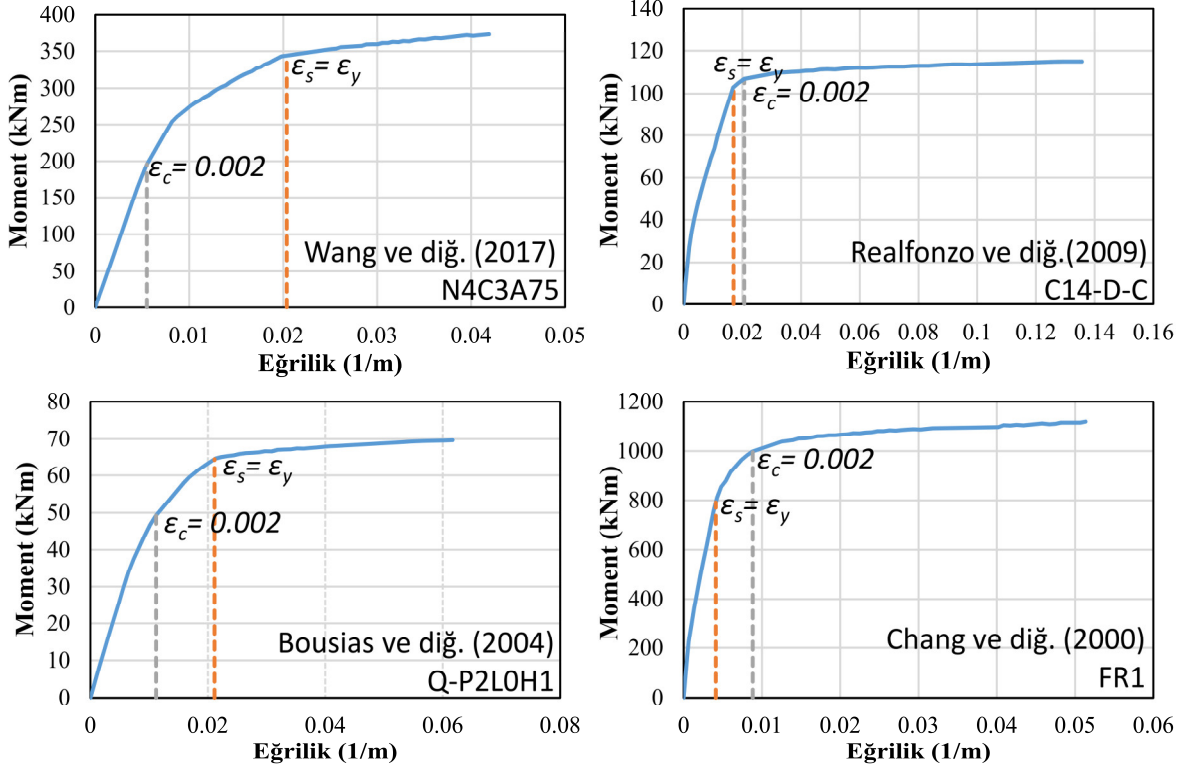
Şekil 5.3: Akma momenti deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması.

5.1.3.2 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Akma Dönmesi

TBDY 2018’de önerilen akma dönmesi bağıntısında (Denklem 5.6); birinci terim elastik eğilme deformasyon bileşenine, ikinci terim kesme deformasyon bileşenine ve son terim ise gömülü donatıdaki sıyrılma bileşenine karşılık gelmektedir. Eğilme ve sıyrılma bileşenleri betonarme kesitin etkin akma eğriliğine (φ_y) bağlı hesaplanırken, kesme deformasyonu bileşeni kesme açıklığı kesit yüksekliği/ kesme açıklığı (h/L_s) oranına bağlı bir ampirik ifade ile göz önüne alınmaktadır.

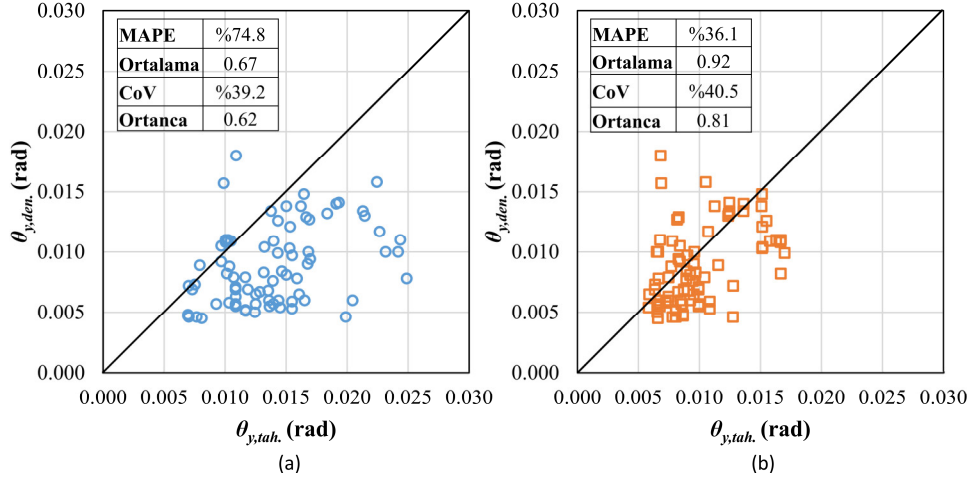
$$\theta_y = \frac{\varphi_y L_s}{3} + 0.0015 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\varphi_y d_{bl} f_y}{8 \sqrt{f_{co}}} \quad (5.6)$$

Kolon davranışının akma noktasına kadar doğrusal kabul edilen bölgesinde, kesme deformasyonuna LP sargılamanın katkısının ihmal edilebilir seviyede olacağı varsayımı ile akma dönmesindeki kesme deformasyon bileşeninin betonarme elemanlar için verilen terimle hesaplanabileceği kabul edilmiştir. Eğilme ve sıyrılma deformasyon bileşenlerini etkileyen ana parametre olan etkin akma eğriliği ise, iyi sargılanmış betonarme kolonlar için boyuna çekme donatısının akma şekildeğiştirmesine karşılık gelen eğrilik değeri pratik olarak kabul edilebilmektedir. Kesit analizlerinden elde edilen moment eğrilik ilişkileri incelendiğinde, iki doğrulu beton modeli nedeni ile bütün kolonlarda belirgin bir akma noktası oluşmamaktadır (Şekil 5.4). En dış beton basınç lifinin 0.002 değerine veya çekme donatısının akmaya önce ulaştığı noktalara bağlı olarak, akmanın değişken bir geçiş bölgesinde gerçekleştiği görülmektedir. Bu nedenle moment eğrilik ilişkisinden akma noktasının belirlenmesi için geometrik bir yaklaşım uygulamak gerekmektedir.



Şekil 5.4: Farklı test kolonlarının moment-eğrilik ilişkileri.

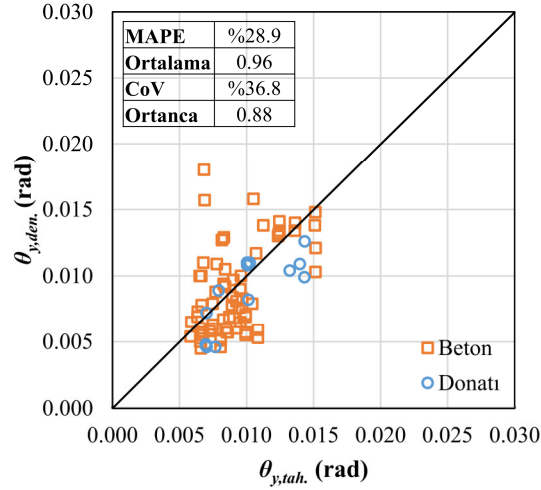
İlave geometrik bir yaklaşım uygulamadan çekme donatısının akma noktasına ulaşmasına karşılık gelen eğrilik değeri ile en dış beton basınç lifinin 0.002 basınç şekildeğiştirmesine ulaştığı noktaya karşılık gelen eğrilik değerlerinin etkin akma eğriliği olarak kabul edilmesi durumu deneysel veriler ışığında değerlendirilmiştir. Her iki şekildeğiştirme değerlerine karşılık gelen akma değerleri kullanılarak TBDY 2018’de verilen akma dönmesi bağıntılarından, akma dönmesi tahmin değerleri hesaplanmıştır. Şekil 5.5’de sırasıyla çekme donatısının akma şekildeğiştirmesine ulaştığı eğrilik ve LP ile sargılanmış beton basınç lifinin 0.002’ye ulaştığı eğriliklerden hesaplanan akma dönmeleri ile deneysel akma dönmeleri saçılım grafikleri verilmiştir. Grafiklerdeki verilerin dağılımı incelendiğinde çekme donatısının akmasına karşılık gelen eğrilik ile hesaplanan akma dönmelerinin deneysel sonuçlara göre daha yüksek akma dönmesi tahminlerine neden olduğu görülebilmektedir. En çok zorlanan LP sargılı beton basınç lifindeki şekildeğiştirmenin 0.002 değerine ulaştığı noktaya karşılık gelen eğrilik ile hesaplanan akma dönmesi değerlerine göre, mutlak ortalama hata yüzdesi daha kabul edilebilir etkin akma dönmesi tahminleri sağlanmıştır. Ancak varyasyon katsayısının %40.5 olması yapılan tahminlerin yayılımının yüksek olduğunu belirtmektedir.



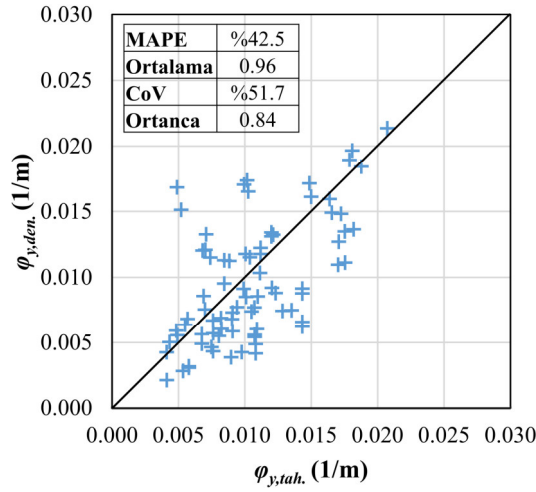
Şekil 5.5: a) Donatıya b) Betona göre belirlenen akma eğriliklerine ile hesaplanan etkin akma dönmesi deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması.

LP ile sargılanmış betonarme kesitin etkin akma eğriliği olarak donatı çeliğinin akma şekildeğiştirmesine ulaşması veya beton basınç lifinin 0.002 değerine ulaşması durumlarından hangisi daha önce gerçekleşmekteyse, o noktaya karşılık gelen eğriliğin etkin akma eğriliği olarak kabul edilmesi durumu da istatistiksel olarak değerlendirilmiştir. Şekil 5.6’de verilen saçılım grafiğine göre bu yaklaşım ile hesaplanan akma dönmelerinin de kabul edilebilir bir mutlak ortalama hata yüzdesi sağladığı ve diğer istatistikler göz önüne alındığında elde edilen etkin akma dönmesi tahmininin daha başarılı olduğu görülebilmektedir. Saçılım grafiğinden de görülebildiği üzere test kolonlarının büyük çoğunluğunda (66 kolon testi) hesapsal olarak beton basınç şekil değıştirmesi değeri çekme donatısının akma şekildeğiştirmesine ulaşmasından önce 0.002 değerine ulaşmaktadır.

Akma eğriliğinin belirlenmesi için farklı malzeme şekildeğiştirmelerine bağlı yapılan nihai kabulün yeterliliği, TBDY 2018 akma dönmesi bağıntısından tersinir işlem ile elde edilen deneysel etkin akma eğrilik değeri ile tartışılmıştır. Bunun için öncelikle deneysel akma dönmesi değeri her bir test kolonu için TBDY 2018’de önerilen terimden kesme deformasyon bileşeni hesaplanarak çıkarılmış ve akma eğriliğine bağlı deformasyon bileşenlerinin (eğilme ve sıyırılma) toplamı elde edilmiştir. İlgili terimler göz önüne alınarak gerçekleştirilen tersine işlemle TBDY 2018 bağıntısı ile uyumlu deneysel akma eğriliği verileri elde edilmiştir. Şekil 5.7’de etkin akma eğriliği deney ve tahmin değerlerine ait saçılım grafiği sunulmuştur. Varyasyon katsayısının %51.7 olması verilerin yayılımının yüksek olduğunu göstermekle beraber ortalama mutlak hata yüzdesinin %42.5 olması hesapsal olarak malzeme şekildeğiştirmelerine bağlı etkin akma eğriliği kabulünün zayıf tahminler sağladığını belirtmektedir.

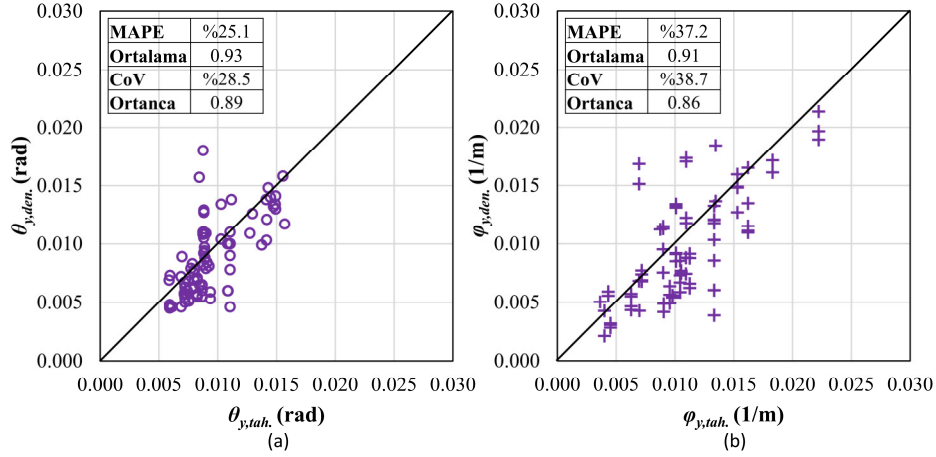


Şekil 5.6: Farklı malzeme şekildeğiştirme kriterlerine göre etkin akma dönmesi deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması.



Şekil 5.7: Etkin akma eğriliği deney ve tahmin değerlerinin karşılaştırılması.

Literatürde akma eğriliğinin direkt olarak belirlenmesi için donatı akma şekildeğiştirmesi (ε_{sy}) ve enkesit yüksekliği (h) bağımsız değişkenlerine bağlı ampirik bağıntılarda önerilmektedir. Biskinis ve Fardis (2010) teorik hesaplamalara gerek duyulmaksızın akma eğriliğinin kolon ve kirişlerde pratik olarak hesabı için $\varphi_y = 1.75\varepsilon_{sy}/h$ ampirik bağıntısını önermişlerdir. Bu bağıntı kullanılarak hesaplanan etkin akma eğriliği tahmin değerleri, veri tabanından elde edilen deneysel değerler ile karşılaştırılmıştır. Etkin akma dönmesi ve eğriliği saçılım grafikleri ile birlikte istatistiklerden de görülebileceği üzere, Biskinis ve Fardis (2010) tarafından önerilen ampirik akma eğriliği ifadesi kullanılarak deneysel veriler ile daha uyumlu tahminler elde edilebilmektedir. Bu nedenle teorik olarak malzeme şekildeğiştirmelerine dayanan etkin akma eğriliği yerine ampirik modellerin kullanılması, LP ile sargılanmış kolon kesitlerinin etkin akma eğriliği için kabul edilebilir sonuçlar sağlamaktadır.

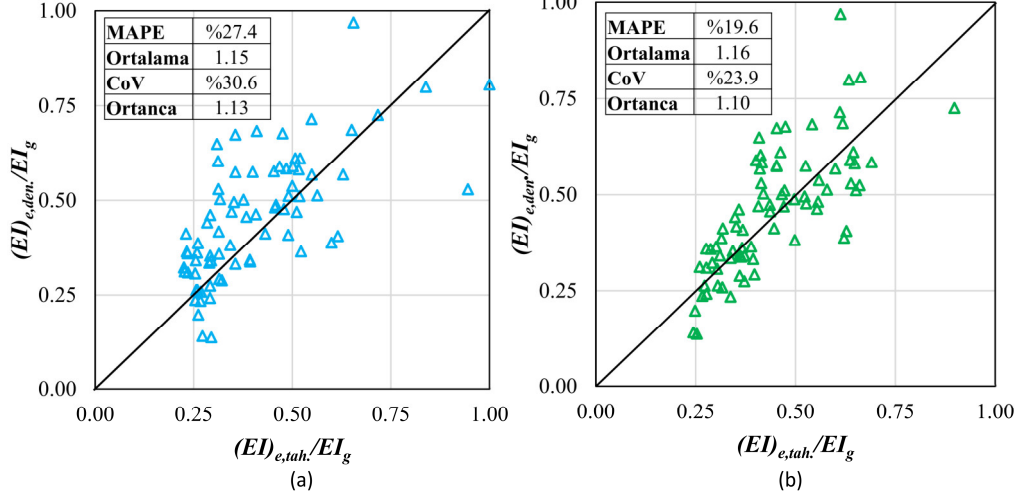


Şekil 5.8: a) Etkin akma dönmesi ve b) Akma eğriliği; Biskinis ve Fardis (2010) ampirik bağıntısına göre belirlenen tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması.

5.1.3.3 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Etkin Kesit Rijitliği

Betonarme elemanların etkin kesit rijitliği elastisite teorisine göre, akma noktasındaki moment ve kord dönmesi değerleri (M_y ve θ_y) ile eleman kesme açıklığına (L_s) bağlı olarak Denklem 5.1'den hesaplanmaktadır. Malzeme şekildeğiştirmelerine bağlı akma eğriliği ile birlikte Biskinis ve Fardis (2010) tarafından önerilen ampirik akma eğriliği bağıntısıyla hesaplanan etkin akma dönmesi değerleri ile belirlenen etkin kesit rijitlikleri brüt betonarme kesit eğilme rijitliğine bölünerek normalize edilmiş ve deneysel verilerden hesaplanan $(EI)_{e,den}/EI_g$ oranları ile birlikte değerlendirilmiştir. Brüt betonarme kesit eğilme rijitliğinin hesabında elastisite modülü olarak $E_c \approx 5000\sqrt{f_{co}}$ bağıntısı kullanılmıştır.

Şekil 5.9'da malzeme şekildeğiştirmesine bağlı akma eğrilikleri ile Biskinis ve Fardis (2010) ampirik akma eğriliği bağıntısından elde edilen akma dönmelerine göre hesaplanmış etkin/brüt kesit rijitlik oranları, deneysel verilerden hesaplanan rijitlik oranları ile karşılaştırılmıştır. Basitleştirilmiş ampirik akma eğriliği göz önüne alınarak hesaplanan rijitlik oranları dağılımının daha düşük olan ortalama mutlak hata yüzdesi değerleri, iyi düzeyde tahmin yapılabildiğini göstermektedir. Kabul edilebilir doğrulukta tahmin sağlayan malzeme şekildeğiştirmesine bağlı akma eğriliği ile elde edilen rijitlik oranları dağılımının yayılımı daha fazladır. Her iki akma eğriliği kabulü ile yapılan tahminlerinin deneysel/hesapsal ortalama değerlerinin yaklaşık 1.15 olması yapılan tahminlerin deneysel değerlere göre daha düşük olduğunu göstermektedir. Deneysel veriler ile hesaplanan değerlerin arasında yaklaşık olarak %10 eğilim farklılığı bulunduğu ortanca değerlerine göre söz konusudur. Bu farklılığın giderilebilmesi için hesaplanan etkin kesit rijitliklerinin 1.10 ile çarpılması gerekmektedir.



Şekil 5.9: a) Malzeme şekildeğiştirmeleri b) Biskinis ve Fardis (2010) akma eğriliklerine göre belirlenen etkin/brüt kesit rijitlik tahminlerin karşılaştırılması.

5.1.3.4 LP ile Sargılanmış Kolonlarda Plastik Dönme Kapasitesi

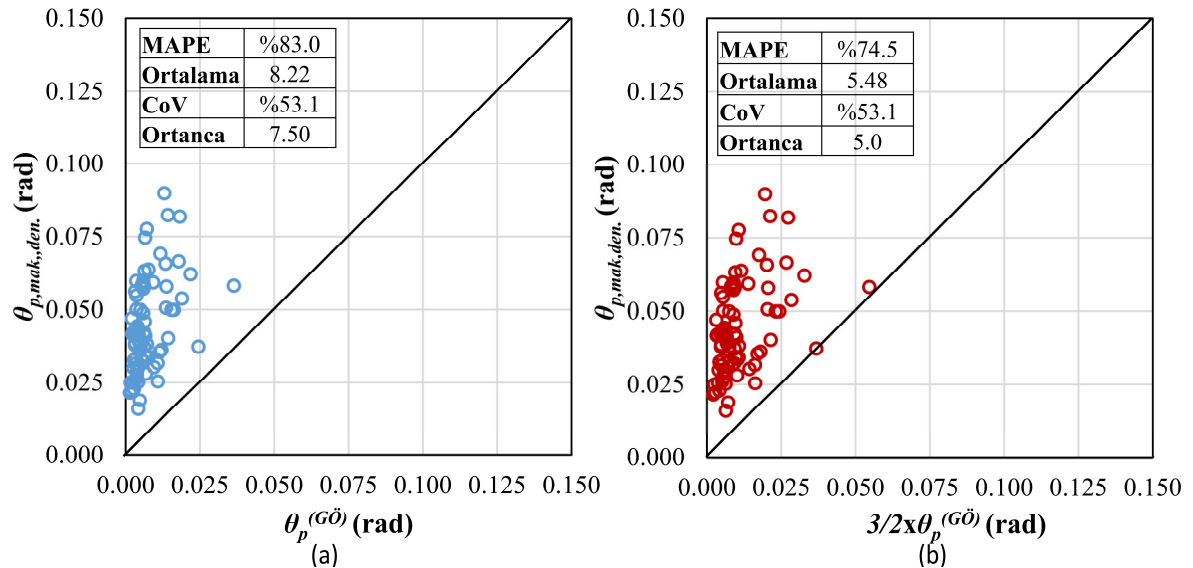
TBDY 2018’de yığılı plastik davranış modeline göre hesaplanan plastik dönmeler için izin verilen sınır değeri (Göçme öncesi sınırına karşılık gelen) Denklem 5.7 ile hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda eğilme deformasyonları, akma ve göçme öncesi en büyük eğrilik değerleri (φ_y ve φ_u), eleman kesme açıklığı (L_s), plastik mafsal boyu (L_{pl}) dikkate alınarak plastik mafsal hipotezine göre hesaplanmaktadır. Akma uzaması penetrasyonuna bağlı donatı sıyrılması bileşeni ($4.5\varphi_u d_b$) ile eğilme deformasyonunun toplam değerinin 2/3 azaltma çarpanı ile çarpılması sonucu göçme öncesi plastik dönme sınırı ($\theta_p^{(GÖ)}$) elde edilmektedir. Hesaplanan bu plastik dönme sınırı değeri deneysel olarak hesaplanan plastik dönme kapasitesi ile ($\theta_{p,mak,den.}$) karşılaştırılmıştır. Göçme öncesi plastik dönme sınırının hesabında akma eğriliği olarak tahmin doğruluğu daha iyi olduğu önceki başlıkta belirlenen Biskinis ve Fardis (2010) ampirik akma bağıntısı dikkate alınmıştır. Göçme öncesi en büyük eğrilik değeri olarak, kesit analizlerinde en büyük LP ile sargılanmış beton basınç şekildeğiştirmesine karşılık gelen en büyük eğrilik değeri kullanılmış ve plastik mafsal boyu olarak TBDY 2018’de betonarme elemanlar için önerilen kesit yüksekliğinin yarısı ($h/2$) kabulü yapılmıştır. Deneysel veriler ile karşılaştırmalar Denklem 5.7’den elde edilen göçme öncesi plastik dönme sınırı ($\theta_p^{(GÖ)}$) ve bu bağıntıdan 2/3 çarpanının dikkate alınmadığı plastik dönme değerlerinin ($3/2\theta_p^{(GÖ)}$) her ikisi içinde gerçekleştirilmiştir.

$$\theta_p^{(GÖ)} = \frac{2}{3} \left[(\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - 0.5 \frac{L_{pl}}{L_s} \right) + 4.5 \varphi_u d_b \right] \quad (5.7)$$

Şekil 5.10’da verilen saçılım grafiklerinden de görülebileceği üzere TBDY 2018 bağıntısına göre hesaplanan plastik dönme sınır değerlerinin deneysel plastik dönme kapasitelerine göre oldukça düşük tahminler sağlamaktadır. Göçme öncesi plastik dönme sınırı ($\theta_p^{(G\ddot{O})}$) bağıntısında yer alan 2/3 azaltma çarpanının dikkate alınmadığı durumda dahi plastik dönme verilerinin hiçbirinin deneysel verilerinden daha büyük olmadığı görülebilmektedir. Deneysel veri tabanındaki veriler ışığında TBDY 2018’e göre önerilen plastik dönme sınırındaki bu yüksek konservatiflik başta LP ile sargılanmış beton şekildeğiştirme parametresi olmak üzere, diğer parametrelerin hesaplanmasında göz önüne alınan güvenli tasarım yaklaşımlarından kaynaklanmaktadır. Diğer bir deyişle tahmin için göz önüne alınan bütün parametrelerdeki konservatif yaklaşımların bir sonucu olarak, deneysel verilere göre oldukça zayıf tahmin değerleri elde edilmektedir.

5.1.3.5 Kolon Modelleme Parametrelerinin Değerlendirilmesi

TBDY 2018 yılı plastik davranış modeli için önerilen parametreler ilgili başlıklarda detayları verildiği şekilde hesaplanarak literatürdeki eğilme hakimi davranış sergileyen LP ile sargılanmış kolon test sonuçlarından derlenen veri tabanı ile karşılaştırılmıştır. Yapılan istatistiksel değerlendirmeler sonucunda TBDY 2018’e göre hesaplanan modelleme parametrelerinin deneysel sonuçlara göre tahmin yeterliliği tartışılmıştır.



Şekil 5.10: a) $\theta_p^{(G\ddot{O})}$ b) $3/2\theta_p^{(G\ddot{O})}$ plastik dönme sınır değerleri için tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması.

Pekleşme etkisi göz alınmadığı durumunda LP ile sargılanmış iki doğrulu beton modeli kullanılarak gerçekleştirilen kesit analizinde ulaşılan eğilme momenti dayanım değerinin kesitin etkin akma momenti olarak kabul edilmesinin, deneysel sonuçlara göre iyi düzeyde başarılı tahminler sağladığı ve dağılımının deneysel veri dağılımı ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Etkin akma dönmesi değerinin hesabında göz önüne alınan malzeme şekildeğiştirmesine bağlı akma eğriliği ile Biskinis ve Fardis (2010) ampirik bağıntısıyla elde edilen akma eğriliği yaklaşımlarına göre yapılan değerlendirmede, ampirik bağıntı ile elde edilen akma dönmesi tahmin değerlerinin istatistiksel olarak kısmen daha başarılı olduğu belirlenmiştir. Malzeme şekildeğiştirmesine bağlı akma eğriliği yaklaşımında, çekme donatısının akma şekildeğiştirmesine ulaştığı nokta veya en dış LP ile sargılanmış beton lifinin 0.002 basınç şekildeğiştirmesine ulaştığı noktadan hangisi daha erken gerçekleşiyor ise, o noktaya karşılık gelen eğrilik değerinin akma eğriliği olarak kabulü istatistiksel olarak kabul edilebilir akma dönmesi tahminleri sağlamaktadır. Her iki akma eğriliği yaklaşımından elde edilen etkin akma dönme tahminleri ile hesaplanan kolon etkin rijitliklerinin deneysel verilerden hesaplanan etkin rijitliklere göre karşılaştırılması sonucu, ampirik akma eğriliği kullanılarak hesaplanan etkin rijitliklerin daha iyi tahminler sağladığı belirlenmiştir. Bu nedenle etkin akma dönmesi ve ona bağlı hesaplanan kesit etkin rijitliği parametrelerinin hesabında Biskinis ve Fardis (2010) ampirik akma eğriliği bağıntısının kullanılması, veri tabanındaki deneysel veriler ile uyumlu tahminler elde edilmesi ile beraber matematiksel olarak basitliği nedeni ile hesaplama kolaylığı da sağlamaktadır.

Plastik mafsal hipotezine göre önerilen bağıntıdan hesaplanan plastik dönme sınırı tahminleri test kolonlarının deneysel plastik dönme kapasitesi verileri ile karşılaştırdığında, tahmin değerlerinin deneysel verilere göre yüksek düzeyde konservatif kaldığı belirlenmiştir. İlgili bağıntıda bulunan $2/3$ azaltma çarpanının dikkate alınmaması durumunda dahi konservatif kalma durumu söz konusu olmaktadır. Her iki durumda da tahmin değerlerinin tamamı deneysel verilerden daha düşük olduğu için deneysel örnekleme göre yetersiz tahmin olasılığı (Failure probability) bulunmamaktadır. Mevcut binaların deprem etkilerine karşı değerlendirme ve güçlendirilmesi yaklaşımları için Amerika Birleşik Devletleri'nde yayınlanan ASCE 41-17 (2017) dokümanında ve daha önceki versiyonlarında, eğilme hakimi davranış gösteren betonarme elemanlar için %35 yetersiz tahmin olasılık sınırı önerilmektedir. Elwood ve diğerleri (2007) eğilme hakimi davranış gösteren elemanlarda limit yerdeğiştirme değeri olarak göz önüne alınan %20 dayanım kaybının yaşandığı noktanın ötesinde, elemanın artık eksenel yük dayanımı ile

deformasyon kapasitesine sahip olması ve göçme durumu olarak tanımlanan eksenel yük dayanım kaybının daha ileri yerdeğiştirme değerlerinde meydana gelmesi nedeniyle göz önüne alınan %35 yetersiz tahmin olasılığının (Failure Probability) yeterli bir seviye olduğunu belirtmektedir. Bu nedenle TBDY 2018 plastik dönme sınırının, LP ile sargılanmış kolonlar için belirli bir yetersiz tahmin olasılığını göz önüne alarak tanımlanması daha ekonomik güçlendirme tasarımları sağlayarak, LP ile sargılama güçlendirme yönteminin bu doğrultuda yaygınlaşmasına katkıda bulunacaktır.

Yapılan değerlendirmeler eğilme hakimi davranış sergileyen LP ile sargılanmış kolon testleri veri tabanının kolon özellikleri ve doğrusal olmayan davranışı etkileyen parametrelerin sınırları kapsamındaki kolonlar için gerçekleştirilmiştir. Özellikle davranışında kesme deformasyon bileşenlerinin etkin olduğu kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı 2.5'den az olan elemanlar ile 40φ boyuna donatı bindirmeli ekinin sağlanmadığı LP ile sargılanmış kolonlar için yapılan bu değerlendirmelerin geçerliliği farklı veri tabanları oluşturularak tartışılmalıdır.

5.1.4 LP ile Sargılanmış Kolon Modelleme Parametrelerinin Geliştirilmesi

Betonarme kolonların geometrik ve mekanik özelliklerine bağlı olarak, doğrusal olmayan davranışına etkisi bulunan deformasyon bileşenleri ve bu bileşenlerin toplam deformasyona katkıları değişkenlik gösterebilmektedir. Çok sayıda bileşenin birlikte göz önüne alındığı mekanik tabanlı teorik modelleme yaklaşımları yerine, belirli bir deneysel veri tabanından istatistiksel olarak türetilmiş ampirik modelleme yaklaşımları literatürde (ör.: Biskinis & Fardis, 2013; Grammatikou ve diğerleri, 2018) ve güncel yönetmeliklerde önerilmektedir (ör.: ASCE/SEI 41-17, 2017; Eurocode 8-3, 2005). Belirli davranış parametrelerini göz önüne alan bu ampirik ifadelerle deneysel verilerle uyumlu tahminler elde edilmekle beraber, istatistiksel anlamda tanımlanabilen güvenlik ölçütlerine göre değerlendirilebilmektedir. TBDY 2018 iki doğrulu LP ile sargılanmış beton modeli kullanılarak gerçekleştirilen kesit analizlerinden elde edilen etkin akma momentleri deneysel veriler için iyi derecede tahminler sağladığından, ampirik modellerin geliştirilmesine yönelik çalışmalar sadece etkin akma eğriliği ve plastik dönme kapasitesi parametreleri için gerçekleştirilmiştir.

5.1.4.1 LP ile Sargılanmış Kolonların Etkin Akma Eğriliği Modeli

LP ile sargılanmış kolonların etkin akma dönmesinin hesaplanmasında ana parametre olan etkin akma eğriliği için Biskinis ve Fardis (2010) tarafından önerilen ampirik ifadede bağımsız değişkenler; donatı akma birim şekildeğiştirmesi (ε_{sy}) ve enkesit yüksekliği (h) değerleridir. Deneysel akma dönmesi verilerinden elde edilen deneysel akma eğrilikleri ile bu parametreler arası ilişki Şekil 5.11 a ve b'de verilmiştir. Ampirik ifadede de matematiksel olarak görülebildiği gibi akma eğriliği bağımlı değişkenine donatı akma birim şekildeğiştirmesinin artış eğilimli, enkesit yüksekliğinin ise azalış eğilimli bir etkisi olduğu grafiklerden görülebilmektedir. Kolon kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranıyla (L_s/h) deneysel akma eğriliğinin arasında artış eğilimli benzer bir ilişkinin olduğu Şekil 5.11 c'de verilen grafikte görülebilmektedir. Bu nedenle ampirik ifadedeki sabit 1.75 çarpanı yerine, kolon kesme açıklığı/enkesit yüksekliği bağımsız değişkenin dikkate alınması durumu istatistiksel olarak araştırılmıştır. LP kompozitler ile sargılamanın akma noktasına kadar olan doğrusal davranışta etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olması nedeni ile güçlendirme yöntemiyle ilgili herhangi bir parametre ampirik akma eğriliğinin araştırılmasında dikkate alınmamıştır.

Gerçekleştirilen optimizasyon işlemlerinde, tahmin doğruluğunu gösteren istatistiksel ölçüt olan ortalama mutlak hata yüzdesinin (MAPE) en aza indirgenmesi ve aynı zamanda deneysel ile tahmin verilerinin dağılım eğilimlerinin göstergesi olan ortanca deneysel/tahmin parametresinin 1.0 değerine yakınsaması koşulları göz önüne alınmıştır. Bu koşullar dikkate alınarak gerçekleştirilen optimizasyon çalışmaları sonucunda en iyi tahmin verilerini sağlayan ampirik bağıntı (Denklem 5.8) belirlenmiştir.

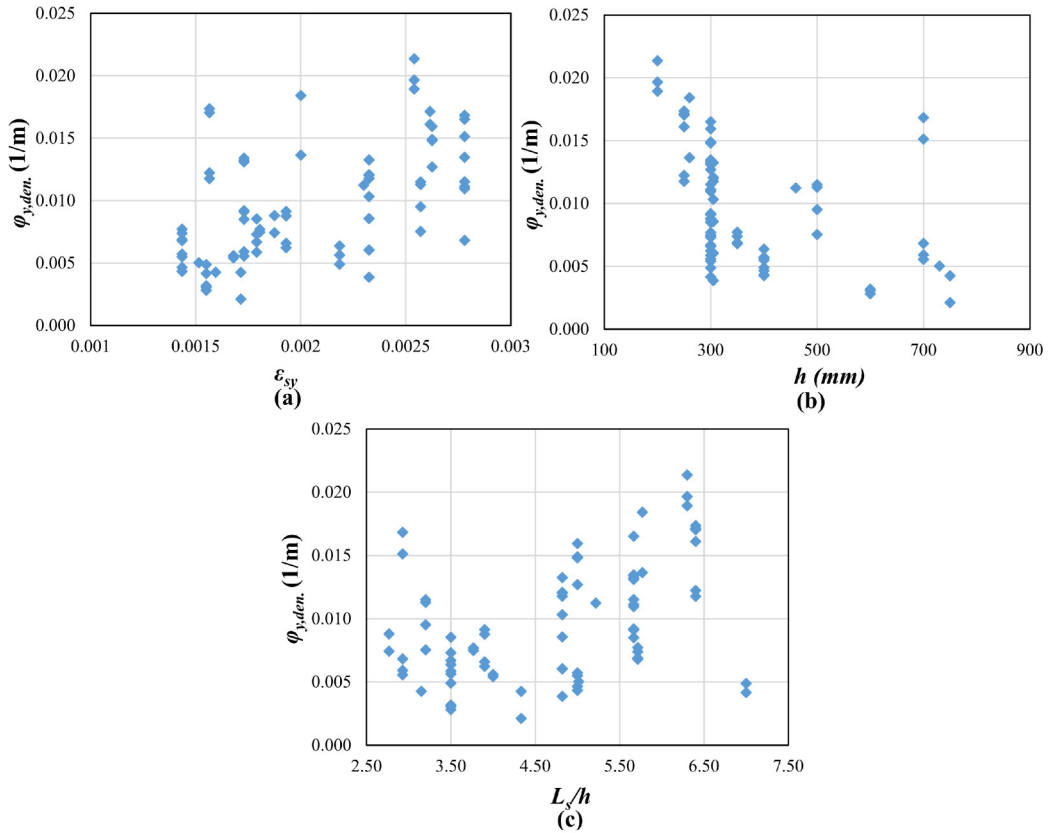
$$\varphi_y = \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.26} \frac{\varepsilon_{sy}}{h} \quad (1/\text{mm}) \quad (5.8)$$

Önerilen etkin akma eğriliği bağıntısından elde edilen tahmin değerlerinin, deneysel verilerden hesaplanan akma eğrilikleri karşılaştırması Şekil 5.12 a'da verilmiştir. Etkin akma eğriliği tahminleri ile hesaplanan etkin akma dönmesi ve etkin/brüt kesit rijitliği oranlarının deneysel veriler ile karşılaştırmaları Şekil 5.12 b ve c'de sunulmuştur. Önerilen bağıntı ile etkin akma eğriliği için kabul edilebilir tahminler elde edilmekteyken, etkin akma dönmesi verileri ve kesit rijitlik oranları için iyi tahminler sağlandığı istatistiklerden ve saçılım grafiklerinden görülebilmektedir. Tablo 5.3'de malzeme şekildeğiştirmelerine bağlı akma eğriliği yaklaşımı ve farklı ampirik ifadelerden hesaplanan akma eğrilikleri ile

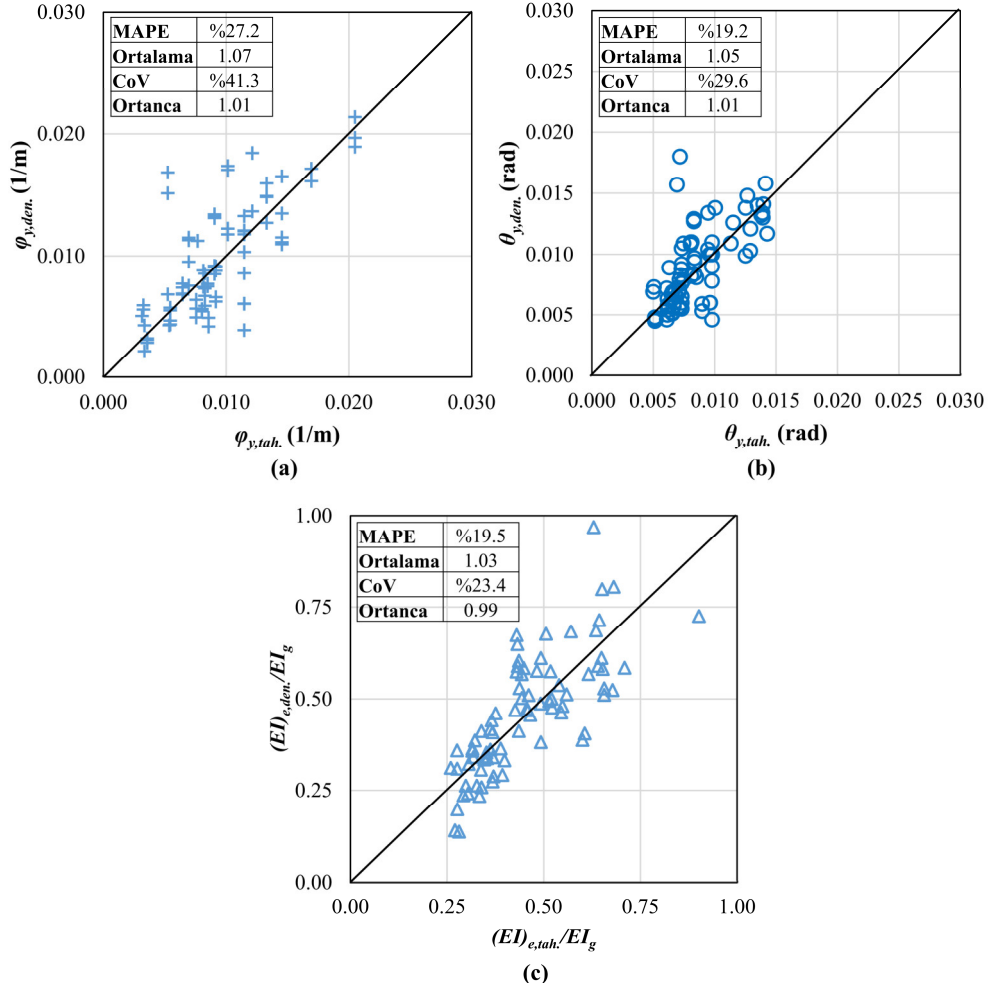
elde edilen doğrusal olmayan davranış parametreleri tahminlerine ait istatistikler birlikte verilmiştir. Bütün parametreler için iyi tahminler sağlayan Denklem 5.8 ile elde edilen etkin akma eğriliği ve akma dönmesinin tahminlerinin, Biskinis ve Fardis (2010) ampirik bağıntısı tahminlerinden kısmen daha iyi olduğu görülebilmektedir. Her iki ampirik ifade ile yapılan etkin/brüt kesit rijitliği oranı tahminleri ise istatistiksel olarak birbirine yakındır. Bu sonuçlar her iki ampirik ifadenin de LP ile sargılanmış eğilme hakimi davranış sergileyen kolonların akma noktası ile ilişkili doğrusal olmayan modelleme parametrelerinin hesaplanmasında kullanılmasının uygun olacağını göstermektedir.

Tablo 5.3: Farklı akma eğriliği yaklaşımlarının karşılaştırılması.

| Modelleme Parametreleri | min. $[\varphi_y(\varepsilon_{sy}); \varphi_y(\varepsilon_{co})]$ | | | Biskinis ve Fardis (2010) | | | Denklem 5.8 | | |
|-------------------------|---|------------|---------------|---------------------------|------------|---------------|-------------|------------|---------------|
| | φ_y | θ_y | $(EI)_e/EI_g$ | φ_y | θ_y | $(EI)_e/EI_g$ | φ_y | θ_y | $(EI)_e/EI_g$ |
| MAPE (%) | 42.5 | 28.9 | 27.4 | 37.2 | 25.1 | 19.6 | 27.2 | 19.2 | 19.5 |
| Ortalama den./tah. | 0.96 | 0.96 | 1.15 | 0.91 | 0.93 | 1.05 | 1.07 | 1.05 | 1.03 |
| Ortanca den./tah. | 0.84 | 0.88 | 30.6 | 0.86 | 0.89 | 1.00 | 1.01 | 1.01 | 0.99 |
| CoV (%) | 51.7 | 36.8 | 1.13 | 38.7 | 28.5 | 23.9 | 41.3 | 29.6 | 23.4 |



Şekil 5.11: a) Donatı akma şekildeğiştirme b) Kesit yüksekliği c) Kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı parametrelerinin deneysel akma eğriliği ile ilişkileri.



Şekil 5.12: Önerilen akma eğriliği bağıntısı ile a) Etkin akma eğriliği b) etkin akma dönmesi c) etkin/brüt kesit rijitliği tahminlerinin karşılaştırılması.

5.1.4.2 LP ile Sargılanmış Kolonların Plastik Dönme Kapasitesi

Eğilme hakimi davranış sergileyen LP kompozitler ile sargılanmış betonarme kolonların davranışının modellenmesinde, doğrusal olmayan davranışın son noktası olarak göz önüne alınan plastik dönme kapasitesini oluşturan deformasyon bileşenlerine, etkisi olduğu öngörülen çok sayıda parametre bulunmaktadır. Betonarme kolon geometrik ve mekanik özellikleri ile LP sargılama parametrelerinin plastik dönme kapasitesine etkisinin araştırılması için, öncelikle literatürdeki LP ile sargılanmış kolon çalışmalarının bulguları göz önüne alınarak doğrusal olmayan davranışta etkisi olduğu öngörülen parametreler belirlenmiştir. Bu parametreler; donatı katkısız aksel yük oranı $[N/(A_c f_{co})]$, kesit kesme oranı $[V/(A_c \sqrt{f_{co}})]$, kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı (L_s/h) , köşe yuvarlatma çapı/enkesit yüksekliği (r_c/h) , şekil etkinlik katsayısı (κ_e) , yanal sargılama basıncı/beton basınç dayanımı oranı (f_i/f_{co}) , sargılanmış beton basınç dayanımı (f_{cc}) ve en büyük birim şekildeğiştirmesi (ε_{ccu}) , sargılanmış beton sekant modülü $(E_{cc}=f_{cc}/\varepsilon_{ccu})$, beton basınç

dayanımları oranı (f_{cc}/f_{co}), efektif toplam sargılama oranı ($\rho_{eff}=\rho_w+\rho_f E_s/E_f$) ve LP kompozit sargılama rijitliğidir ($\kappa_e \rho_f E_f/1000$). Geliştirilecek modelin tasarıma yönelik olması amacıyla, TBDY 2018’de verilen bağıntı ve sınırlamalar parametrelerin hesaplanmasında dikkate alınmıştır.

Göz önüne alınan davranış parametrelerinin birbirleri ve deneysel plastik dönme kapasitesi ($\theta_{p,den.}$) ile ilişkilerinin araştırılması için korelasyon katsayıları ve ilgili p -değerleri hesaplanarak ilişki matrisi oluşturulmuştur (Ek E). Ampirik modelin oluşturulmasında göz önüne alınacak parametrelerin seçiminde, bu ilişki gösterge değerleri ile birlikte parametrelerin eleman davranışına öngörülen fiziksel etkileri de dikkate alınmıştır. Değerlendirmeler sonucunda plastik dönme kapasitesi bağımlı değişkeni ile ilişkisinin yüksek olduğu belirlenen parametreler; kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı (L_s/h), donatısız aksenal yük oranı [$N/(A_c f_{co})$] ve kesit kesme oranı [$V/(A_c \sqrt{f_{co}})$] olarak belirlenmiştir. LP sargılama etkinliğinin göz önüne alınması için, sargılama ile ilgili birçok faktörün etkisini birlikte yansıtması nedeniyle, en uygun parametre olarak LP kompozit sargılama rijitliği ($\kappa_e \rho_f E_f/1000$) parametresinin de ampirik modelde yer almasına karar verilmiştir. Kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı ile kesit kesme oranının birbiri ile tersinir içsel bağılılığı nedeni ile bu iki parametreden sadece kesit kesme oranı modelin oluşturulmasında dikkate alınmıştır.

LP kompozit sargılama rijitliği, aksenal yük oranı ve kesit kesme oranı değişkenlerini göz önüne alan üç parametrelilik plastik dönme kapasitesi modelinde, değişkenlerin düşük değerleri için modelin sıfıra yakınsamasını sınırlamak amacıyla toplam ifadelerinden oluşan bir matematiksel model tercih edilmesinin daha uygun olduğuna karar verilmiştir. Doğrusal ve üstel parametreler kullanılarak, her bir bağımsız değişkenin katkısı göz önüne alınan modelin matematiksel yapısı Denklem 5.9’da verilmiştir.

$$Y_i = \alpha_0 + \alpha_1 X_{i1}^{\beta_1} + \alpha_2 X_{i2}^{\beta_2} + \alpha_3 X_{i3}^{\beta_3} \quad (5.9)$$

Modelin geliştirilmesinde tahmin ve deneysel verilerin ortalama mutlak hata yüzdesinin en düşüğe indirgenmesi ve deneysel/tahmin ortanca değerinin 1.0 değerine yakınsaması koşulları göz önüne alınarak optimizasyon yapılmıştır. Optimizasyon sonucunda en uygun doğrusal ve üstel katsayılar belirlenerek, LP ile sargılanmış betonarme kolon plastik dönme kapasitesi modeli Denklem 5.10 olarak elde edilmiştir.

$$\theta_{p,mak.} = 0.025 + 0.04 \left(\frac{\kappa_e \rho_f E_f}{1000} \right)^{0.35} - 0.03 \left(\frac{N}{A_c f_{co}} \right)^3 - 0.09 \left(\frac{V}{A_c \sqrt{f_{co}}} \right)^{1.5} \quad (\text{rad}) \quad (5.10)$$

Geliştirilen bu model ile elde edilen plastik dönme kapasitesi tahminlerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması Şekil 5.13’de verilmiştir. Kabul edilebilir düzeyde tahmin sağlayan modelin ortalama mutlak hata yüzdesi %23.7’dir. Varyasyon katsayısının %31.4 olması verilerin görece yüksek yayılıma sahip olduğunu gösterse de, literatürdeki LP ile sargılanmış dikdörtgen kesitli kolonlar için yapılan diğer veri tabanı çalışmalarında benzer varyasyon katsayıları elde edildiğinden (ör. Biskinis ve Fardis, 2013; Grammatikou ve diğerleri, 2018: n=130 kolon CoV=%31.2), bu tür veri setleri için bu değer kabul edilebilir olduğu öngörülmektedir. Ayrıca deneysel ve tahmin verilerinin eğilimlerinin birbirine oldukça yakın oldukları hesaplanan ortanca değerinden söylenebilmektedir.

Oluşturulan modelin tahmin düzeyinin geliştirilmesi için, kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranına (L_s/h) göre model için bir sınıflandırma yapılabilirliği de ayrıca araştırılmıştır. Deneysel plastik dönme kapasitesi verilerinin $L_s/h = 4.5$ değerine göre iki kümelene oluşturdukları kabul edilmiştir (Şekil 5.14). Kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı sınır değerinden daha düşük olan veriler ve üstünde olan veriler için önerilen modeldeki doğrusal katsayıların aynı koşullar göz önüne alınarak optimizasyonu gerçekleştirilmiştir. Kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranının 4.5 değerinden düşük veya yüksek olmasına bağlı LP ile sargılanmış kolon plastik dönme kapasitesi modelinin ampirik bağıntıları Denklem 5.11 ve 5.12 olarak verilmiştir.

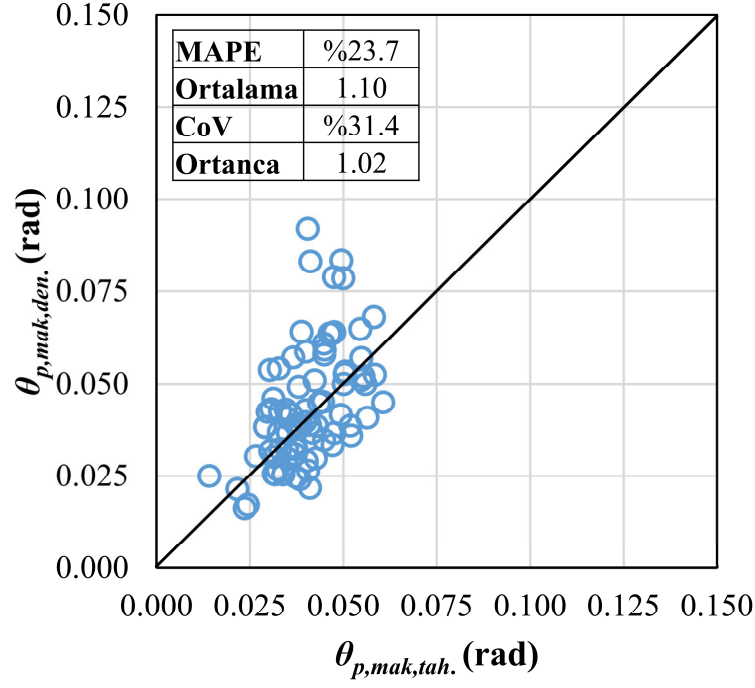
$2.5 \leq L_s/h < 4.5$ için

$$\theta_{p,mak.} = 0.025 + 0.02 \left(\frac{\kappa_e \rho_f E_f}{1000} \right)^{0.35} - 0.04 \left(\frac{N}{A_c f_{co}} \right)^3 - 0.03 \left(\frac{V}{A_c \sqrt{f_{co}}} \right)^{1.5} \quad (\text{rad}) \quad (5.11)$$

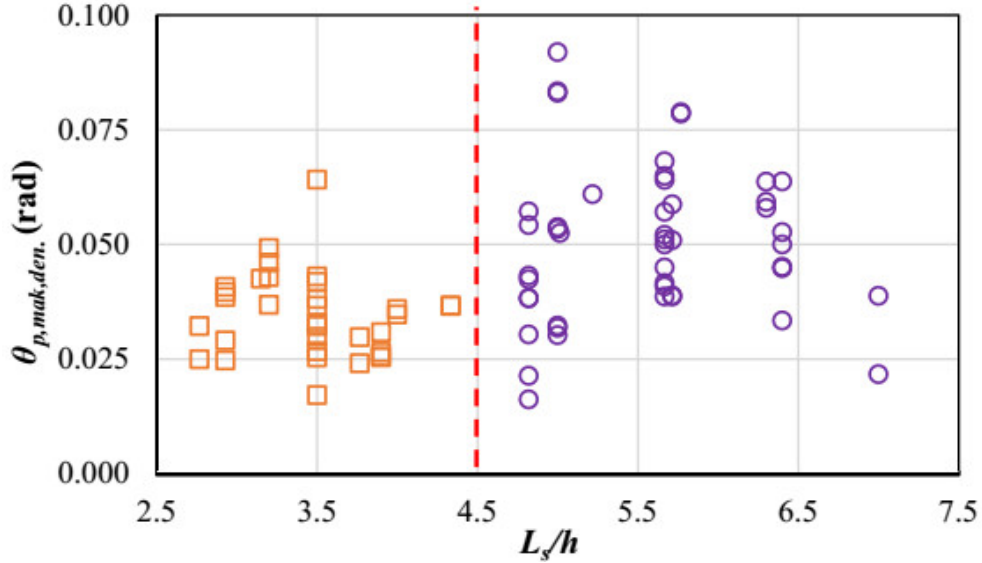
$4.5 \leq L_s/h$ için

$$\theta_{p,mak.} = 0.025 + 0.04 \left(\frac{\kappa_e \rho_f E_f}{1000} \right)^{0.35} - 0.08 \left(\frac{N}{A_c f_{co}} \right)^3 - 0.01 \left(\frac{V}{A_c \sqrt{f_{co}}} \right)^{1.5} \quad (\text{rad}) \quad (5.12)$$

Denklem 5.11 ve 5.12 ile önerilen ampirik plastik dönme kapasitesi modeli ile elde edilen tahmin değerlerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması Şekil 5.15’de sunulmuştur.



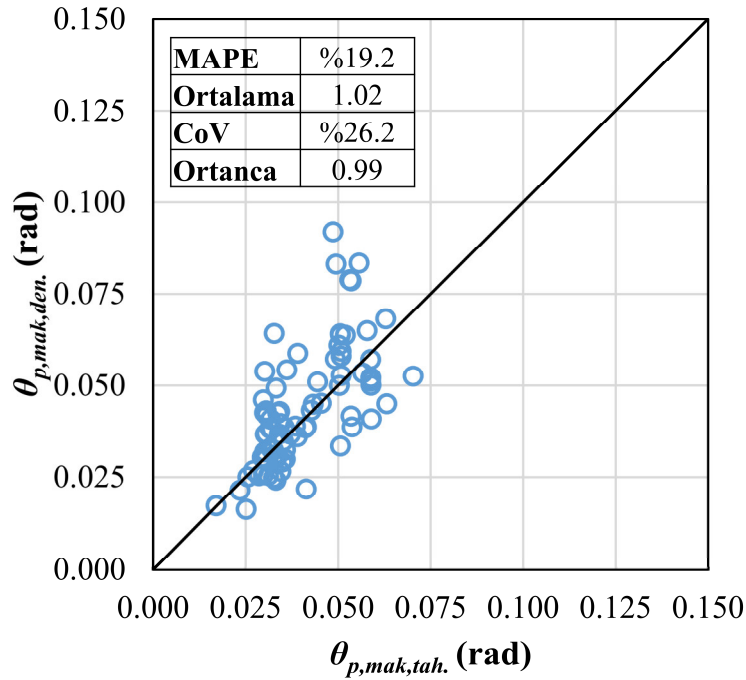
Şekil 5.13: Geliştirilen plastik dönme kapasitesi modelinden elde edilen tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması.



Şekil 5.14: Deneysel plastik dönme kapasitesi verilerinin kolon kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranına göre dağılımı.

Saçılım grafiği ve hesaplanan istatistiklere göre kesme açıklığı/enkesit yüksekliğine bağlı önerilen plastik dönme kapasitesi modelinin birinci modele (Denklem 5.10) göre kısmen daha iyi tahminler sağladığı görülebilmektedir. Mutlak ortalama hatanın %20'den daha düşük olması önerilen ikinci modelin göz önüne alınan veri tabanına göre iyi seviyede tahminler sağladığını göstermektedir. Li ve Harries (2018) 31 kare ve 19 dikdörtgen kesitli LP ile sargılanmış kolon veritabanı üzerinden önerdikleri plastik dönme kapasitesi modeli

için ortalama mutlak hata yüzdeleri; kare kolonlar için %26.7 ve dikdörtgen kesitli kolonlar için %28.9 olarak hesaplamışlardır. LP ile sargılanmış betonarme kolonların plastik dönme kapasitesi için önerilen modellerin görece düşük ortalama mutlak hata yüzdeleri (Model-1 ve Model-2 için sırasıyla %23.7 ve %19.2), bu değerler ile karşılaştırıldığında geliştirilen modellerin oldukça başarılı olduğu görülebilmektedir. Varyasyon katsayısının %31.4 ve %26.2 olarak hesaplanması ile birlikte deneysel/tahmin değerlerinin ortalama ve ortanca değerlerinin 1.0'e oldukça yakın olması, tahmin ve deneysel verilerinin uyumlu olduğunu ortaya koymaktadır. Denklem 5.11 ve 5.12 incelendiğinde, kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı 4.5'den küçük kolonlarda kesme oranını değişkeninin, büyük olan kolonlarda ise eksenel yük oranı değişkeninin plastik dönme kapasitesi üzerinde daha etkili olduğu ilgili terimlerdeki doğrusal katsayılarından görülebilmektedir. Bu durum kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı düşük olan kolonlarda kesme etkilerinin kolon davranışında, kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı daha yüksek olan kolonlara göre mekanik anlamda daha etkili olması durumuyla da oldukça uyumludur. Kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı 4.5'den daha büyük olan kolonlarda davranışa eğilme hakim olacağı için LP kompozitlerle sargılama etkinliğinin daha fazla olması beklenir. Önerilen sınır koşuluna göre, LP sargılama değişkeninin ön katsayısındaki değişiminin de fiziksel olarak anlamlı olduğu düşünülmektedir.



Şekil 5.15: Geliştirilen ikinci plastik dönme kapasitesi modelinden elde edilen tahminlerin deneysel veriler ile karşılaştırılması.

5.2 LP ile Sargılanmış Kolon Testleri Veri Tabanı – Hasar Limitleri

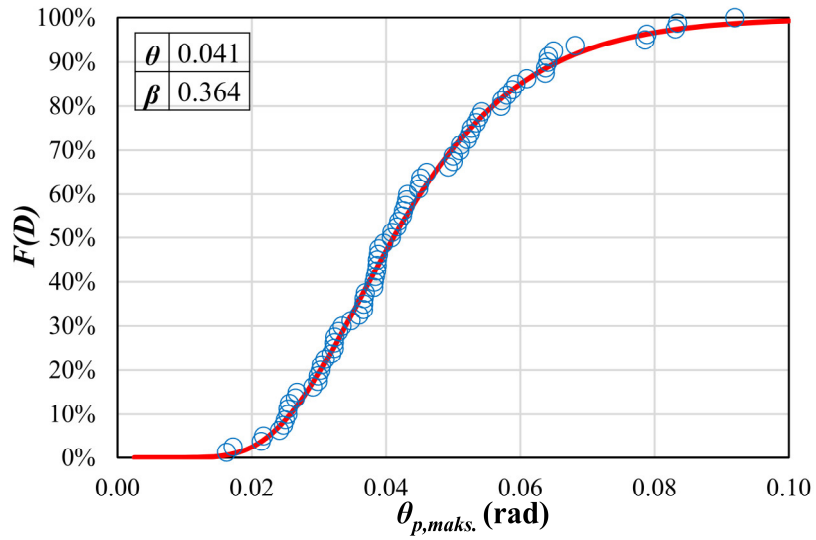
Amerika Birleşik Devletleri'nde Uygulamalı Teknolojiler Kurulu (ATC) ve Federal Acil Durum Yönetimi Ajansı (FEMA) işbirliğinde, 2001 yılında başlatılan ATC-58 projeler serisinin sonuç ürünü olan “Binaların Sismik Performansının Değerlendirilmesi Kılavuzları (FEMA P-58-1, 2018)” dokümanlarına göre, bir binanın performans düzeyleri ve yapısal elemanlarının hasar limitleri, belirli bir talep parametresinin olasılık dağılımına göre oluşturulan kırılma eğrilerinde ki yetersizlik olasılıklarına göre tanımlanabilmektedir. Kolon ve kiriş gibi çubuk elemanlarda hasar seviyeleri için göz önüne alınan deprem talebi parametresi, eleman uç plastik dönme değerleridir. Bu elemanlar için kırılma eğrisi plastik dönme parametresinin log-normal dağılımının birikimli fonksiyonu ile temsil edilmektedir. Bu kırılma eğrisi fonksiyonu Denklem 5.13 olarak verilmiştir.

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right) \quad (5.13)$$

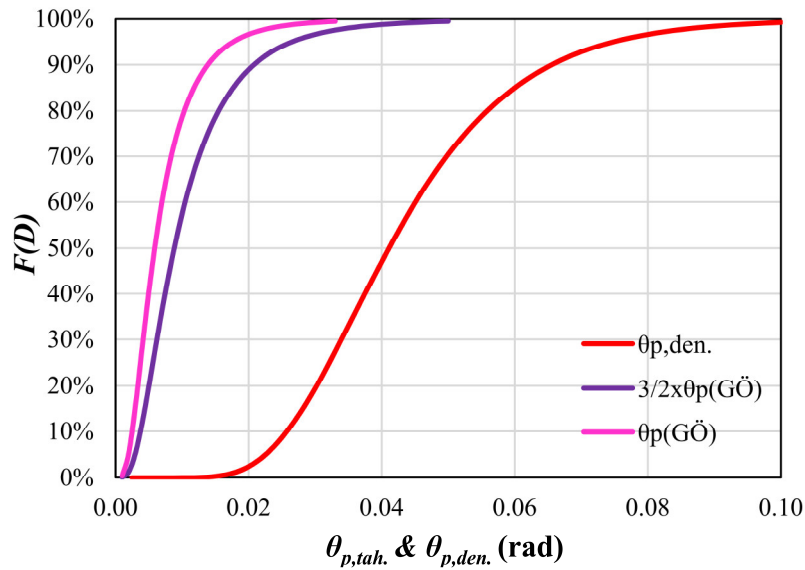
Burada $F_i(D)$, i hasar seviyesinde hasar görece elemanın D istem parametresinin fonksiyonu olarak koşullu olasılığını, Φ standard normal (Gaussian) birikimli dağılım fonksiyonu, θ_i olasılık dağılımının ortanca değeri ve β_i logaritmik standart sapma değeridir. LP ile sargılanmış kolon veri tabanından elde edilen plastik dönme kapasitesinin en büyük hasar limiti olarak kabul edilmesi durumunda kırılma eğrisi Şekil 5.16'da verilmiştir. Veri tabanında bulunan deneysel verilerin log-normal dağılıma uygun dağılım sergilediği ve %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ortanca plastik dönme kapasitesi değerinin yaklaşık 0.041 olduğu kırılma eğrisinden görülebilmektedir. Deneysel plastik dönme kapasitesi verileri yaklaşık 0.018 ile 0.10 rad değerleri aralığında bir dağılım göstermektedir.

TBDY 2018'de önerilen iki doğrulu LP ile sargılanmış beton modeli kullanılarak gerçekleştirilen kesit analizinden elde edilen eğrilik değerlerinin (φ_y ve φ_u), plastik dönme sınırı bağıntısında (Denklem 5.7) göz önüne alınması ile elde edilen Göçme Öncesi plastik dönme sınır değerleri veri tabanındaki kolonlar için hesaplanmış ve kırılma eğrileri oluşturulmuştur. TBDY 2018 Göçme öncesi plastik dönme sınırları ve bu sınırların 3/2 ile çarpılmış değerlerinin (yönetmelikteki 2/3 azaltma katsayısının göz önüne alınmadığı durum) kırılma eğrileri, Şekil 5.17'de deneysel plastik dönme kapasitesi kırılma eğrisi ile karşılaştırılmaktadır. Her iki durumda da hesaplanan plastik dönme sınırları

dağılımlarının deneysel kırılma eğrisine göre daha dik eğime sahip olması ve dağılımların karşılık geldiği dönme değerlerinin daha küçük bir aralıkta değişkenlik göstermesi, hesaplanan tahmin değerlerinin deneysel verilere göre yüksek konservatifleğe sahip olduğunu göstermektedir. Bu nedenle kolonların LP ile sargılanması güçlendirme yönteminin süneklik kapasitesinde sağladığı artışı verimli kullanarak daha ekonomik güçlendirme tasarımları sağlamak için, deneysel verilerin dağılımından belirli yetersiz tahmin olasılıklarına karşılık gelen hasar limitleri önerilerek yeterli güvenlik kriterinin sağlanması gerekmektedir.



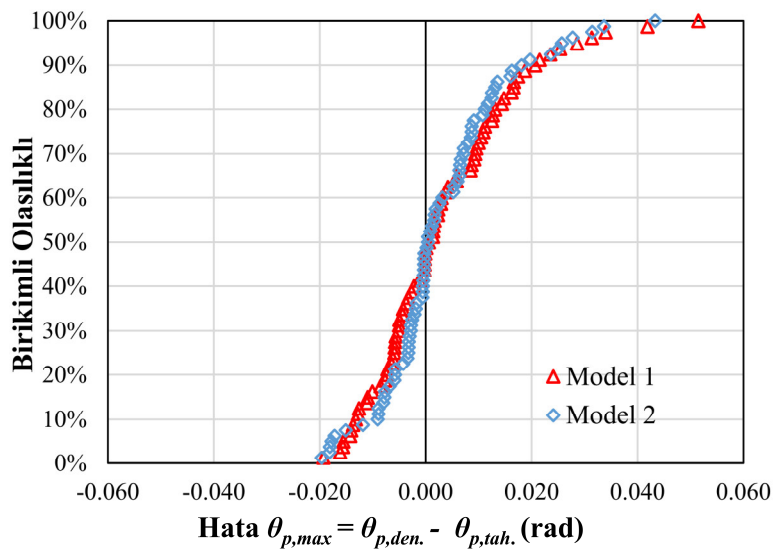
Şekil 5.16: LP ile sargılanmış kolon plastik dönme kapasitesi kırılma eğrisi.



Şekil 5.17: TBDY 2018'e göre Göçme Öncesi plastik dönme sınırı kırılma eğrileri.

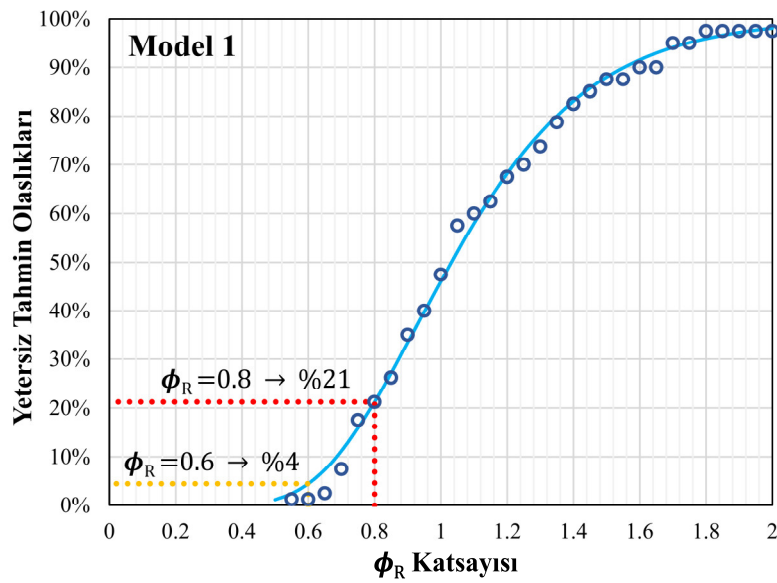
Betonarme kolonların birbirinden farklı özelliklerine göre hasarın türü ve gelişiminin oldukça değişken olması nedeniyle, elemandaki fiziksel hasarlara ve bu hasarların onarılabilirlik düzeylerine karşılık gelen eleman hasar sınırlarının (hemen kullanım, kontrollü hasar ve göçme öncesi), plastik dönme istem parametresine göre deneysel gözlemlerden tanımlanması pratik olarak kolay değildir. Bu nedenle güncel teknik dokümanlarda göçme öncesi (GÖ) hasar sınırına karşılık gelen bir plastik dönme limit değeri tanımlanmakta ve diğer hasar sınırları ise göçme öncesi hasar sınırının belirli yüzdelere karşılık önerilmektedir. Göçme öncesi hasarına karşılık limit değerler ise, plastik dönme tahminlerinin deneysel verilere göre dağılımları üzerinde göz önüne alınan yetersiz tahmin olasılıklarına göre belirli bir güvenlik düzeyinde tanımlanabilmektedir.

Önerilen plastik dönme kapasitesi modelleri tahminlerinin deneysel verilere göre yetersiz tahmin olasılıkları göz önüne alınarak, LP ile sargılanmış kolonlar için plastik dönmeye bağlı hasar sınır önerileri araştırılmıştır. Veri tabanındaki test kolonları için modellerin tahmin değerlerinin deney verilerine göre hatalarının birikimli dağılımları, modellerin tahmin başarısının dağılımı olarak Şekil 5.18’de verilmiştir. Bu grafikte negatif tahmin değerleri deneysel verilere göre yüksek yani yetersiz tahminlere, pozitif tahmin değerleri ise deneysel verilere göre düşük yani konservatif tahmin değerlerine karşılık gelmektedir. Modellerin geliştirilmesinde deney/tahmin değerlerinin ortanca değerinin 1.0’e yakınsaması hedeflendiğinden her iki plastik dönme kapasitesi modelinde de %50 yetersiz tahmin olasılığı yaklaşık olarak sıfır hataya karşılık gelmektedir. Her iki model de birbirine oldukça yakın tahmin hata dağılımları sergilemektedir.

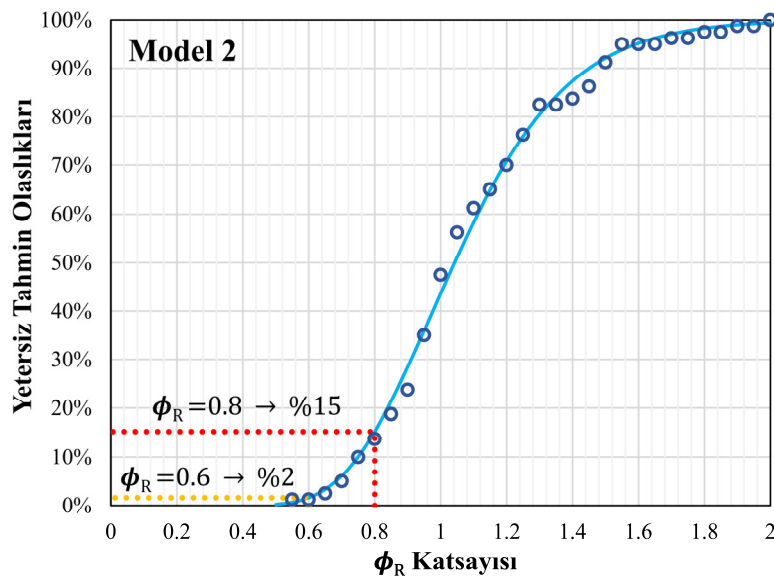


Şekil 5.18: Geliştirilen plastik dönme kapasitesi modellerinin tahmin başarısı dağılımı.

Modellerden elde edilen negatif tahmin değerlerinin yani deneysel verisinden daha büyük tahminlerin sayısının örneklem içindeki oranı, ana kütle için yetersiz tahmin olasılıklarına (Failure Probability) karşılık gelmektedir. Modellerden elde edilen plastik dönme kapasitelerinin bir ϕ_R katsayısıyla çarpılması durumunda hesaplanan dağılımlarının yetersiz tahmin olasılıkları araştırılmıştır. Tahmin değerlerinin ϕ_R katsayısının 0.05 artımla 0 ile 2 arasındaki değerleri ile çarpımı sonucu elde edilen her bir değeri için hesaplanan dağılımların deneysel verilere göre yetersiz tahmin olasılık dağılımları Şekil 5.19 ve Şekil 5.20’de verilmiştir. Ayrıca grafiklerde her iki dağılım içinde uygun log-normal dağılım eğrileri de çizilmiştir.



Şekil 5.19: Farklı katsayılarla çarpılması durumunda yetersiz tahmin olasılıkları–Model 1.



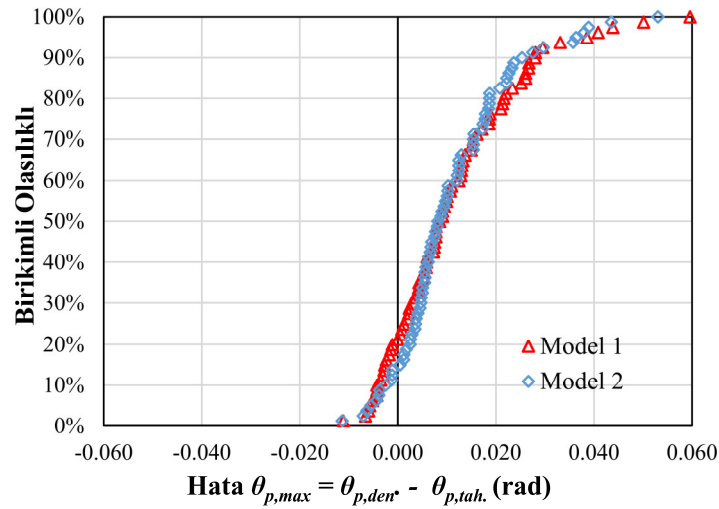
Şekil 5.20: Farklı katsayılarla çarpılması durumunda yetersiz tahmin olasılıkları–Model 2.

Veri tabanında göz önüne alınan testlerdeki tek eksenli yatay yüklemelerden farklı olarak, gerçek deprem etkisi altında kolonlar iki eksenli ve değişken karakteristikli (süre, genlik vb.) yüklemelere maruz kalmaktadır. Bu nedenle hasar sınırları görece düşük yetersiz tahmin olasılıklarına karşılık gelecek şekilde belirlenerek yeterli güvenliğin sağlanması amaçlanmaktadır. ASCE 41-17’de Göçme Öncesi ve Can Güvenliği hasar limitleri betonarme kolonlarda eksenel göçmeye karşılık gelen modelleme parametresi için yetersiz tahmin olasılıkları (Failure Probability) sırasıyla %25 ve %10 olarak önerilmiştir. Eğilme hakim davranış sergileyen LP kompozitlerle sargılanmış kolonlarda izin verilebilecek en büyük yerdeğiştirme değerlerinin yapısal stabilite problemlerine neden olabileceği ve ikinci mertebe etkilerini arttıracakları nedenleri ile, ASCE 41-17’de kolonların eksenel göçmesi plastik dönme değerlerine göre belirlenmiş %25 yetersiz tahmin olasılığının Göçme Öncesi hasar limitine karşılık göz önüne alınmasına karar verilmiştir. Şekil 5.19 ve Şekil 5.20’den de görülebileceği üzere modellerden elde edilen plastik dönme kapasitesi değerlerinin $\phi_R=0.8$ katsayısı ile çarpılması sonucu dağılım eğrisinde yetersiz tahmin olasılıkları; Model-1 için %21 ve Model-2 için % 15 olarak belirlenmiştir. Bu değerler %25 yetersiz tahmin olasılığından daha küçük olduğu için eğilme hakim davranış sergileyen LP ile sargılanmış kolonların Göçme Öncesi (GÖ) hasar sınırı, önerilen her iki modelden elde edilen plastik dönme kapasitelerinin %80’i ($\theta_p^{(GÖ)} = 0.8\theta_{p,mak.}$) olarak önerilmiştir.

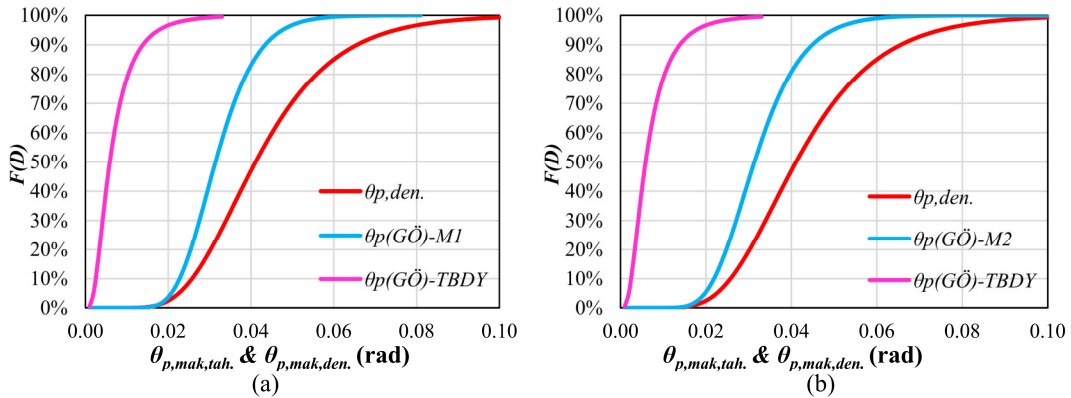
TBDY 2018’de betonarme elemanlar için kontrollü hasar sınırı göçme öncesi hasar sınırının %75’i olarak göz önüne alınmaktadır. Benzer yaklaşım uygulanması durumu $\phi_R=0.6$ katsayısına karşılık gelmektedir. Model-1 ve Model-2 dağılım eğrilerine göre bu katsayının uygulanması durumunda yetersiz tahmin olasılıkları sırasıyla %4 ve %2’ye karşılık gelmekte olup, ASCE 41-17’de betonarme kolonların eksenel göçme parametresine göre göz önüne alınan Can Güvenliği sınırına karşılık önerilen %10 yetersiz tahmin olasılığından daha düşüktür. Bu nedenle eğilme hakim davranış sergileyen LP ile sargılanmış kolonlarda Kontrollü Hasar (KH) sınırı olarak, Can Güvenliği (CG) hasar sınırının %75’inin ($\theta_p^{(KH)} = 0.75\theta_p^{(GÖ)} = 0.6\theta_{p,maks.}$) göz önüne alınması yeterli olarak öngörülmektedir.

Plastik dönme kapasitesi değerinin LP ile sargılanmış kolon testlerinde %20 dayanım kaybına karşılık gelen kord dönmesi verisi olarak göz önüne alınması (yani test sonunda kolonlar eksenel yük taşıyıcılığını hala korumaktadır) nedeniyle de önerilen göçme Göçme Öncesi ve Kontrollü Hasar sınırları yeterli konservatifiğe sahip olduğu kabul edilmektedir.

Şekil 5.21’de model verilerinin Göçme Öncesi (GÖ) Hasar Sınırına karşılık değerlerinin deneysel verilere göre hata dağılımları ve Şekil 5.22’de modellerin GÖ değerlerinin dağılımının deneysel verilerin kırılma eğrileri ile karşılaştırılması sunulmuştur. Hata dağılımlarında sıfır hataya karşılık gelen birikimli olasılıklar %21 ve %15 aşılma olasılıklarına karşılık gelmektedir. Şekil 5.22’deki model GÖ hasar sınır değerleri dağılımlarının, TBDY 2018’de verilen bağıntıdan hesaplanan değerlerin dağılımlarına göre daha kabul edilebilir konservatifikte hasar sınırı tahminleri sağladığı her iki model için de söylenebilmektedir. TBDY 2018’de betonarme elemanlarda etkin kesit rijitlikleri kullanılarak yapılan hesapta Hemen Kullanım hasar sınırına kadar olan bölgede plastik mafsall oluşmasına izin verilmemektedir. Aynı hasar sınırı yaklaşımının eğilme hakim davranış sergileyen LP ile sargılanmış kolonlar içinde geçerli olarak kabul edilmesi, oluşması öngörülen fiziksel hasarın hızlı bir şekilde onarılabilir düzeyde kalmasını sağlayacaktır ($\theta_p^{(SH)} = 0$).



Şekil 5.21: Önerilen Göçme Öncesi plastik dönme sınırının tahmin başarısı dağılımı.



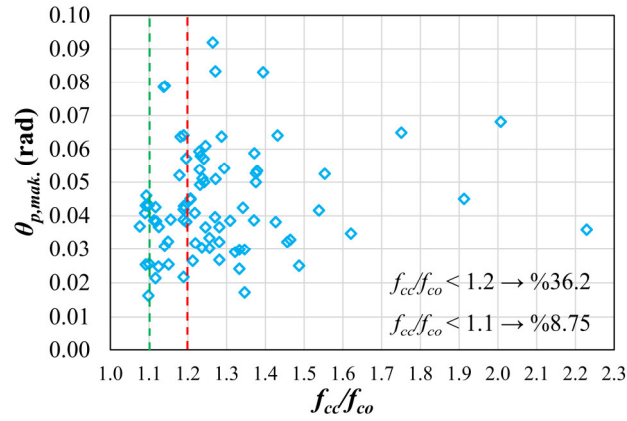
Şekil 5.22: a) Model-1 b) Model-2 ve TBDY 2018 Göçme Öncesi plastik dönme sınırı tahminlerinin kırılma eğrileri.

5.3 Önerilen LP ile Sargılanmış Kolon Modelleme Parametreleri ve Hasar Sınırları

Bu başlıkta geliştirme veri tabanı üzerinde gerçekleştirilen araştırmalar ile ortaya konulan modelleme parametreleri ve hasar sınırlarının genel bir özeti sunulmuştur. Öncelikle önerilen modelleme parametreleri ve hasar sınırlarının geçerli olarak kabul edileceği kolon parametreleri sınır ve aralıkları belirtilmiş, daha sonra sırasıyla akma momenti, etkin akma dönmesi, etkin kesit rijitliği, plastik dönme kapasitesi ve hasar sınırları tanımlamaları ile ilgili bağıntılar verilmiştir.

Yetersiz kritik özelliklere sahip betonarme kolonların LP ile güçlendirilmesi sonucunda sünek eğilme hakim davranış sergilemeleri hedeflenmektedir. Bu nedenle modellerin geliştirilmesi eğilme davranışı gösteren LP ile sargılanmış kolon testlerinden gerçekleştirilmiştir. Kesme açıklığı/enkesit yüksekliğine oranı görece yüksek ($L_s/h > 2.5$) olan kolonların LP ile güçlendirme durumunda eğilme hakim davranış sergilemesi beklenmektedir. Bu nedenle modelleme parametreleri ve hasar sınırları $L_s/h > 2.5$ olan kolonlar için geçerlidir. Bununla birlikte boyuna donatı bindirme eki boyunun yetersiz olmasının da doğrusal olmayan davranışta olumsuz etkileri olduğundan, donatı bindirme boyu ekinin $l_b > 40\phi$ koşulunu sağlaması gerekmektedir. Tablo 5.1’de veri tabanındaki kolonların eksenel yük oranı %10 ila %75, kesit kesme oranı %10 ila %59 arasındaki geniş değer aralıklarında değişiklik göstermekte olup, eğilme hakim davranış koşullarının göz önüne alınması durumunda bu parametreler için ilave bir sınırlama önerilmemiştir.

TBDY 2018’de kolonların LP ile sargılanarak güçlendirilmesi için ilgili bağıntılardan hesaplanan sargılanmış beton basınç dayanımının sargısız beton basınç dayanımının en az 1.2 katı olacak ($f_{cc}/f_{co} \geq 1.20$) şekilde sargılama tasarım limiti verilmektedir. Veri tabanındaki test kolonlarının %36’sında bu koşul sağlanmamasına rağmen eğilme hakim sünek davranış gözlemlenmiştir (Şekil 5.23). Söz konusu bu LP ile sargılama limitinin 1.10 değerine düşürüldüğü durumda veri tabanındaki kolonların sadece %8.75’inde bu değer sağlanmamaktadır. Veri tabanındaki güçlendirilmiş test kolonlarının eğilme hakim davranışları göz önüne alındığında, LP ile sargılanmış beton basınç dayanımının sargısız beton basınç dayanımının en az 1.10 katı olacak ($f_{cc}/f_{co} \geq 1.10$) şekilde sargılama tasarımının yapılması önerilebilmektedir. Sargılama limitindeki bu azaltma mevcut LP ile sargılama güçlendirme yönteminin tasarımına esneklik sağlayacaktır. Önerilen modellerin ve hasar limitlerinin geçerli olduğu LP ile sargılanmış kolonlar için sınırlar Tablo 5.4’de verilmiştir.



Şekil 5.23: LP ile sargılanmış/sargılanmamış beton basınç dayanımı oranına karşılık plastik dönme kapasitesi değerleri.

Tablo 5.4: Önerilen modellerin geçerlilik sınırları.

| LP ile Sargılanmış Kolon Modelleme Parametreleri İçin Önerilen Sınırlar | |
|---|-------------------------|
| Kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı | $2.5 \leq L_s/h$ |
| Çekme donatısı bindirme boyu | $40\phi \leq l_d$ |
| LP ile sargılanmış beton basınç dayanımı | $1.1f_{co} \leq f_{cc}$ |

Tablo 5.4’de verilen sınırları sağlayan LP ile sargılanmış kolonların yığılı plastik davranışının modellenmesinde, etkin akma momenti ve akma eğriliğinin belirlenmesi için gerçekleştirilen kesit analizlerinde, hesap pratikliği sağlayan iki doğrulu LP ile sargılanmış beton modeli kullanılabilir. Elde edilen moment eğrilik ilişkisinde ulaşılan en büyük moment değeri (moment dayanımı) kesitin etkin akma eğilme momenti olarak kabul edilebilir. Etkin akma eğriliği değeri olarak ise çekme donatısının akma şekildeğiştirmesine ulaştığı veya en dış beton basınç lifindeki birim şekildeğiştirme değerinin 0.002’ye ulaştığı noktalara karşılık gelen eğriliklerden en küçüğü kabul edilebilir. Deneysel veriler ile karşılaştırıldığında ampirik akma eğriliği bağıntılarının daha iyi tahmin sağladığı görüldüğünden, etkin akma eğriliği bu bağıntılar kullanılarak da elde edilebilir. Önerilen LP ile sargılanmış kesit etkin akma momenti ve akma eğriliği yaklaşımlarının matematiksel ifadeleri Denklem 5.14’te verilmiştir. Kesit etkin akma dönmesi ve ona bağlı hesaplanan etkin kesit rijitliği, önerilen parametreler göz önüne alınarak TBDY 2018 bağıntılarından hesaplanabilmektedir.

$$M_y \cong M_p$$

$$\varphi_y = \text{Min.} \left[\varphi_y(\varepsilon_y); \varphi_y(\varepsilon_{co} = 0.002) \right] \quad \text{veya} \quad \varphi_y = (L_s/h)^{0.25} \frac{\varepsilon_{sy}}{h} \quad (5.14)$$

LP ile sargılanmış eğilme hakim davranış sergileyen kolonların plastik dönme kapasiteleri sargılama rijitliği, eksenel yük oranı ve kesit kesme oranı parametreleri göz önüne alınarak Tablo 5.5'deki bağıntılardan hesaplanabilmektedir. Eleman kesme açıklığının kesit yüksekliğine oranına bağlı parçalı olarak verilen ikinci bağıntı veri tabanındaki kolonlar için istatistiksel olarak daha iyi plastik dönme kapasitesi tahminleri sağlamaktadır.

Tablo 5.5: Önerilen plastik dönme kapasitesi modelleri.

| LP ile Sargılanmış Kolonların Plastik Dönme Kapasitesi Modelleri | |
|--|--|
| $2.5 \leq L_s/h$ olan bütün kolonlar için | |
| Model 1 | $\theta_{p,mak.} = 0.025 + 0.04 \left(\frac{\kappa_e \rho_f E_f}{1000} \right)^{0.35} - 0.03 \left(\frac{N}{A_c f_{co}} \right)^3 - 0.09 \left(\frac{V}{A_c \sqrt{f_{co}}} \right)^{1.5} \text{ (rad)}$ |
| $2.5 \leq L_s/h < 4.5$ olan kolonlar için | |
| Model 2 | $\theta_{p,mak.} = 0.025 + 0.02 \left(\frac{\kappa_e \rho_f E_f}{1000} \right)^{0.35} - 0.04 \left(\frac{N}{A_c f_{co}} \right)^3 - 0.03 \left(\frac{V}{A_c \sqrt{f_{co}}} \right)^{1.5} \text{ (rad)}$ |
| | $4.5 \leq L_s/h$ olan kolonlar için |
| | $\theta_{p,mak.} = 0.025 + 0.04 \left(\frac{\kappa_e \rho_f E_f}{1000} \right)^{0.35} - 0.08 \left(\frac{N}{A_c f_{co}} \right)^3 - 0.01 \left(\frac{V}{A_c \sqrt{f_{co}}} \right)^{1.5} \text{ (rad)}$ |

Göçme öncesi (GÖ) hasar sınırı olarak Tablo 5.5'de verilen plastik dönme kapasitesi değerlerinin %80'i alınması durumu dikkate alındığında, yetersiz tahmin olasılığının %25'ten daha düşük olması sağlanmaktadır. Kontrollü hasar sınırı (KH) olarak göçme öncesi hasar sınırına karşılık gelen plastik dönme değerinin %75'i dikkate alınabilir. LP ile sargılanmış betonarme kolonlarda sınırlı hasar (SH) sınırına kadar olan bölge için plastik dönmeler oluşmasına izin verilmemesi önerilmektedir. Belirtilen LP ile sargılanmış betonarme kolon hasar sınırları Tablo 5.6'da verilmiştir.

Tablo 5.6: LP ile sargılanmış kolonlar için önerilen hasar sınırları.

| Hasar Sınırı | Plastik dönme değeri |
|-----------------|--|
| Sınırlı Hasar | $\theta_p^{SH} = 0$ |
| Kontrollü Hasar | $\theta_p^{KH} = 0.75 \theta_p^{(GÖ)}$ |
| Göçme Öncesi | $\theta_p^{(GÖ)} = 0.80 \theta_{p,mak.}$ |

5.4 LP ile Sargılanmış Kolon Testleri Veri Tabanı – Model Doğrulama

Önerilen LP ile sargılanmış kolon modelleme parametrelerine yönelik doğrulama çalışmaları için literatürden beş farklı çalışma incelenmiş ve toplam 18 test kolonundan oluşan deneme veri tabanı oluşturulmuştur. Buna ilave olarak güçlendirilmiş tam ölçekli test binasının önerilen modelleme parametreleri ile sayısal modeli oluşturulmuş ve gerçekleştirilen analiz sonuçları TBDY 2018 LP modelleme yaklaşımı ile elde edilen analitik sonuçlar ve deneysel olarak elde edilen davranış ilişkileri ile karşılaştırılmıştır.

5.4.1 Deneme Veri Tabanındaki Test Kolonlarının Özellikleri

LP ile sargılanmış kolon veri tabanından bağımsız olarak beş farklı kaynaktan derlenen ve deneme veri tabanında yer alan 18 test kolonunun; kaynağı, kolon adı ve uygulanmış LP sargılama ile ilgili değişkenler Tablo 5.7’de verilmiştir. Test kolonlarının davranışı açısından diğer önemli parametreler ise Tablo 5.8’de sunulmuştur. Test kolonlarının kesit oranları 1.0 ile 2.0 arasında, kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı ise 2.67 ile 6.40 arasında değişmektedir. Testlerde kullanılan betonların basınç dayanımları 10.5 MPa ile 50.7 MPa, donatı akma dayanımı 284 ile 559.5 MPa aralıklarında olup deneme veri tabanındaki betonarme malzemesinin değişkenliği açısından önemlidir.

Tablo 5.7: Deneme veri tabanı kolonların LP sargılama parametreleri.

| Referans | Kolon Adı | LP Türü | n_f | t_f (mm) | E_f (GPa) | ε_{fu} (%) | f_{cc}/f_{co} | Sargılama Rijitliği |
|--|----------------|-----------|-------|---------------|----------------|---------------------------|-----------------|------------------------|
| Demir vd. (2022) | RSP1-1F | Karbon LP | 1 | 0.166 | 240.00 | 1.8 | 1.31 | 0.30 |
| | RSP1-2F | Karbon LP | 2 | 0.166 | 240.00 | 1.8 | 1.63 | 0.61 |
| Jalalpour ve Alkhrdaji (2022) | CF_EG50-1_L | Cam LP | 1 | 1.020 | 26.68 | 1.8 | 1.09 | 0.20 |
| | CF_C200H-1_L | Karbon LP | 1 | 1.020 | 73.77 | 1.4 | 1.19 | 0.56 |
| | CF_EG50-2_H-BF | Cam LP | 2 | 1.020 | 26.68 | 1.8 | 1.09 | 0.41 |
| | CF_C400HM-1_H | Karbon LP | 1 | 2.030 | 98.18 | 1.1 | 1.19 | 1.49 |
| Juntanalikit vd. (2016) | CF_C200H-2_H | Karbon LP | 2 | 1.020 | 73.77 | 1.4 | 1.19 | 1.12 |
| | FS1L | Karbon LP | 6 | 0.167 | 235.00 | 1.7 | 1.46 | 1.59 |
| | FS2M | Karbon LP | 6 | 0.167 | 235.00 | 1.7 | 1.41 | 1.41 |
| Wang vd. (2018) | FS3S | Karbon LP | 6 | 0.167 | 235.00 | 1.7 | 1.49 | 1.41 |
| | L0-R | Karbon LP | 3 | 0.167 | 244.00 | 1.8 | 1.22 | 0.78 |
| Bousias vd. (2004) | L90-R | Karbon LP | 3 | 0.167 | 244.00 | 1.8 | 1.22 | 0.78 |
| | US-C2 | Karbon LP | 2 | 0.130 | 230.00 | 1.5 | 1.14 | 0.28 |
| | US-C5 | Karbon LP | 5 | 0.130 | 230.00 | 1.5 | 1.35 | 0.70 |
| | US-G5 | Cam LP | 5 | 0.170 | 70.00 | 3.1 | 1.28 | 0.28 |
| | UW-C2 | Karbon LP | 2 | 0.130 | 230.00 | 1.5 | 1.14 | 0.28 |
| | UW-C5 | Karbon LP | 5 | 0.130 | 230.00 | 1.5 | 1.35 | 0.70 |
| | UW-G5 | Cam LP | 5 | 0.170 | 70.00 | 3.1 | 1.28 | 0.28 |

Tablo 5.8: Deneme veri tabanı kolonların önemli parametreleri.

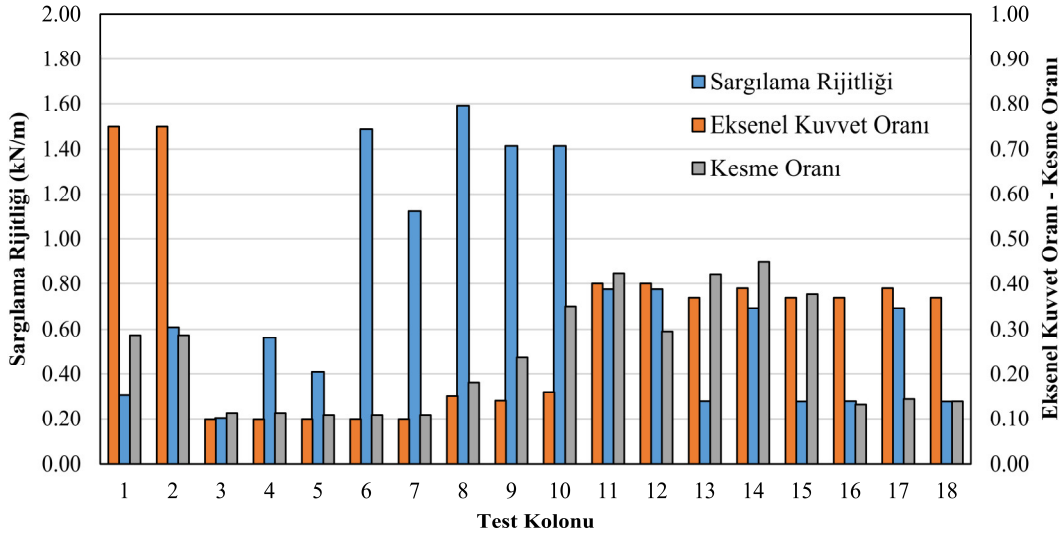
| Kolon Adı | Kesit Boyutları (mm) | Enkesit Oranı (h/b) | L_s/h | Boyuna ve Enine Donatılar | | f_{co} (MPa) | f_y (MPa) | n^a | v^b |
|-------------|----------------------|---------------------|---------|---------------------------|---------------|----------------|-------------|-------|-------|
| RSP1-1F | 300x300 | 1 | 3.33 | 10 ϕ 16 | ϕ 10/250 | 10.5 | 284.0 | 0.75 | 0.29 |
| RSP1-2F | 300x300 | 1 | 3.33 | 10 ϕ 16 | ϕ 10/250 | 10.5 | 284.0 | 0.75 | 0.29 |
| EG50-1_L | 305x305 | 1 | 4.92 | 4 ϕ 16 | ϕ 10/150 | 25.5 | 558.0 | 0.10 | 0.11 |
| C200H-1_L | 305x305 | 1 | 4.92 | 4 ϕ 16 | ϕ 10/150 | 25.5 | 558.0 | 0.10 | 0.11 |
| EG50-2_H-BF | 305x305 | 1 | 4.92 | 4 ϕ 16 | ϕ 10/150 | 50.7 | 558.0 | 0.10 | 0.11 |
| C400HM-1_H | 305x305 | 1 | 4.92 | 4 ϕ 16 | ϕ 10/150 | 50.7 | 558.0 | 0.10 | 0.11 |
| C200H-2_H | 305x305 | 1 | 4.92 | 4 ϕ 16 | ϕ 10/150 | 50.7 | 558.0 | 0.10 | 0.11 |
| FS1L | 350x250 | 1.4 | 5.86 | 12 ϕ 16 | ϕ 6/200 | 30.0 | 547.0 | 0.15 | 0.18 |
| FS2M | 350x250 | 1.4 | 4.49 | 12 ϕ 16 | ϕ 6/200 | 33.0 | 547.0 | 0.14 | 0.24 |
| FS3S | 350x250 | 1.4 | 3.14 | 12 ϕ 16 | ϕ 6/200 | 28.0 | 547.0 | 0.16 | 0.35 |
| L0-R | 450x300 | 1.28 | 2.67 | 8 ϕ 20 | ϕ 8/100 | 38.2 | 430.7 | 0.40 | 0.42 |
| L90-R | 300x450 | 1.28 | 4.00 | 8 ϕ 20 | ϕ 8/100 | 38.2 | 430.7 | 0.40 | 0.30 |
| US-C2 | 500x250 | 2 | 3.20 | 4 ϕ 20 | ϕ 8/200 | 18.1 | 559.5 | 0.37 | 0.42 |
| US-C5 | 500x250 | 2 | 3.20 | 4 ϕ 20 | ϕ 8/200 | 17.9 | 559.5 | 0.39 | 0.45 |
| US-G5 | 500x250 | 2 | 3.20 | 4 ϕ 20 | ϕ 8/200 | 18.7 | 559.5 | 0.37 | 0.38 |
| UW-C2 | 250x500 | 2 | 6.40 | 4 ϕ 20 | ϕ 8/200 | 18.1 | 559.5 | 0.37 | 0.13 |
| UW-C5 | 250x500 | 2 | 6.40 | 4 ϕ 20 | ϕ 8/200 | 17.9 | 559.5 | 0.39 | 0.14 |
| UW-G5 | 250x500 | 2 | 6.40 | 4 ϕ 20 | ϕ 8/200 | 18.7 | 559.5 | 0.37 | 0.14 |

^aKesit eksenel kuvvet oranı $n = N/(A_c f_{co})$

^bKesit kesme oranı $v = V/(A_c \sqrt{f_{co}})$

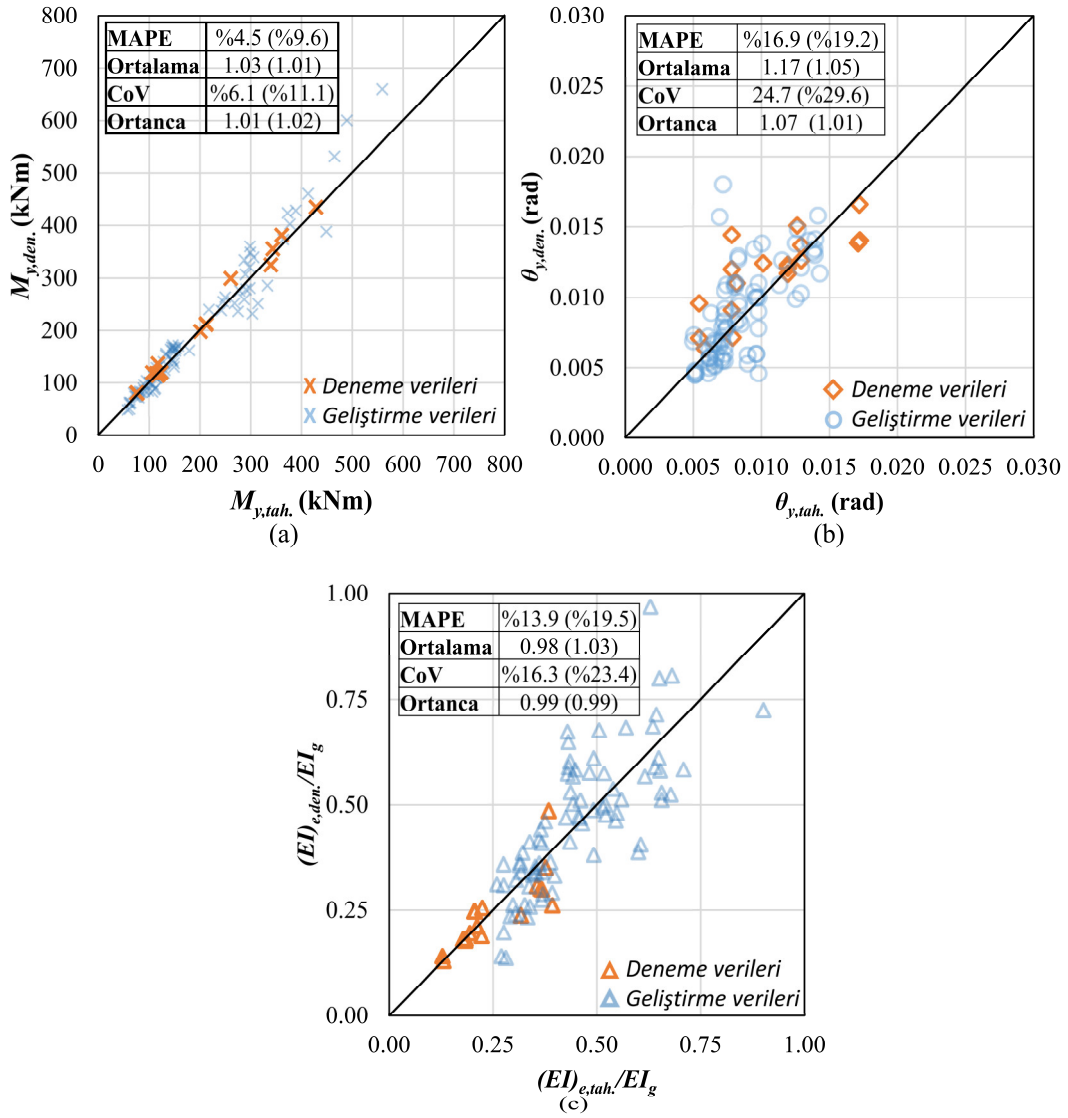
5.4.2 Önerilen Modelleme Parametrelerinin Değerlendirilmesi

Deneme veri tabanında yer alan test kolonlarının da Bölüm 5.1.2’de belirtildiği şekilde LP ile sargılanmış test kolonlarının deneysel yatay kuvvet - uç yerdeğiştirmesi ilişkileri dijitalleştirilmiş ve deneysel etkin akma dönmesi, akma momentine karşılık gelen kesme kuvveti, etkin kesit rijitliği ve en büyük plastik dönme değerleri elde edilmiştir. Farklı katman sayılarına, kalınlıklara ve mekanik özelliklere sahip Cam ve Karbon lifli polimer kompozitler ile sargılanmış test kolonlarının Tablo 5.8’de verilen sıralama göz önüne alınarak kesit eksenel kuvvet oranı (n), kesme oranı (v) ve sargılama rijitliği ($\kappa_e \rho_f E_f / 1000$) parametrelerinin sütun grafiği Şekil 5.24’de verilmiştir. LP ile sargılanmış kolon plastik dönme kapasitesinin hesaplanmasında göz önüne alınan bu parametrelerin deneme veri tabanındaki değişkenliğinin önerilen modelleme parametrelerinin değerlendirilmesi açısından yeterli olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 5.24: Model parametrelerinin dene veritabanı kolonlarındaki değerleri.

Deneme veri tabanında yer alan test kolonları için önerilen modelleme yaklaşımına göre akma noktası parametreleri, etkin kesit rijitliği ve plastik moment kapasiteleri için tahmin değerleri hesaplanmıştır. LP ile sargılanmış kolonların akma momenti ve karşılık gelen akma dönmesi ile bu iki parametreye bağlı olarak hesaplanan kesit etkin rijitliği oranı için deneysel/tahmin değerleri saçılım grafikleri Şekil 5.25’de sunulmuştur. Saçılım grafiklerine ilaveten hesaplanan istatistikler (MAPE, Ortalama, Ortanca, CoV), grafiklerde modelin geliştirildiği veri tabanına ait değerler ile birlikte verilmiştir. TBDY 2018 iki doğrulu LP ile sargılanmış beton modeli ile yapılan kesit hesabından elde edilen plastik moment dayanımı değerlerinin, deneme veri tabanındaki deneysel etkin akma momenti verileri ile oldukça uyumlu olduğu ve başarılı tahminler sağlandığı görülebilmektedir. Etkin akma dönmesine ait saçılım grafiği ve hesaplanan istatistikler değerlendirildiğinde, önerilen etkin akma eğriliği ifadesine bağlı hesaplanan etkin akma dönmelerinin iyi derecede tahmin edilebildiği %16.9 olarak hesaplanan ortalama mutlak hata yüzdesi değerinden söylenebilmektedir. Ortalama değerinin 1.17 olarak hesaplanması tahmin değerlerinin deneme veri tabanı verileri için kısmen konservatif kaldığını göstermektedir. Bu iki etkin akma noktasına karşılık gelen parametreler ile hesaplanan kesit etkin rijitliği oranı parametresinin de iyi düzeyde tahmin edilebildiği, model geliştirme veritabanı için hesaplanan değerlere göre daha düşük hesaplanan istatistikler ve verilerin saçılımından görülebilmektedir. Deneme veritabanı ile yapılan değerlendirme sonucunda kolon davranışının doğrusal olarak kabul edilen bölgesinin önerilen modelleme yaklaşımı ile yeterli bir şekilde modellenildiği ortaya konulmuştur.



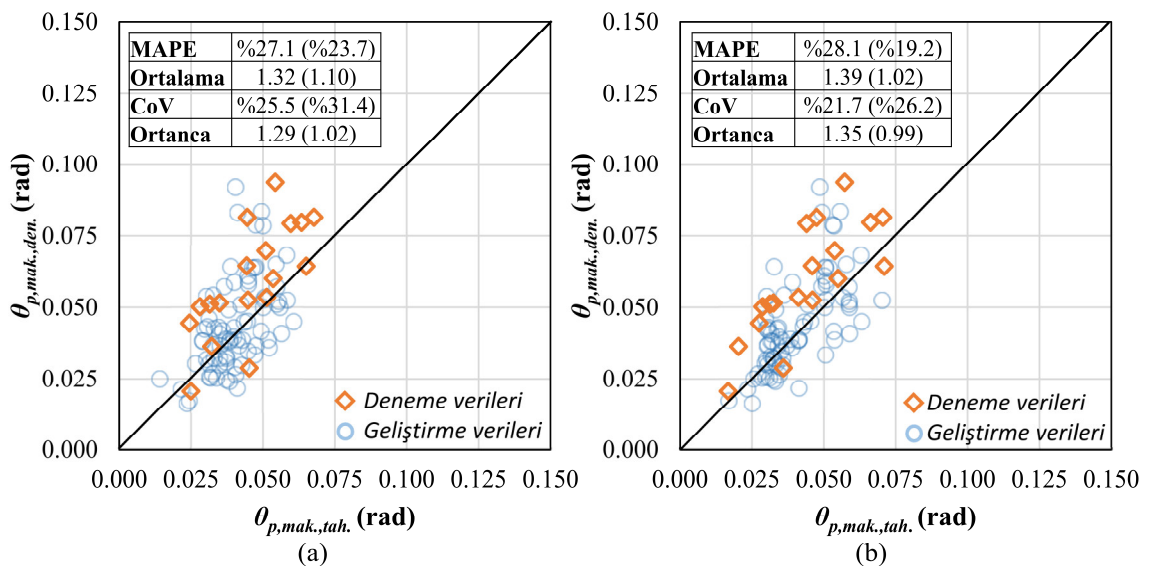
Şekil 5.25: a) Etkin akma momenti b) etkin akma dönmesi c) etkin/brüt kesit rijitliği tahminlerinin deneme veri tabanı ile karşılaştırılması.

LP ile sargılanmış kolon plastik dönme kapasitesinin tahminine yönelik geliştirilen her iki model ile hesaplanan plastik dönme değerleri, deneme veri tabanının deneysel verileri ile Şekil 5.26'da verilen saçılım grafiği ve hesaplanan istatistikler ile karşılaştırılmıştır. Modeller ile yapılan tahmin değerlerinin ortalama mutlak yüzde hata değerleri (MAPE) geliştirme veritabanından hesaplanan değerlere göre Model-1 için %3.4 ve Model-2 için %8.9 daha büyük olarak hesaplanmıştır. Tahmin başarısındaki bu kısmi zayıflamalara rağmen her iki modelinde kabul edilebilir düzeyde tahmin sağladığı söylenebilmektedir. Özellikle Model-1 tahmin verileri için gözlemlenen %3.4 sapma, ampirik olarak geliştirilen bir model için oldukça kabul edilebilir düzeydedir. Her iki model için hesaplanan deney/tahmin değerleri ortalamasının 1.0 den daha büyük olması deneme veri tabanı için elde edilen tahminlerin görece konservatif olduğunu göstermektedir.

Deney/tahmin verilerinin deneme veri tabanı için değişkenlik katsayılarının (CoV) daha düşük elde edilebilmesi modellerin genelleştirilebilmesi açısından önemli bir göstergedir. Her iki model için de ortanca değerlerinin 1.0'den yüksek elde edilmesi deneme veri tabanındaki dağılımların geliştirme veri tabanındaki dağılımdan farklı olduğunun göstergesi olarak değerlendirilmektedir.

5.4.3 LP ile Sargılanmış Kolon Modelleri ile Deneysel Davranışların Karşılaştırılması

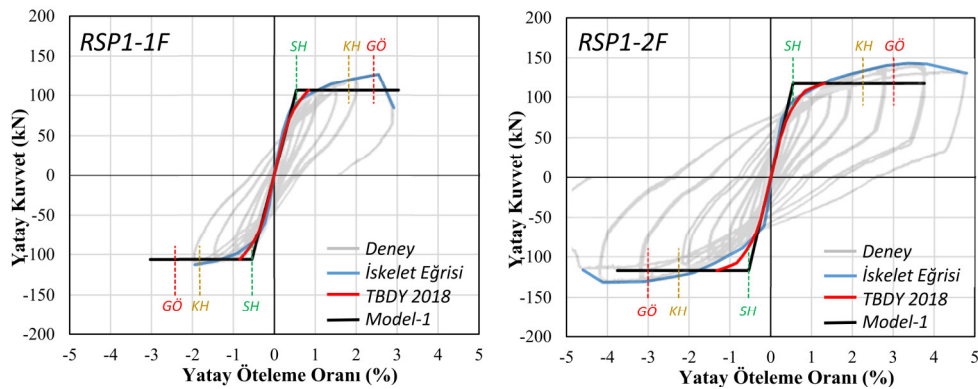
Önerilen modelleme yaklaşımı ile elde edilen tahmin değerlerinin deneme veri tabanından elde edilen deneysel verilerle istatistiksel olarak karşılaştırılması neticesinde önerilen modelleme yaklaşımının kabul edilebilir düzeyde tahminler sağladığı görülmüştür. İstatistiksel karşılaştırmaya ek olarak, deneme veri tabanındaki her bir test kolonunun yatay kuvvet-uç ötelemesi ilişkileri üzerinde oluşturulan iki doğrulu davranış modelleri ile temsil edilebilirliğinin değerlendirilmesi gerçekleştirilmiştir. İki doğrulu davranış modellerinin oluşturulmasında, kolon plastik dönme kapasitesi değeri olarak istatistiksel anlamda kısmen daha başarılı olan Model-1 ile elde edilen değerler kullanılmıştır. Kolon davranışlarının performans değerlendirilmesinde kullanılmak için önerilen hasar sınırları iki doğrulu davranış modeli üzerinde işaretlenmiştir. Bunlarla birlikte, TBDY 2018 iki doğrulu LP ile sargılanmış beton modelinin kullanıldığı yığılı plastik bölge modellemesi ile her bir test kolonunu için gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizlerinden elde edilen davranışlar da modelleme yaklaşımlarının karşılaştırılması amacıyla oluşturulan grafiklerde sunulmuştur.



Şekil 5.26: a) Model-1 b) Model-2 ile elde edilen plastik dönme tahminlerinin deneme veri tabanı ile karşılaştırılması.

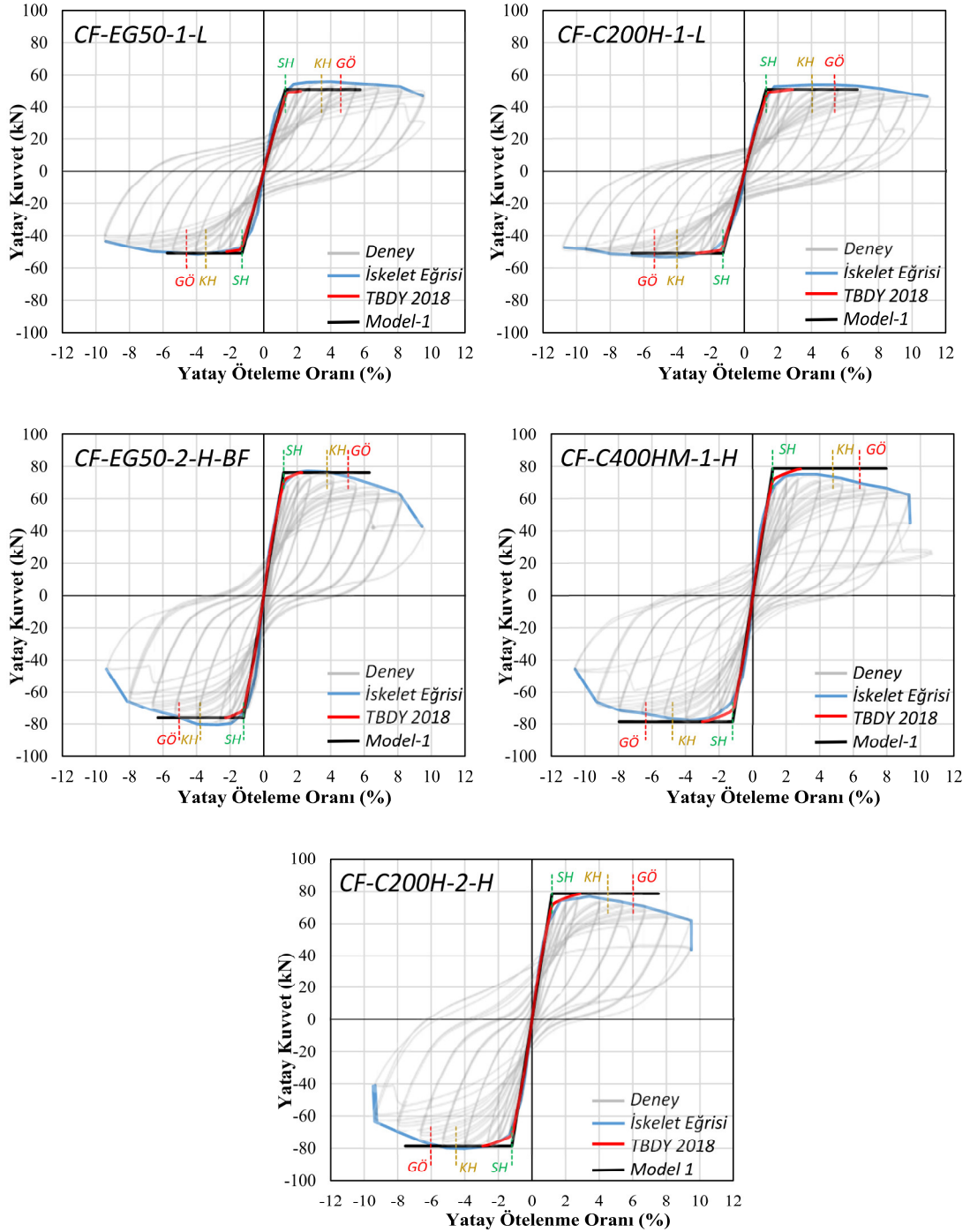
Demir ve diğeri (2022) tarafından gerçekleştirilen iki LP ile sargılanmış kolon testine ait yatay kuvvet – uç öteleme oranı ilişkisi ve ilgili kolonlara ait oluşturulan modeller Şekil 5.27’de verilmiştir. İki doğrulu davranış modeli ile test kolonlarının doğrusal davranış bölgesindeki yatay rijitliğin oldukça uyumlu olmasına rağmen, RSP1-1F ve RSP1-2F kolon testlerinin itme adımında ulaşılan yatay yük kapasiteleri sırasıyla yaklaşık %16 ve %28 daha düşük tahmin edilmiştir. Her ne kadar modellemenin en büyük plastik dönme değeri deneysel olarak %20 dayanım kaybının gözlemlendiği öteleme oranından büyük olsa da, Göçme Öncesi (GÖ) hasar sınırı RSP1-1F kolonunun ulaştığı en büyük öteleme oranı değerinden daha küçük olduğu görülebilmektedir. RSP1-1F kolonunda %3 öteleme oranında göçme durumu gerçekleştiği için çekme adımında en büyük öteleme oranı değerine ulaşamamıştır. RSP1-2F kolon testinin itme ve çekme adımlarında modellemenin en büyük öteleme oranı değeri deneysel en büyük öteleme oranı değerlerinden daha küçüktür. TBDY 2018 beton modeli ile elde edilen analitik davranışın deneysel davranışa göre konservatifiği göz önüne alındığında önerilen modelleme yaklaşımı ile oluşturulan iki doğrulu davranış modellerinin ilgili test kolonları için kabul edilebilir oldukları söylenebilmektedir.

Jalalpour ve Alkhrdaji (2022) tarafından gerçekleştirilen farklı LP ile sargılama rijitlikleri ve beton basınç dayanımına sahip kolon testlerine ait deneysel davranışlar ve oluşturulan davranış modelleri Şekil 5.28’de sunulmuştur. Her iki davranış modelleriyle bütün test kolonlarının davranışlarının doğrusal kabul edilen bölgelerinin yatay öteleme rijitliği oldukça uyumludur. Modellerin etkin akma noktasına karşılık gelen kuvvet değerleri ile deneysel davranışların hem itme hem de çekme adımlarındaki yatay yük kapasiteleri arasındaki fark bütün kolonlar için ihmal edilebilir düzeydedir. TBDY 2018 beton modeli ile elde edilen analitik davranışların yatay öteleme kapasitesi açısından oldukça konservatif



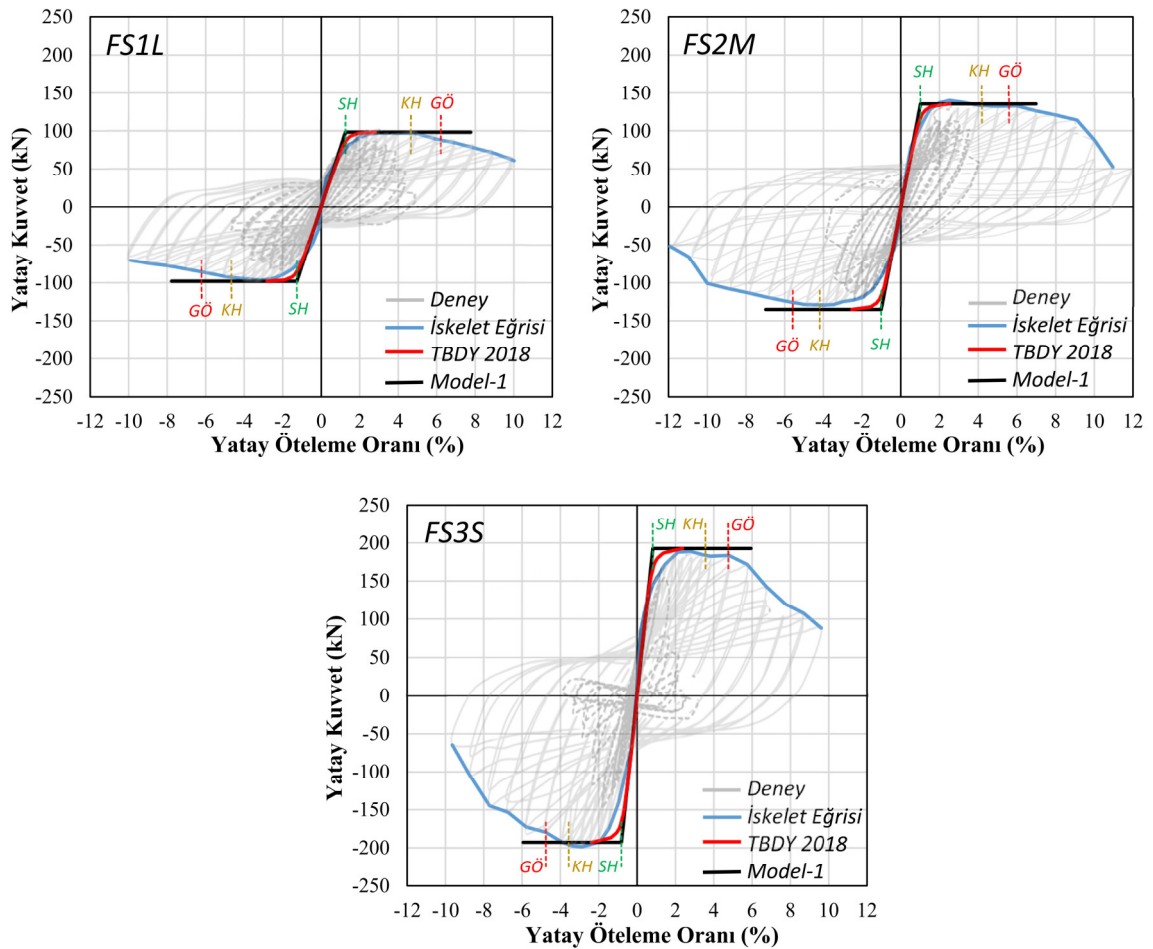
Şekil 5.27: Demir ve diğeri (2022) kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması.

kaldığı grafiklerden görülebilmektedir. İki doğrulu modellemenin en büyük yatay öteleme değerleri ise bütün test kolonları için deneysel olarak ulaşılan en büyük öteleme oranlarından veya %20 dayanım kaybına karşılık gelen öteleme oranı değerlerinden küçüktür. Deneysel davranışlar ve davranış modellerinin karşılaştırılması neticesinde iki doğrulu modelleme yaklaşımının güvenli olarak LP ile sargılanmış test kolonlarının davranışlarını başarılı bir şekilde temsil edebildiği görülmüştür.



Şekil 5.28: Jalalpour ve Alkhrdaji (2022) test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması.

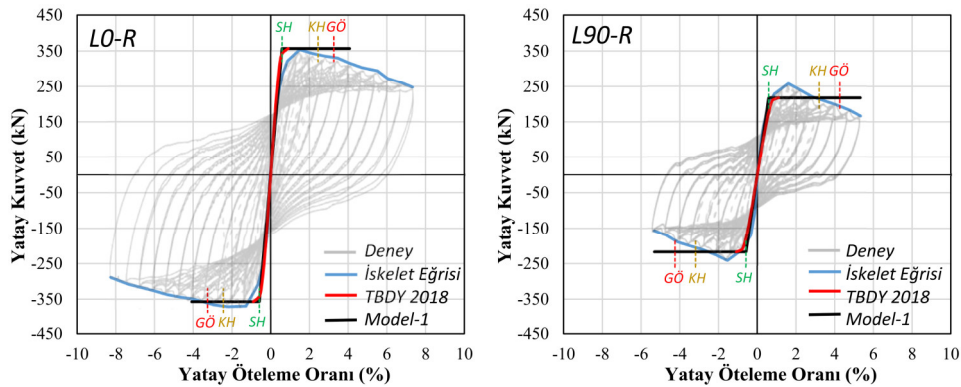
Juntanalikit ve diğerleri (2016) tarafından farklı kesme açıklıklarına sahip LP ile sargılanmış kolon testlerinin deneysel davranışları ve bu test kolonları için oluşturulan davranış modelleri Şekil 5.29’da karşılaştırılmaktadır. Bütün test kolonlarının başlangıç yatay öteleme rijitlikleri modellemeler ile oldukça uyumlu olmasına rağmen özellikle FS3S kolonu olmak üzere artan yerdeğiştirmeler ile rijitlikteki azalış modellemelerde yakalanamamaktadır. Bütün test kolonlarının itme ve çekme yükleme doğrultularındaki yatay yük kapasiteleri ile modellerin etkin akma momentine karşılık gelen kuvvet değerleri birbirlerine oldukça yakındır. FS2M dışındaki diğer iki test kolonlarının %20 dayanım kaybına karşılık gelen öteleme oranı değerleri ile iki doğrulu modellemenin en büyük öteleme oranı değeri arasındaki fark oldukça küçüktür. FS2M test kolonu için ise bu değer deneysel %20 dayanım kaybı öteleme oranından yaklaşık %23 daha küçüktür. TBDY 2018 beton modeli ile elde edilen davranışın bu test kolonları için de oldukça konservatif kaldığı, iki doğrulu davranış modelinin ise oldukça iyi tahmin sağladığı karşılaştırmalardan görülebilmektedir.



Şekil 5.29: Juntanalikit ve diğerleri (2016) test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması.

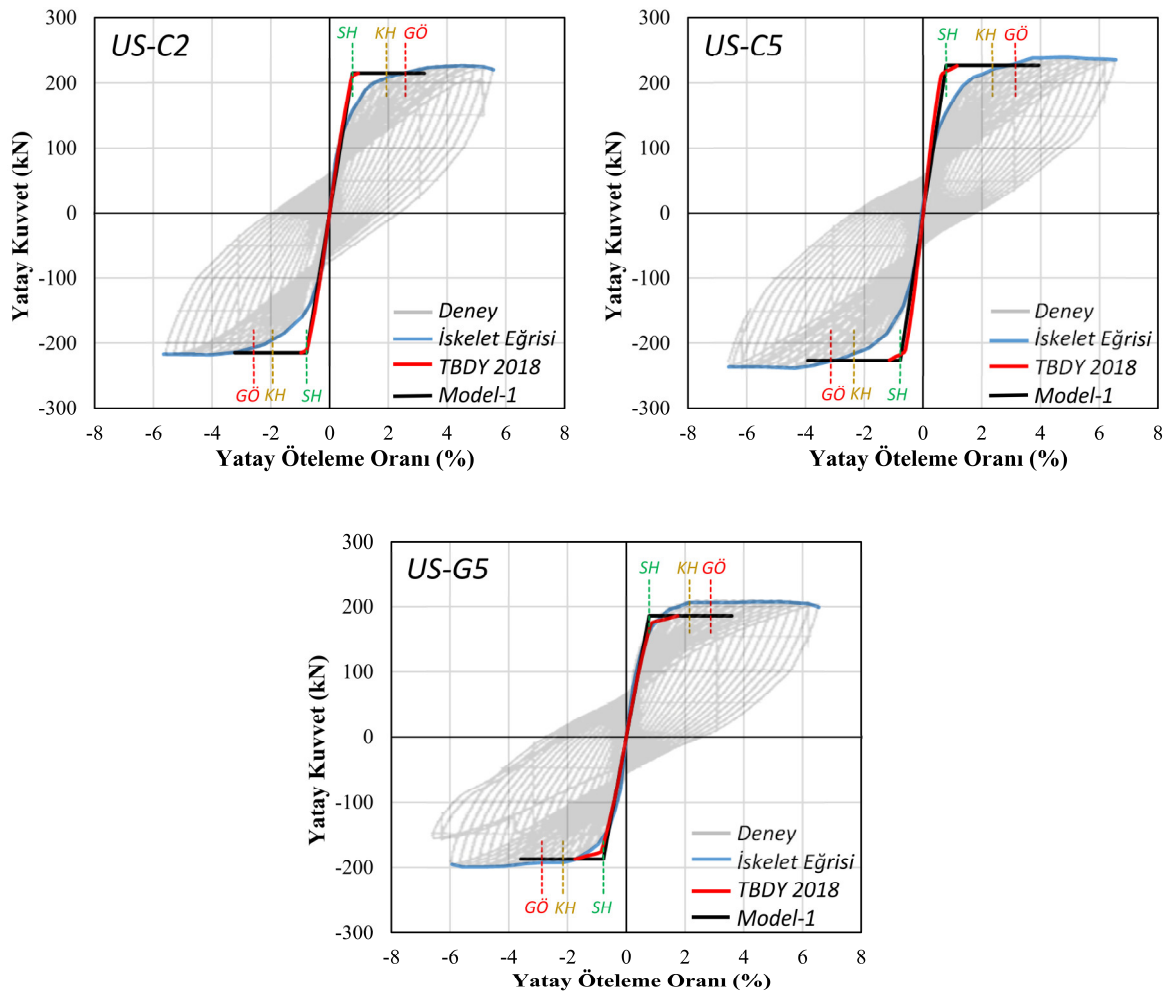
Wang ve diğerleri (2018) aynı özelliklere sahip LP ile sargılanmış kesitin kuvvetli ve zayıf eksenleri doğrultusundaki yüklemeler şeklinde gerçekleştirilen iki kolon testine ait deneysel davranışlar ve oluşturulan davranış modelleri Şekil 5.30’da sunulmuştur. Her iki test kolonu içinde, doğrusal kabul edilen bölgedeki deneysel davranışlar ile model doğrusal bölgeleri birbirleri ile oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. L0-R test kolonu için yatay yük kapasitesi modeller ile başarılı bir şekilde tahmin edilmekteyken, zayıf eksen doğrultusunda yüklenen L90-R kolonu için yaklaşık %16 daha düşük tahmin edilmiştir. Deneysel olarak %20 dayanım kaybının söz konusu olduğu öteleme oranı iki doğrulu modellemenin en büyük öteleme değerinden; L0-R kolonu için %30 daha fazla, L90-R kolonu için ise %48 daha düşüktür. L90-R kolonu için söz konusu olan bu güvensizlik durum incelendiğinde, kolon testinin model en büyük öteleme oranı değerine (%5.31) kadar devam ettirildiği ve deneydeki en büyük yatay yük değerinden sonra gözlenen dayanım kaybının kademeli olarak (doğrusal azalım) gerçekleştiği görülebilmektedir. Dayanımdaki bu kademeli düşüşün nedeninin elemandaki hasardan bağımsız ikinci mertebe etkiler nedeniyle kaynaklanma ihtimali göz önüne alınırsa iki doğrulu modellemenin daha büyük ötelemeye ulaşmasının güvensizlik durumu yarattığı tartışmalıdır. Bu nedenle iki doğrulu modelleme yaklaşımının her iki kolon testi içinde kabul edilebilir davranışlar sağladığı öngörülmektedir.

Bousias ve diğerleri (2004) tarafından test edilen üç adet kuvvetli eksen doğrultusunda ve üç adet zayıf eksen doğrultusundaki LP ile sargılanmış kolonların deneysel davranışları ve oluşturulan modelleme davranışları Şekil 5.31 ve Şekil 5.32’de sunulmuştur. Kuvvetli eksen etrafında eğilen kolonlarda başlangıç yatay öteleme rijitliği modeller ile uyumlu iken artan çevrimsel yükleme adımları ile deneysel olarak yatay rijitlikte azalım gözlemlendiği

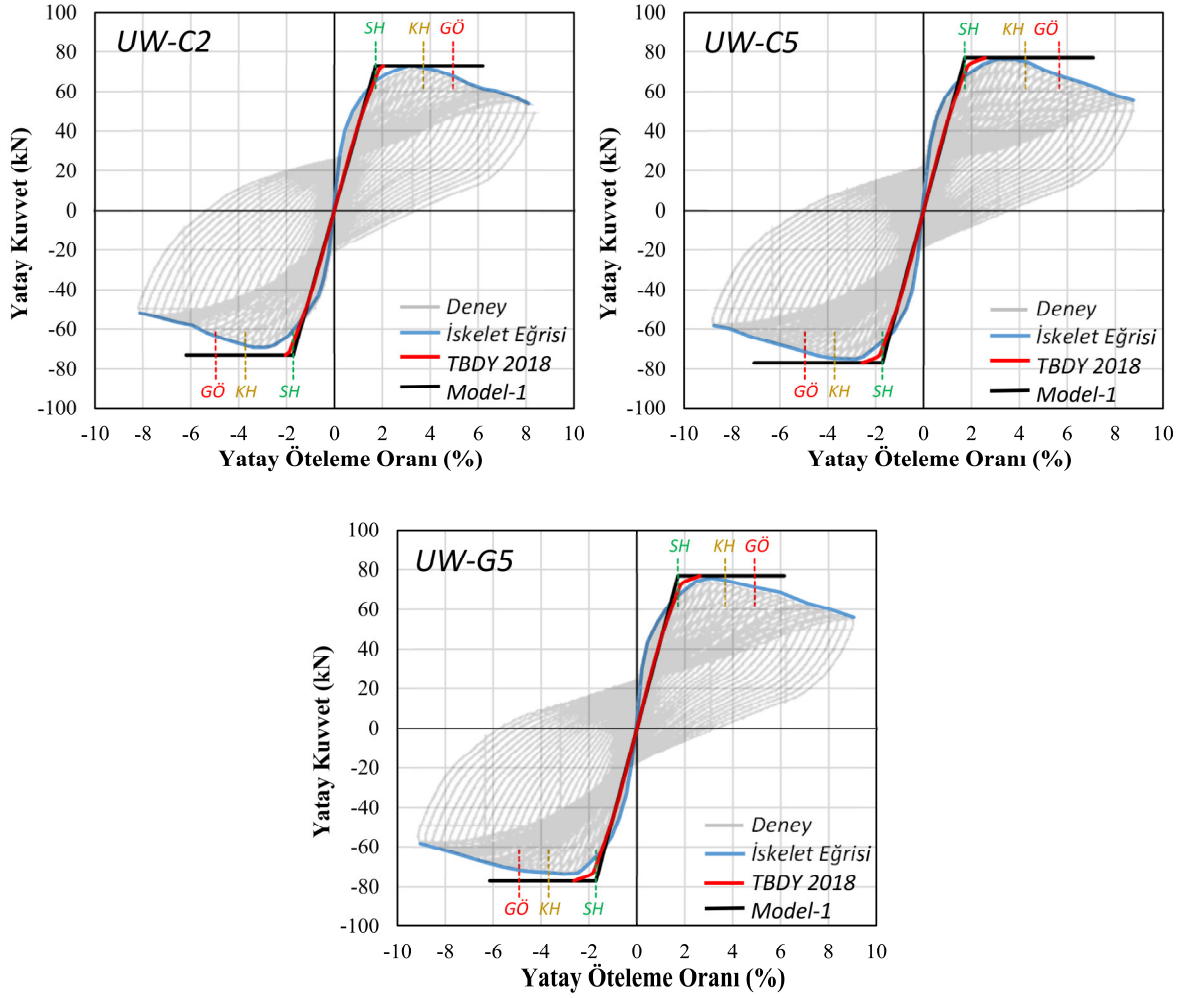


Şekil 5.30: Wang ve diğerleri (2018) test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması.

ve bu rijitlik azalınının özellikle US-C2 ve US-C5 kolonları için modelleme yaklaşımları ile yakalanamadığı görülmektedir. Zayıf eksen etrafında eğilen kolon testleri için ise modelleme davranışlarının başlangıç yatay öteleme rijitliği daha düşük olarak tahmin edilse bile, artan yükleme adımlarındaki deneysel yatay rijitlik azalımı nedeni ile doğrusal bölgenin rijitliğinin modelleme doğrusal bölgesi ile uyumlu olduğu kabul edilebilmektedir. Test kolonlarının yatay yük kapasitelerinin modelleme yatay yük kapasitesi ile farkları ihmal edilebilir düzeyde kalmaktadır. Bütün test kolonları için iki doğrulu modellemenin en büyük yatay öteleme değerleri, deneysel olarak ulaşılan en büyük öteleme değerinden veya %20 dayanım kaybına karşılık gelen öteleme değerlerinden güvenli olarak daha düşük kalmaktadır. Bu nedenle Bousias vd. (2004) tarafından test edilen 6 test kolonu için de önerilen iki doğrulu modelleme yaklaşımı kabul edilebilir bir doğrusal olmayan davranış modeli sağlamaktadır.



Şekil 5.31: Bousias ve diğerleri (2004) kuvvetli eksen etrafında eğilen test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması.



Şekil 5.32: Bousias ve diğerleri (2004) zayıf eksen etrafında eğilen test kolonları model ve deneysel davranış karşılaştırması.

Deneme veri tabanı üzerinde gerçekleştirilen doğrulama çalışmaları neticesinde, önerilen iki doğrulu doğrusal olmayan davranış modelinin göz önüne alınan bütün LP ile sargılanmış test kolonları için genel olarak başarılı olduğu ortaya konmuştur. Kolon testleri deneme veri tabanı ile birlikte geliştirilen iki doğrulu modelin değerlendirilmesinde güçlendirilmiş tam ölçekli binanın deneysel davranışı da göz önüne alınmıştır. Birbirinden farklı doğrusal olmayan davranışlara sahip kolonların davranışlarının birbirleri ile etkileşiminin sonucu olarak test binasının global davranışı, önerilen modelin değerlendirilmesi ve genelleştirilmesi açısından çok önemli bir doğrulama çalışması olduğu düşünülmektedir.

Analitik çalışmalar kapsamında oluşturulan test binasının sayısal modelinde, önerilen LP ile sargılanmış kolon modelleri moment-dönme plastik mafsalları olarak tanımlanmıştır. Bu amaçla öncelikle her bir LP ile sargılanmış kolon kesitinin TBDY 2018 iki doğrulu

beton modeli kullanılarak kesit hesabı gerçekleştirilmiş ve elde edilen eğilme momenti dayanımları kesitlerin etkin akma momentleri olarak kabul edilmiştir. Kesit hesaplarında ve aksel yük oranlarının belirlenmesinde düşey yükler altında gerçekleştirilen analiz sonucu elde edilen kolon aksel kuvvetleri kullanılmıştır. Etkin akma eğriliği için önerilen ampirik ifadeden (Denklemler 5.14) elde edilen değerler kullanılarak, TBDY 2018’de verilen bağıntıyla kolonların etkin akma dönmeleri hesaplanmıştır. Hesaplanan etkin akma momentleri ve akma dönmeleri, etkin kesit eğilme rijitliklerinin hesabında dikkate alınmış ve daha sonra bu değerler kolonların brüt kesit eğilme rijitliklerine bölünerek etkin kesit rijitlik oranları belirlenmiştir. Bu oranlar sayısal bina modelinin kolon çubuk elemanlarının eğilme rijitliklerinin azaltılmasında göz önüne alınmıştır. Yükleme doğrultusunun her iki yönü içinde simetrik olarak kabul edilen kolonların iki doğrulu davranış modelinin plastik dönme kapasiteleri değerleri önerilen Model-1 ve Model-2 için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Bu modellerde dikkate alınan kesit kesme oranı parametrelerinin hesabında, güçlendirilmemiş bina modelinde gerçekleştirilen analizlerden elde edilen kolon kesme kuvvetleri kullanılmıştır. Güçlendirilmiş test binasının kolonları için hesaplanan LP ile sargılanmış kolon modelleme parametrelerinin değerleri Tablo 5.9’da verilmiştir.

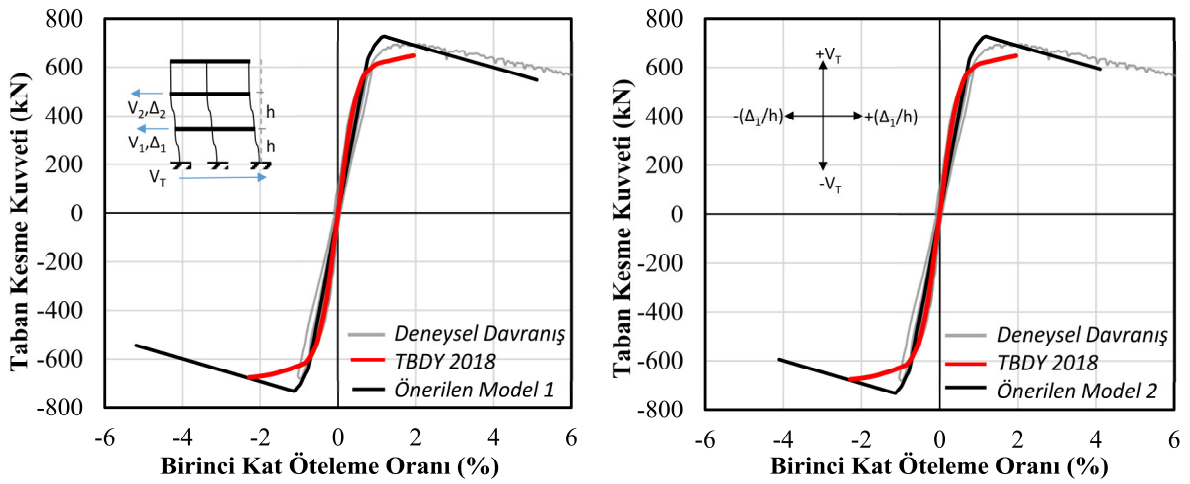
LP ile sargılanmış birinci ve ikinci kat kolonları için tanımlanan iki doğrulu davranış modeline sahip plastik mafsallar, kolon çubuk elemanlarının alt ve üst uçlarına atanmıştır. LP ile sargılanmış kolonlara plastik mafsalların atanması sonrasında, binanın itme ve çekme doğrultularında artımsal itme analizi ikinci mertebe etkiler de dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen analizler sonucunda elde edilen kat kesme kuvvetleri ve kat yerdeğiştirmelerinden güçlendirilmiş binanın analitik doğrusal olmayan davranış ilişkileri elde edilmiştir.

Tablo 5.9: Güçlendirilmiş test binasının kolonlarının modelleme parametreleri.

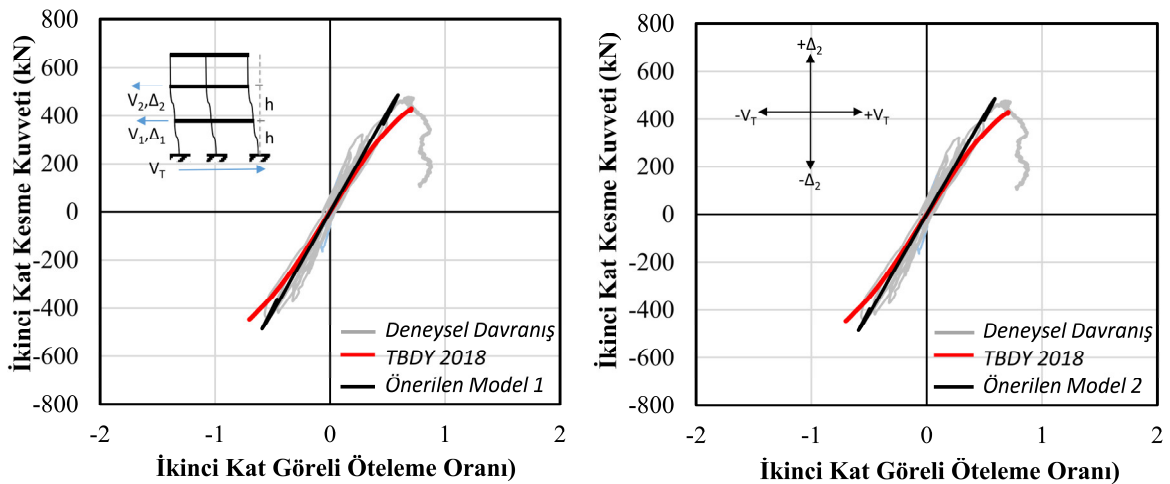
| Kat | Kolonlar | M_y (kNm) | φ_y (1/m) | θ_y (rad) | $EI_c/(EI)$ | n | ν | LP Rijitlik | $\theta_{p,M1}$ (rad) | $\theta_{p,M2}$ (rad) | $\theta_{u,M1}$ (rad) | $\theta_{u,M2}$ (rad) |
|-----|--------------|----------------|----------------------|---------------------|-------------|------|-------|----------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | S101 ve S104 | 160 | 0.007 | 0.006 | 0.26 | 0.23 | 0.26 | 1.27 | 0.056 | 0.042 | 0.063 | 0.049 |
| | S102 ve S105 | 110 | 0.013 | 0.009 | 0.31 | 0.45 | 0.17 | 1.27 | 0.059 | 0.060 | 0.069 | 0.070 |
| | S103 ve S106 | 190 | 0.007 | 0.006 | 0.31 | 0.47 | 0.32 | 1.27 | 0.049 | 0.037 | 0.055 | 0.044 |
| 2 | S201 ve S204 | 137 | 0.013 | 0.009 | 0.38 | 0.14 | 0.18 | 0.76 | 0.054 | 0.060 | 0.064 | 0.070 |
| | S202 ve S205 | 96 | 0.013 | 0.009 | 0.27 | 0.30 | 0.12 | 0.76 | 0.057 | 0.059 | 0.066 | 0.068 |
| | S203 ve S206 | 164 | 0.013 | 0.009 | 0.46 | 0.32 | 0.20 | 0.76 | 0.053 | 0.058 | 0.062 | 0.067 |

Güçlendirilmiş test binasının %6 birinci kat öteleme oranına kadarlık deneysel taban kesme kuvveti–birinci kat öteleme oranı ilişkisi ile önerilen modeller ile gerçekleştirilen doğrusal olmayan analiz davranış ilişkileri Şekil 5.33’de sunulmuştur. TBDY 2018 LP ile sargılanmış beton modelinin kullanıldığı yığılı plastik bölge modellemesi ile yapılan analizlerden elde edilen davranış ilişkileri de bu şekillerde verilmiştir. Deneysel ve analitik davranışlar incelendiğinde önerilen modeller ile elde edilen davranışın başlangıç rijitliğinin, deneysel ve TBDY 2018’e göre elde edilen davranışa kıyasla kısmen daha düşük olduğu görülebilmektedir. Başlangıç rijitliğinin düşük olmasına rağmen elde edilen analitik davranışların, %0.9 öteleme oranı yükleme çevrimindeki yatay rijitlik ile uyumlu olduğu ve bu nedenle deneysel davranışın doğrusal olarak kabul edilebilecek bölge için geçerli oldukları söylenebilmektedir. Önerilen modeller ile elde edilen davranışın yatay kuvvet kapasiteleri yaklaşık olarak deneysel yatay yük kapasitesinden %4 daha büyük elde edilmiştir. Deneysel davranış yaklaşık %1.7 öteleme adımıyla yatay yük kapasitesine ulaşmaktayken modeller ile elde edilen davranışta yaklaşık %1.2 birinci kat öteleme oranında kapasiteye ulaşılmakta ve bu değer sonrasında ikinci merteye etkiler nedeni ile dayanımda kademeli azalma başlamaktadır. Analitik davranışlardaki ikinci merteye etkilerle kademeli dayanım azalımı ile deneysel davranışta gözlemlenen yatay yük düşüşünün eğimi birbirine yaklaşıktır. Deneysel davranış bu kademeli dayanım kaybı ile birlikte yaklaşık %15 öteleme oranına kadar devam etmesine rağmen, analitik davranışlar Model-1 için %5.1 ve Model-2 için %4.1 birinci kat öteleme oranlarında S103 ve S106 kolonlarında tanımlı plastik mafsalların dönme kapasitelerine ulaşması ile sonlanmaktadır. %5.1 öteleme oranı değerinde ikinci merteye etkileri ile analitik davranıştaki yatay yük değerindeki en büyük düşme yaklaşık %25 olarak hesaplanmıştır. Aynı öteleme oranında deneysel davranıştaki yatay yük düşüşü yaklaşık olarak %15’tir. TBDY 2018 modelleme yaklaşımı ile elde edilen davranışla karşılaştırıldığında önerilen iki doğrulu modelleme ile elde edilen davranışların, deneysel davranışla daha uyumlu tahminler sağladığı görülebilmektedir. İki doğrulu davranış modeli plastik dönme kapasitesine ulaşmasına rağmen deneysel davranışın çok daha büyük öteleme adımlarına kadar devam edebilmesinin ana nedeni; deneysel olarak test binasına monotonik artımsal itme yüklemesi uygulanmaktayken, önerilen modelin geliştirildiği kolon deneylerinin tamamının çevrimsel yatay yükleme şeklinde gerçekleştirilmesi olduğu öngörülmektedir. Buna ilaveten geliştirilen veritabanındaki birçok kolon testinde, plastik dönme kapasitesinin deneyde dayanım kaybı gözlenmeden ulaşılan en büyük yerdeğiştirme değerine bağlı olarak elde edilmesinin de önerilen modele konservatiflik sağladığı göz ardı edilmemelidir.

Test binasının ikinci katına ait deneysel ve analitik kat kesme kuvveti-görelî kat ötelemesi ilişkileri Şekil 5.34’de verilmiştir. Test binasının deneysel ve analitik olarak yatay yük kapasitesine ulaştığı noktaya ait kat kesme kuvvetleri ve görelî kat ötelemeleri değerleri Tablo 5.10’da sunulmuştur. Davranış ilişkilerinden ve Tablo 5.10’daki değerlerden, önerilen modeller ile gerçekleştirilen analiz sonuçlarının ikinci kat için de deneysel verilerle oldukça uyumlu olduğu görülebilmektedir. İkinci kat davranışında gözlemlenen yatay rijitlik farklı TBDY 2018’e göre gerçekleştirilen analizdeki gibi modellemede doğrusal davranan elemanlara tanımlanan kesit etkin rijitlik çarpanlarından kaynaklanmaktadır. Birinci ve ikinci katlardaki deneysel ve analitik davranışlardaki uyum, bina global davranışı olarak göz önüne alınan taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi ilişkisinde de yansımaktadır (Şekil 5.35).



Şekil 5.33: Önerilen modellere göre elde edilmiş analitik sonuçların birinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması.

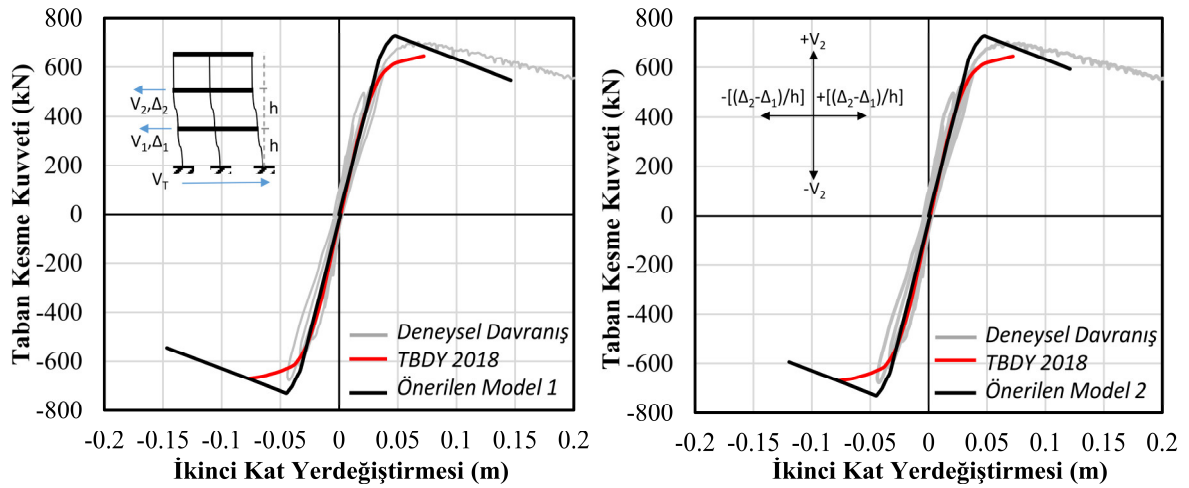


Şekil 5.34: Önerilen modellere göre elde edilmiş analitik sonuçların ikinci kat deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması.

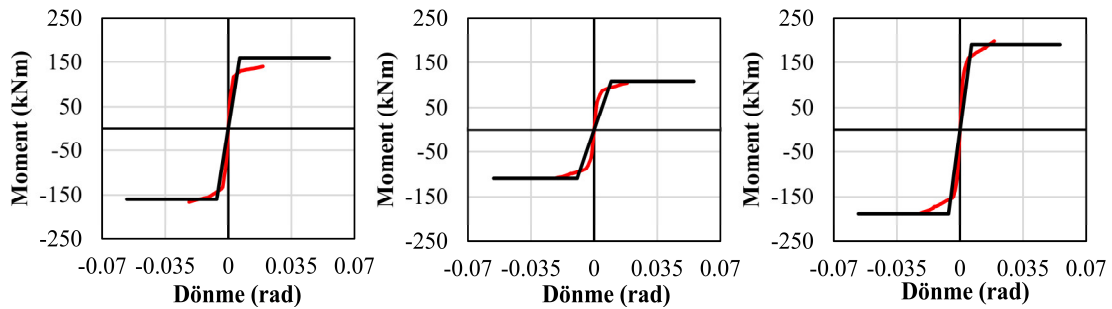
Tablo 5.10: Güçlendirilmiş test binasının birinci ve ikinci katlarına ait deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırılması.

| Kat | Deneysel | | TBDY 2018 | | Analitik – Model 1&2 | |
|---------|----------------------|--|----------------------|--|----------------------|--|
| | $V_{i,mak.}$ (kN) | $(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ (%) | $V_{i,mak.}$ (kN) | $(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ (%) | $V_{i,mak.}$ (kN) | $(\Delta_i - \Delta_{i-1})/h_i$ (%) |
| Birinci | 702 | 1.74 | 644 | 1.96 | 727 | 1.19 |
| İkinci | 474 | 0.68 | 423 | 0.70 | 485 | 0.59 |

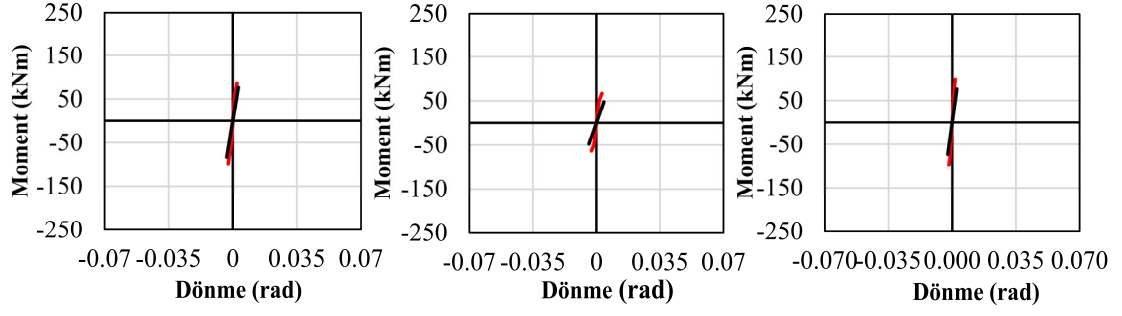
Model-1 ile oluşturulan iki doğrulu kolon davranış modeli ve TBDY 2018 modelleme yaklaşımı ile yapılan analiz sonuçlarından elde edilen birinci kat ve ikinci kat için kolon davranışları Şekil 5.36 ve Şekil 5.37’de verilmiştir. Birinci kattaki LP ile sargılanmış kolon davranışları TBDY 2018 modelleme yaklaşımı ile deformasyon kapasitesi açısından oldukça konservatif kalmaktayken, Model-1 ile elde edilen kolon davranışlarının daha büyük süneklığe sahip olduğu görülebilmektedir. Bununla birlikte, ikinci kat kolonları her iki modelleme yaklaşımına göre de doğrusal davranış sergilemektedir.



Şekil 5.35: Önerilen modellere göre elde edilmiş analitik bina davranışlarının deneysel davranış ilişkileri ile karşılaştırılması.



Şekil 5.36: Önerilen modellere göre LP ile sargılanmış birinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi.



Şekil 5.37: Önerilen modellere göre LP ile sargılanmış ikinci kat kolonların teorik moment dönme ilişkisi.

TBDY 2018 beton modeli ile elde edilen analitik davranışlar hem deneme veri tabanındaki test kolonları hemde tam ölçekli test binası için en büyük öteleme oranları açısından oldukça konservatif kalmaktadır. Önerilen iki doğrulu modelleme yaklaşımının en büyük öteleme oranı için kabul edilebilir güvenlikte sonuçlar sağlaması dikkate alındığında, doğrusal olmayan analizler için binaların LP ile sargılanacak kolonlarının modellenmesinde önerilen modellerin kullanılmasının hem pratiklik açısından uygun hem de sonuçlar açısından yeterli güvenlikte olduğu öngörülmektedir. Güçlendirilecek binaların doğrusal olmayan analizleri sonucunda karar verilecek güçlendirme tasarımlarında önerilen LP ile sargılanmış kolon modelleme yaklaşımının kullanılmasının daha ekonomik çözümler sağlayacağı düşünülmektedir.

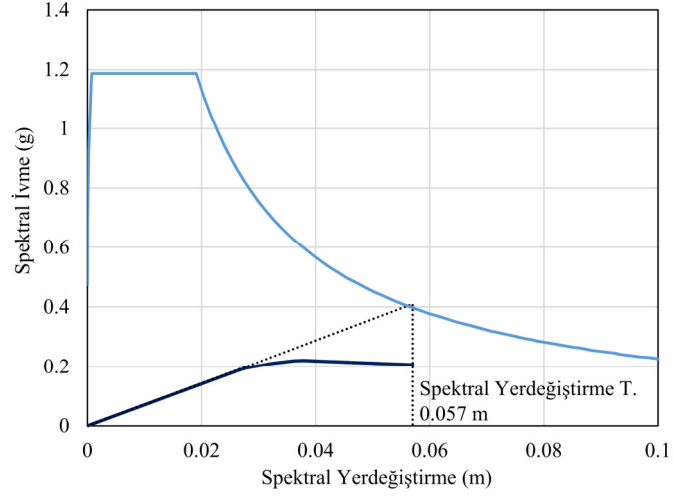
Bu doğrultuda güçlendirilmiş test binasının birinci ve ikinci kat kolonlarının kesme dayanımı artışı için uygulanan iki kat KLP sargılamanın, kolon uç bölgelerine de uygulanması durumunda bina davranışı analitik olarak araştırılmıştır. Önerilen KLP ile sargılanmış kolon modelleme yaklaşımına göre (plastik dönme kapasitesi için Model-1 tercih edilmiştir) bina sayısal modeli revize edilmiş ve doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Birinci ve ikinci kat kolonlarının 2 kat KLP ile sargılanması durumu için hesaplanan modelleme parametreleri Tablo 5.11’de verilmiştir.

Tablo 5.11: 2 Kat LP ile sargılamayla hesaplanan kolon modelleme parametreleri.

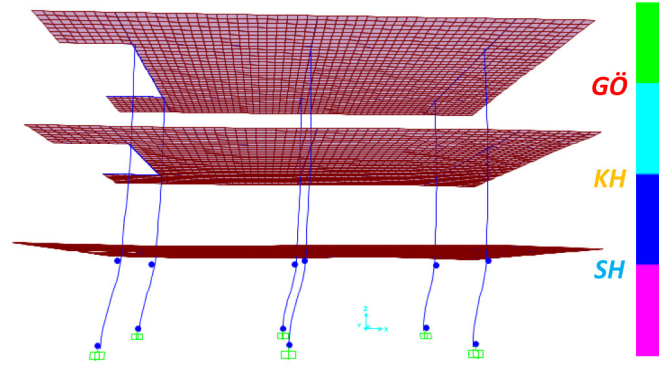
| Kat | Kolonlar | M_y (kNm) | ϕ_y (1/m) | θ_y (rad) | $EI_e/(EI)$ | n | v | $R_{j\tilde{t}lik}$ | $\theta_{p,M1}$ (rad) | $\theta_{u,M1}$ (rad) |
|-----|--------------|----------------|-------------------|---------------------|-------------|------|------|---------------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | S101 ve S104 | 149 | 0.007 | 0.0064 | 0.24 | 0.23 | 0.26 | 0.51 | 0.044 | 0.051 |
| | S102 ve S105 | 97 | 0.013 | 0.0094 | 0.27 | 0.45 | 0.17 | 0.51 | 0.048 | 0.057 |
| | S103 ve S106 | 168 | 0.007 | 0.0064 | 0.27 | 0.47 | 0.32 | 0.51 | 0.037 | 0.044 |
| 2 | S201 ve S204 | 134 | 0.013 | 0.0094 | 0.37 | 0.14 | 0.18 | 0.51 | 0.050 | 0.059 |
| | S202 ve S205 | 92 | 0.013 | 0.0094 | 0.26 | 0.30 | 0.12 | 0.51 | 0.052 | 0.061 |
| | S203 ve S206 | 159 | 0.013 | 0.0094 | 0.44 | 0.32 | 0.20 | 0.51 | 0.048 | 0.057 |

Gerçekleştirilen artımsal itme analizinden 2 kat LP sargılama ile güçlendirilmiş test binasının taban kesme kuvveti-ikinci kat yerdeğiştirmesi ilişkisi elde edilmiştir. Bu binaya ait davranış ilişkisi TBDY 2018'e göre uygulanan dönüşümlerle bina modal kapasite eğrisine dönüştürülmüş ve eşit yerdeğiştirme yaklaşımı ile yatay elastik deprem spektrumundan (DD-2 deprem düzeyi) spektral yerdeğiştirme talebi 0.057 m olarak belirlenmiştir (şekil 5.38). Spektral yerdeğiştirme talebine karşılık gelen ikinci kat yerdeğiştirme değerine kadar analiz tekrar edilmiş ve bu performans noktasındaki güçlendirilmiş binanın yapısal elemanlardaki hasar durumu incelenmiştir. Talep yerdeğiştirmesindeki üç boyutlu bina modelinin deformasyon durumu ve plastikleşen kesitlerin bulunduğu hasar bölgeleri şekil 5.39'da verilmiştir.

Kolonların 2 kat KLP sargılama ile güçlendirilmesi durumunda, şekil 5.39'dan da görülebileceği üzere talep yerdeğiştirme değerinde sadece birinci kat kolonlarının uçlarında plastikleşme söz konusu olmuştur. Bütün plastikleşen kesitlerde plastik dönme değerleri Sınırlı Hasar ve Kontrollü Hasar arasında kaldığından, bütün kolonlar Belirgin Hasar bölgesindedir. Her ne kadar kolonların geometrik ve betonarme özellikleri nedeniyle bütün kolonların her iki ucu birden plastikleşmiş ve bu durumda TBDY 2018'e göre Kontrollü Hasar performans düzeyi sağlanamamış olsa da, gevrek karakteristiğe sahip binanın davranışı bu seviyede güçlendirme ile sünek davranışa dnştrlmştir. Özetle nerilen modelleme yaklaşımı ile binada tasarım depreminde yer değiştirme talebi, kolonların 2 kat sargılanması durumunda iyileştirilen süneklik özelliği ile karşılanabilmektedir. TBDY 2018'e göre gerçekleştirilen analizlerle belirlenen birinci kat kolon uçlarında 5 kat, ikinci kat kolon uçlarında 3 kat KLP sargılama tasarımıyla karşılaştırıldığında, daha ekonomik bir güçlendirme tasarımı ile analitik olarak deprem talebinin karşılanabildiği öngörülmektedir. Bu örnekten de görüleceği üzere, önerilen doğrusal olmayan davranışa yönelik modelleme parametreleri ve hasar sınırları ile kolonların LP ile sargılanması güçlendirme yönteminin süneklik artışına etkisi daha verimli göz önüne alınabilmektedir. Buda daha ekonomik güçlendirme tasarımlarına yol açarak, kolonların LP kompozitlerle sargılanması yöntemini uygulamada daha da yaygınlaşmasına katkıda bulunacağı düşünülmektedir.



Şekil 5.38: İki kat KLP sargılama ile güçlendirilmiş binanın spektral yerdeşistirme talebinin belirlenmesi.



Şekil 5.39: Performans noktasında güçlendirilmiş bina sayısal modelinde hasar durumu.

6. SONUÇLAR ve GELECEK ÇALIŞMALARA ÖNERİLER

Bu doktora çalışması kapsamında LP kompozitler ile sargılanarak güçlendirilmiş betonarme kolonların deprem davranışları deneysel ve analitik çalışmalar ile araştırılmış, güçlendirme yönteminin sağladığı süneklik artışının tahminine yönelik modelleme yaklaşımları irdelenmiştir. Bu doğrultuda öncelikle iki özdeş test binası üzerinde tam ölçekli bina deneyi gerçekleştirilerek, LP ile kolonların sargılanması güçlendirme yönteminin etkinliği bina ölçeğinde incelenmiştir. Elde edilen deneysel davranış ilişkileri ve yapısal hasarın gelişimi üzerinden test binalarının performansları karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir. Sonrasında gerçekleştirilen analitik çalışmalarda güncel yönetmelik modelleme yaklaşımlarına uygun şekilde oluşturulan bina sayısal modelleri üzerinde artımsal statik itme analizleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen analitik davranışlar deneysel veriler ile karşılaştırılarak modelleme yaklaşımlarının davranış tahmini başarıları tartışılmıştır. Daha sonra güçlendirilmemiş binanın davranış tahminlerinin iyileştirilebilirliğine yönelik literatürden ayrıntılı bir kolon modeli kullanılmış ve deneysel veriler ile uyumlu bir analitik davranış tahmini elde edilmiştir. Bununla birlikte süneklik açısından oldukça konservatif olarak elde edilen güçlendirilmiş test binasının analitik davranışları nedeniyle, LP ile sargılanmış kolon modeli geliştirilmesine yönelik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Son olarak, geliştirilen modelleme parametrelerinin tahminlerinin literatürden derlenen kolon testleri veri tabanlarındaki deneysel verilere göre başarıları istatistiksel olarak değerlendirilmiş, LP ile kolonların sargılanması güçlendirme tasarımlarında davranış tahminleri ve performans değerlendirilmesi için uygun modelleme yaklaşımı ve hasar limitleri önerilmiştir. Bu araştırmalardan elde edilen başlıca sonuçlar bu bölümde birlikte sunulmuştur.

Tam ölçekli bina deneylerinde, mevcut binaların yapısal yetersizliklerine sahip olarak inşa edilen özdeş binalardan bir tanesinin birinci ve ikinci kat kolonları, TBDY 2018'e göre belirlenen ön tasarımla KLP kompozitler ile sargılanarak güçlendirilmiştir. Literatürdeki örnek çalışmalardan farklı olarak tersinir tekrarlı (çevrimsel) yatay yük eşzamanlı olarak güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş test binalarına uygulanmıştır. Güçlendirilmemiş test binasında ileri seviye hasar gözlenip, göçme durumuna yaklaşıldığında çevrimsel yükleme sonlandırılmış ve binalarda göçme durumu gözlemlenene kadar artımsal itme yüklemesine maruz bırakılmıştır. Deneysel çalışmalardan elde edilen davranış ilişkileri ve test binalarında hasarın gelişimi üzerinden elde edilen sonuçlar:

- Güçlendirilmemiş test binasında yapısal yetersizlikler nedeniyle yaklaşık %1.0 birinci kat öteleme oranı sonrasında dayanım kaybı başlamış ve yaklaşık %1.45 öteleme adımıyla toptan göçme ile sonlanan gevrek bir davranış gözlenmiştir.
- Güçlendirilmiş test binasında yatay yük değeri yaklaşık %1.74 birinci kat öteleme oranına kadar artmaya devam etmiş, yatay yük kapasitesi değerine ulaşıldıktan sonraki öteleme oranlarında ikinci merteye etkiler nedeniyle yatay yükte kademeli düşüş gözlenmiştir. Yatay yük değerinin kapasitesinin %28'ine düştüğü yaklaşık %15 birinci kat öteleme oranında dahi güçlendirilmiş bina düşey yük taşıyıcılığına devam etmiştir.
- Test binalarının davranışları karşılaştırıldığında yatay rijitlikte kayda değer bir fark meydana gelmeden, LP ile kolonların sargılanması güçlendirme yönteminin dikkate değer bir süneklik artışı sağladığı gözlemlenmiştir. Test binalarının yatay yük kapasiteleri arasındaki fark LP ile sargılanmanın kolon dayanımlarını arttırmasından değil, binada kolon davranışlarının hiyerarşisine etki ederek hepsinin birlikte eğilme dayanımlarına ulaşması ve sünek davranış serilemelerinden kaynaklanmıştır.
- Güçlendirilmemiş test binasında %0.25 birinci kat öteleme oranında birinci kat kolonlarında eğilme çatlakları şeklinde oluşan hasar, %0.5 öteleme oranında eğik kesme çatlaklarının gözlenmesi ile devam etmiştir. Eksenel yük oranı görece yüksek ve kuvvetli eksen etrafında eğilen kolonlarda %0.75 birinci kat öteleme oranında betonda ezilme gözlenmiştir. Bu çevrimsel yükleme adımına kadar gözlemlenen yapısal hasarlar onarılabilir seviyede kalmıştır.
- %0.9 birinci kat öteleme oranı çevrimsel yükleme adımıyla bir önceki adımda beton ezilmesi gözlemlenen kolonlarda yapısal hasar kabuk betonu atması ve donatı burkulması başlangıcı olarak gelişmeye devam etmiştir. Bu yükleme adımıyla güçlendirilmemiş bina yatay yük kapasitesine ulaşmıştır. Çevrimsel yükleme adımlarında güçlendirilmiş binada yapısal hasar ise birinci kat kolonlarının uçlarında oluşan bileşim kesitlerindeki eğilme çatlakları ile sınırlı kalmıştır. Güçlendirilmemiş binada göçme durumu yaşandığı birinci kat öteleme oranında dahi LP ile sargılanmış kolonlarda oluşan eğilme çatlakları onarılabilir seviyededir.

Deneysel çalışmaların devamında gerçekleştirilen analitik çalışmalarda test binalarının davranışlarına yönelik doğrusal olmayan artımsal itme analizleri gerçekleştirilmiştir. Test binalarının sayısal modellerinde öncelikle kolon davranışları TBDY 2018'e göre sonlu uzunluktaki uç bölgelerde yayılı plastik davranış yaklaşımı ile modellenmiştir. Elde edilen analitik davranışların değerlendirilmesi ile elde edilen sonuçlar:

- Güçlendirilmemiş bina için yapılan analizlerde göz önüne alınan modelleme yaklaşımı ile yatay rijitlik başarılı bir şekilde tahmin edilmiş, fakat yatay yük ve deformasyon kapasiteleri açısından tahminler yetersiz kalmıştır.
- Sadece eğilme deformasyon bileşenlerinin göz önüne alındığı sonlu uzunlukta yayılı plastik bölge modellemesi yerine Setzler ve Sezen (2008) tarafından önerilen üç deformasyon bileşenli kolon modelleme yaklaşımı kullanılarak tekrarlanan analizlerde; yük ve deformasyon kapasiteleri için daha başarılı tahminler sağlanarak deneysel davranışla uyumlu bir analitik davranış elde edilmiştir.
- Üç deformasyon bileşenli kolon modeline göre elde edilen analitik malzeme şekildeğişimlerinin deneysel sonuçlar ile uyumlu olması, başta donatının gömülü boyundaki sıyrıma deformasyonları olmak üzere diğer bileşenlerinde etkili olduğunu göstermektedir. Özellikle eğilme deformasyon kapasitesi sınırlı (sünek olmayan) elemanlarda bu bileşenlerin katkısı tahmin başarısında oldukça etkilidir.
- Kullanılan üç deformasyon bileşenli kolon modelinde deformasyon bileşenleri ayrı ayrı hesaplanmakta ve sınıflandırılmış kolon davranışlarına göre birleştirilmektedir. Elde edilen nihahi kolon davranışı doğrusal olmayan analiz yapabilen yazılımlara uygun idealleştirmelerle uygulanabilmektedir. Bu nedenle ilgili kolon modelinin uygulama pratikliği oldukça yüksektir.
- Üç farklı teknik dokümanda önerilen LP ile sargılı beton modelinin, yayılı bölge plastik davranış modellemesinde kullanılarak yapılan güçlendirilmiş bina analizlerine göre elde edilen analitik davranışlar yatay rijitlik için uyumlu tahminler sağlamaktadır. TBDY 2018 ve CNR-DT 200 R1 (2013) teknik dokümanlarına göre elde edilen analiz sonuçları yatay yük kapasitesine kadar olan davranış için kabul

edilebilirdir. ACI 440.2R (2017)'de önerilen beton modeli ile elde edilen analitik tahminler ise deneysel yatay yük kapasitesine ulaşılan noktaya göre oldukça konservatif kalmaktadır.

- Güçlendirilmemiş bina için göz önüne alınan üç teknik dokümandaki tasarıma yönelik beton modelleri ile elde edilen analitik davranışın süneklik özelliği deneysel davranışta ulaşılan birinci kat öteleme oranlarına göre oldukça konservatif kalmaktadır.

Süneklik özelliğinin iyileştirilmesinde oldukça efektif olduğu deneysel çalışmalar ile ortaya konan LP ile kolonların sargılanması güçlendirme yöntemi için uygulamaya yönelik süneklik artışını daha iyi yansıtan modelleme yaklaşımlarının geliştirilebilirliği literatürden derlenen kolon testleri veritabanları ile istatistiksel olarak araştırılmıştır. Ampirik bağıntılarla önerilen modelleme yaklaşımında iki doğrulu yığılı plastik davranış modeli göz önüne alınmıştır. Yığılı plastik davranış için TBDY 2018'ye göre hesaplanan modelleme parametreleri ile birlikte önerilen modelden elde edilen tahmin değerlerinin, kolon testleri veritabanındaki deneysel verilere göre istatistiksel olarak değerlendirilmesinden elde edilen sonuçlar:

- TBDY 2018 LP ile sargılanmış beton modeli göz önüne alınarak gerçekleştirilen kesit analizinde elde edilen plastik moment dayanımı değerleri, deneysel etkin akma momentlerine göre oldukça iyi tahminler sağlamaktadır.
- Kesit etkin akma dönmesinde göz önüne alınan akma eğriliği için kesit analizindeki çekme donatısı akma şekildeğiştirmesine ve LP ile sargılı beton basınç şekildeğiştirmesinin 0.002 değerine karşılık gelen eğrilik değerlerinden küçük olanı olarak alınması, etkin akma dönmesi ve etkin kesit rijitliği için kabul edilebilir tahminler sağlamaktadır.
- Etkin akma eğriliği ve ona bağlı olarak hesaplanan modelleme parametreleri için daha iyi tahmin değerleri, önerilen ampirik bağıntı ile elde edilebilmektedir. Önerilen bağıntıda literatürdeki benzerlerinde de yer alan donatı akma şekildeğiştirmesi ve kesit yüksekliği göz önüne alınmakta, farklı olarak kesit kesme açıklığı/enkesit yüksekliği oranı da dikkate alınmaktadır.

- TBDY 2018’de plastik dönme Göçme Öncesi (GÖ) sınırı olarak verilen bağıntıdan hesaplanan plastik dönme değerleri, deneysel plastik dönme kapasiteleri ile karşılaştırılmış ve bu sınırın oldukça sınırlı bir sünekliğe izin verdiği görülmüştür.
- Sünek olmayan kolonlarda LP sargılama ile beklenen sünek davranışın daha verimli olarak yansıtılabilmesi için üç parametrelili iki benzer plastik dönme kapasitesi modeli geliştirilmiştir. Plastik dönme kapasitesi ile ilişkisi istatistiksel olarak belirlenen ve modelde göz önüne alınan parametreler; kesit eksenel kuvvet oranı, kesit kesme oranı ve LP sargılama rijitliğidir.
- Önerilen plastik dönme kapasitesi modelleri ile elde edilen tahminlerden yeterli konservatifliği sağlayacak Göçme Öncesi hasar sınırının, plastik dönme kapasitesi değerlerinin 0.8 katsayısı ile çarpılması ile elde edilmesi önerilmiştir. Bu durumda tahmin hata dağılımlarından belirlenen yetersiz tahmin olasılıkları; Model-1 için %21 ve Model-2 için %15’tir. Her iki olasılık yüzdesi literatürde betonarme kolonlar için önerilen en büyük olasılık yüzdesi %25’ten daha düşük kalmaktadır.
- Göçme Hasar sınırının %75’i Kontrollü Hasar sınırı olarak göz önüne alınması durumunda Model-1 ve Model-2 için yetersiz tahmin olasılıkları %4 ve %2’dir. Her iki olasılık yüzdesi literatürde betonarme kolonlar için önerilen %10 değerinin altında kalmaktadır. Sınırlı Hasar sınırı için ise TBDY 2018’de önerilen herhangi bir plastik dönme oluşmasına izin verilemez koşulu LP ile sargılanmış betonarme kolonlar içinde geçerlidir.
- Yığılı plastik davranış modellemesi için önerilen LP ile sargılanmış kolon modelleme parametreleri ve iki doğrulu davranış modelinin doğrulama çalışması için literatürden deneme veri tabanı oluşturulmuştur. Deneme veri tabanında gerçekleştirilen istatistiksel değerlendirmeler ve iki doğrulu model-deneysel davranış karşılaştırmaları sonucunda, önerilen modelleme yaklaşımının tahmin başarısının değişkenlik göstermediği ve güçlendirme yönteminin sağladığı süneklik artışını daha iyi yansıttığı belirlenmiştir.

- Modelleme yaklaşımının yanı sıra deneysel davranışla değerlendirilen hasar sınırlarının da deneme veritabanındaki kolon testleri için oldukça tutarlı olduğu görülmüştür.
- Deneme veri tabanında yer alan kolon testleri dışında önerilen modelleme parametreleri ve modelleme yaklaşımının tahmin başarısı güçlendirilmiş test binası deneysel davranışı ile karşılaştırılmıştır. Modelleme yaklaşımının doğrusallığı nedeniyle başlangıç rijitliğinde görece uyumsuzluk olsa da yatay yük kapasitesi ve süneklik açısından kabul edilebilir bir analitik davranış elde edilmiştir.

Tez çalışmasında gerçekleştirilen deneysel, analitik ve model geliştirme çalışmalarının kapsamı da göz önüne alınarak gelecek çalışmalara yönelik öneriler aşağıda verilmiştir.

- Gerçekleştirilen tam ölçekli bina deneyleri ve göz önüne alınan literatürden kolon testlerinde kullanılan test düzenekleri nedeniyle, eğik eğilme meydana getirecek yükleme koşulları ve dinamik atalet kuvvetleri dikkate alınmamaktadır. Uygun test düzenekleri ile belirtilen durumların LP ile sargılama güçlendirilmesi sonucu elde edilen yapısal davranışa ilişkisi deneysel olarak araştırılmalıdır.
- Önerilen modelleme yaklaşımının LP ile sargılanmış kesme açıklığı/kesit yüksekliği oranı 2.5'den küçük olan kolonlar ve dairesel kesitli kolonlar için tahmin başarısı araştırılmalı ve bu kolonları da kapsayacak şekilde genelleştirilebilirliği incelenmelidir.
- LP ile sargılanmış kolonlar için önerilen modelleme yaklaşımı tek eksenli eğilme kolon testlerinden elde edildiği için, önerilen plastik dönme kapasitesi modellerinin iki eksenli eğilme durumuna ve asal eğilme doğrultusunun açısına bağlı geçerliliği araştırılmalıdır. Bu durumlara yönelik önerilen modelleme yaklaşımına değişiklikler önerilebilir.
- LP ile sargılanmış kolonların analitik davranışlarını daha başarılı tahmin edebilecek, farklı deformasyon bileşenlerini ve birbirleri ile olan etkileşimini dikkate alan davranış modelleme yaklaşımları geliştirilebilir. Tek eksenli eğilmeye

yönelik kolon testlerinden kalibre edilebilecek ayrıntılı LP ile sargılanmış kolon modelleri, farklı yükleme koşullarındaki eleman ve bina davranışlarının simülasyonunu sağlayarak, genelleştirilmiş tasarım ve değerlendirmeye yönelik daha basit modellerin geliştirilmesine kolaylık sağlayacaktır.

- LP ile kolonların sargılanması eğilme dayanımında ve rijitliğinde kayda değer bir etkiye neden olmamakta, süneklik özelliğini ise dikkate değer bir biçimde arttırmaktadır. Özellikle rijitlik ve dayanım özellikleri açısından yetersizliği olan binaların bütün kolonlarının LP ile sargılanarak sünekliğinin artırılması sonucunda, kritik kattaki kolonların her iki ucu birden plastikleşebilmektedir. Yönetmelik tarafından Kontrollü Hasar performans düzeyi olarak da kabul edilmeyen bu durumda, kolonların birkaçının kesit boyutlarının artırılması gerekmektedir. Özellikle kolon geometrilerinin birbirine yakın olduğu binalarda karşılaşılabilen bu durumlar için, kesit büyütülmesi ve LP ile sargılanması güçlendirme yöntemlerinin pratik olarak birlikte kullanılması araştırılabilir. Her iki yöntemin birlikte kullanıldığı yenilikçi hibrid güçlendirme yöntemleri için tasarım kuralları geliştirilebilir.

7. KAYNAKLAR

- Abbasnia, R., Hosseinpour, F., Rostamian, M., & Ziaadiny, H. (2012). Effect of corner radius on stress–strain behavior of FRP confined prisms under axial cyclic compression. *Engineering Structures*, *40*, 529–535.
- ACI 224R-01. (2008). Control of cracking in concrete structure. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ACI 318-19. (2019). Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, Mich: American Concrete Institute: Committee 318.
- ACI 440.2R-17. (2017). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Farmington Hills, Mich.: American Concrete Institute: Committee 440.
- Alvarez, J., Breña, S., & Arwade, S. (2018). Nonlinear backbone modeling of concrete columns retrofitted with fiber-reinforced polymer or steel jackets. *ACI Structural Journal*, *115*(1), 53-64.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Reston, VA: American Society of Civil Engineering.
- Balsamo, A., Colomba, A., Manfredi, G., Negro, P., & Prota, A. (2005). Seismic behavior of a full scale RC frame repaired using CFRP laminates. *Engineering Structures*, *27*, 769-780.
- Bisby, L., & Ranger, M. (2010). Axial–flexural interaction in circular FRP-confined reinforced concrete columns. *Construction and Building Materials*, *24*(9), 1672–1681.
- Biskinis, D., & Fardis, M. N. (2010). Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, *11*(3), 127–138.
- Biskinis, D., & Fardis, M. N. (2013). Models for FRP-wrapped rectangular RC columns with continuous or lap-spliced bars under cyclic lateral loading. *Engineering Structures*, *57*, 199–212.
- Bournas, D. A., Triantafillou, T. C., Zygouris, K., & Stavropoulos, F. (2009). Textile-reinforced mortar versus FRP jacketing in seismic retrofitting of RC columns with continuous or lap-spliced. *Journal of Composites for Construction*, *13*, 360-371.

- Bousias, S. N., Triantafillou, T. C., Fardis, M. N., Spathis, L., & O'Regan, B. A. (2004). Fiber reinforced polymer retrofitting of rectangular reinforced columns with or without corrosion. *ACI Structural Journal*, 101(4), 512-520.
- Bousias, S., Spathis, A., & Fardis, M. N. (2004). Seismic retrofitting of columns with lap-splices. *13 th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C. Canada.
- Breña, S. F., & Schlick, B. M. (2007). Hysteretic behavior of bridge columns with FRP-jacketed lap splices designed for moderate ductility enhancement. *Journal of Composites for Construction*, 11(6), 565-574.
- Campione, G., & Miraglia, N. (2003). Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. *Cement & Concrete Composites*, 25(1), 31-41.
- Chang, K., Li, Y., Tsai, K., & Hwang, J. (2002). *Seismic retrofit study of RC bridge columns*. National Center of Research Earthquake.
- Chastre, C., & Silva, M. A. (2010). Monotonic axial behavior and modelling of RC circular columns confined with CFRP. *Engineering Structures*, 32(8), 2268-2277.
- Chung, L. L., Yang, Y. S., Lien, K. H., & Wu, L. Y. (2014). In situ experiment on retrofit of school buildings by adding sandwich columns to partition brick walls. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 43(3), 339-355.
- CNR-DT 200R1. (2013). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Italy: CNR - Advis Comm Tech Recomm Constr.
- Comert, M., Demir, C., Ates, A., Orakcal, K., & Ilki, A. (2017). Seismic performance of three-storey full-scale sub-standard reinforced concrete buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3293-3320.
- DBYBHY. (2007). Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik. Ankara, Türkiye: Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.
- De Luca, A., Nardone, F., Matta, F., Nanni, A., Lignola, G. P., & Prota, A. (2011). Structural evaluation of full-scale FRP-confined reinforced concrete columns. *Journal of Composites for Construction*, 15(1), 112-123.
- Del Zoppo, M., Di Ludovico, M., Balsamo, A., & Prota, A. (2018). Comparative analysis of existing RC columns jacketed with CFRP or FRCC. *Polymers*, 10, 361.

- Della Corte, G., Fiorino, L., & Mazzolani, F. M. (2008). Lateral-loading tests on a real RC building including masonry infill panels with and without FRP strengthening. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(6), 419–431.
- Demir, C., Darilmaz, K., & Ilki, A. (2015). Cyclic stress–strain relationships of FRP confined concrete members. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(2), 363–379.
- Demir, M. N., Demir, U., Demir, C., & Ilki, A. (2021). Seismic performance of CFRP jacketed sub-standard RC columns under high axial stress and shear demand. *10th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering. CICE 2021*.
- Di Ludovico, M., Manfredi, G., Mola, E., Negro, P., & Prota, A. (2008a). Seismic behavior of a full scale RC structure retrofitted using GFRP laminates. *Journal of Structural Engineering*, 134, 810-821.
- Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2008b). Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37(1), 141–162.
- Di Sarno, L., & Manfredi, G. (2012). Experimental tests on full-scale RC unretrofitted frame and retrofitted with buckling-restrained braces. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(2), 315–333.
- Eid, R., & Paultre, P. (2007). Plasticity-based model for circular concrete columns confined with fibre-composite sheets. *Engineering Structures*, 29(12), 3301–3311.
- Eid, R., Roy, N., & Paultre, P. (2009). Normal- and high-strength concrete circular elements wrapped with FRP composites. *Journal of Composites for Construction*, 13(2), 113–124.
- ElGawady, M., Endeshaw, M., McLean, D., & Sack, R. (2010). Retrofitting of rectangular columns with deficient lap splices. *Journal of Composites for Construction*, 14, 22–35.
- Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2005). Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. *Earthquake Spectra*, 21(1), 71-89.
- Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2006). Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal*, 102(4), 578-587.
- Elwood, K. L., Matamoros, A. B., Wallace, J. W., Lehman, D. E., Heintz, J. A., Mitchell, A. D., . . . Moehle, J. P. (2007). Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions. *Earthquake Spectra*, 23(3), 493–523.

- Emre, Ö., Doğan, A., Duman, T., & Özalp, Y. (2011). 1:250.000 Ölçekli Türkiye Diri Fay Haritası Serisi. *Bursa (NK35-12) Paftası, SeriNo:9*. Ankara, Türkiye: Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü.
- Eurocode 8-3. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Bruxelles: Comité Européen de Normalisation.
- FEMA 308. (1999). Repair of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Washington, DC: FEMA.
- FEMA P-58-1. (2018, Aralık). Seismic performance assessment of buildings. Washington, D.C.: Council for the Federal Emergency Management Agency.
- fib* Bulletin 14. (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Lausanne, Switzerland: Fédération Internationale du Béton (FIB).
- fib* Model Code 2010. (2012). Model Code 2010—final draft. 1-2(65-66). Lausanne, Switzerland: Fédération Internationale du Béton (FIB).
- Galal, K., Arafa, A., & Ghobarah, A. (2005). Retrofit of square short columns. *Engineering Structures*(27), 801-813.
- GB 50608. (2010). Technical code for infrastructure application of FRP composites. China Metallurgical Construction Research Institute Co.
- Gerin, M., & Adebar, P. (2004). Accounting for shear in seismic analysis of concrete structures. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Ghatte, H. F., Comert, M., Demir, C., & Ilki, A. (2016). Evaluation of FRP confinement models for substandard rectangular RC columns based on full-scale reversed cyclic lateral loading tests in strong and weak directions. *Polymers*, 8(9), 323.
- Ghatte, H. F., Comert, M., Demir, C., & Ilki, A. (2018). Seismic retrofit of full-scale substandard extended rectangular RC columns through CFRP jacketing: test results and design recommendations. *Journal of Composites for Construction*, 23, 1–17.
- Ghosh, K. K., & Sheikh, S. A. (2007). Seismic upgrade with carbon fiber-reinforced polymer of columns containing lap-spliced reinforcing bars. *ACI Structural Journal*, 104(2), 227-236.
- Grammatikou, S., Biskinis, D., & Fardis, M. N. (2018). Effect of load cycling, FRP jackets, and lap-splicing of longitudinal bars on the effective stiffness and ultimate deformation of flexure-controlled RC members. *Journal of Structural Engineering*, 144(6).

- Hadi, M. N., & Widiarsa, I. B. (2012). Axial and flexural performance of square RC columns wrapped with CFRP under eccentric loading. *Journal of Composites for Construction*, 16(6), 640–649.
- Harajli, M. H. (2006). Axial stress–strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns. *Cement & Concrete Composites*, 28(10), 938–948.
- Harajli, M. H., & Rteil, A. A. (2004). Effect of confinement using fiber-reinforced polymer or fiber-reinforced concrete on seismic performance of gravity load-designed columns. *ACI Structural Journal*, 101(1), 47-56.
- Haroun, M. A., & Elsanadedy, H. M. (2005). Behavior of cyclically loaded squat reinforced concrete bridge columns upgraded with advanced composite material jackets. *Journal of Bridge Engineering*, 10(6), 741- 748.
- Haroun, M. A., & Elsanadedy, H. M. (2005). Fiber-reinforced plastic jackets for ductility enhancement of reinforced concrete bridge columns with poor lap-splice detailing. *Journal of Bridge Engineering*, 10(6), 749-757.
- Harries, K. (2021). ASCE 41 Seismic assessment of FRP-repaired concrete columns. *Journal of Composites for Construction*, 25(2).
- Harries, K. A., Ricles, J. R., Pessiki, S., & Sause, R. (2006). Seismic retrofit of lap splices in nonductile square columns using carbon fiber-reinforced jackets. *ACI Structural Journal*, 103(6).
- Hollaway, L. C., & Teng, J. G. (2008). *Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composite*. Cambridge, UK: Woodhead Publishing.
- Hosseini, A., Khaloo, A. R., & Fadaee, S. (2005). Seismic performance of high-strength concrete square columns confined with carbon fiber reinforced polymers (CFRPs). *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32, 569-578.
- Hsiao, F. P., Oktavianus, Y., Ou, Y. C., Luu, C. H., & Hwang, S. J. (2015). A pushover seismic analysis and retrofitting method applied to low-rise RC school buildings. *Advances in Structural Engineering*, 18(3), 311–324.
- Hu, B., Wang, J. G., & Li, G. Q. (2011). Numerical simulation and strength models of FRP-wrapped reinforced concrete columns under eccentric loading. *Construction and Building Materials*, 25(5), 2751–2763.
- Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A., & Bayrak, O. (2003). Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance. *ACI Structural Journal*, 100(6), 785-794.

- Ilki, A., & Kumbasar, N. (2002). Behavior of damaged and undamaged concrete strengthened by carbon fiber composite sheets. *Structural Engineering and Mechanics*, 13(1), 75–90.
- Ilki, A., Demir, C., Bedirhanoglu, I., & Kumbasar, N. (2009). Seismic retrofit of brittle and low strength RC columns using fiber reinforced polymer and cementitious composites. *Advances in Structural Engineering*, 12(3), 325–347.
- Ilki, A., Kumbasar, N., & Koc, V. (2004). Low strength concrete members externally confined with FRP sheets. *Structural Engineering and Mechanics*, 18(2), 167–194.
- Ilki, A., Peker, O., Karamuk, E., Demir, C., & Kumbasar, N. (2008). FRP retrofit of low and medium strength circular and rectangular reinforced concrete columns. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(2), 169–188.
- Ilki, A., Tore, E., Demir, C., Comert, M. (2018a). Seismic performance of a full-scale FRP retrofitted sub-standard RC building. In: Ptilakis, K., (editör) *Recent Advances in Earthq Eng Eur. ECEE 2018. Geotech, Geol and Earthq Eng vol. 46*. Cham: Springer 519–44.
- Ilki, A., Tore, E., Demir, C., Comert, M. (2018b). Code Based Performance Prediction for a Full-Scale FRP Retrofitted Building Test. In: Vacareanu R., Ionescu C. (eds) *Seismic Hazard and Risk Assessment. Springer Natural Hazards*. Springer, Cham.
- ISIS. (2001). Design Manual No. 3: Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers. Winnipeg: ISIS (Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures).
- Jalalpour, M., & Alkhrdaji, T. (2021). Backbone curves of FRP confined concrete columns for nonlinear analysis. *10th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering. CICE 2021*.
- Jiang, T., & Teng, J. G. (2007). Analysis-oriented stress–strain models for FRP–confined concrete. *Engineering Structures*(29), 2968–2986.
- JSCE. (2001). Recommendation for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets. The Japan Society of Civil Engineers (JSCE).
- Juntanalikit, P., Jirawattanasomkul, T., & Pimanmas, A. (2016). Experimental and numerical study of strengthening non-ductile RC columns with and without lap splice by Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) jacketing. *Engineering Structures*, 125, 400-418.
- King, D. J., Priestley, M. J., & Park, R. (1986). Computer programs for concrete column design. Christchurch, New Zealand: Univ. of Canterbury.

- Lam, L., & Teng, J. G. (2003a). Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials*, 17(6-7), 471–489.
- Lam, L., & Teng, J. G. (2003b). Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 22(13), 1149–1186.
- Lee, J. Y., Yi, C. K., Jeong, H. S., Kim, S. W., & Kim, J. K. (2010). Compressive response of concrete confined with steel spirals and FRP composites. *Journal of Composite Materials*, 44(4), 481–504.
- Lewis, C. D. (1982). *Industrial and business forecasting methods*. London: Butterworths.
- Li, B., & Harries, K. A. (2018). Seismic performance assessment of flexure-dominant FRP-confined RC columns using plastic rotation angle. *Engineering Structures*, 172, 453–471.
- Li, P., Wu, Y. F., Zhou, Y., & Xing, F. (2019). Stress-strain model for FRP-confined concrete subject to arbitrary load path. *Composites. Part B, Engineering*(163), 9–25.
- Ma, G., & Li, H. (2015). Experimental study of the seismic behavior of predamaged reinforced-concrete columns retrofitted with basalt fiber – reinforced polymer. *Journal of Composites for Construction*, 19, 1–12.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Memon, M. S., & Sheikh, S. A. (2005). Seismic resistance of square concrete columns retrofitted with glass fiber-reinforced polymer. *ACI Structural Journal*, 102(5), 774-783.
- Mert, A., Fahjan, Y. M., Pinar, A., & Hutchings, L. (2010). Strong ground motion synthesis for a rupture on the Princes' Island fault using empirical Green functions. *14 ECEE*. Ohrid, Macedonia.
- Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., Echary, H. E., Mastrapa, J. C., & Pico, O. (1998). Effect of column parameters on FRP-confined concrete. *Journal of Composites for Construction*, 2(4), 175–185.
- Moehle, J. P. (1992). Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes. *Earthquake Spectra*, 8(3), 403-428.
- Negro, P., Mola, E., Molina, F. J., & Magonette, G. E. (2004). Full scale psd testing of a torsionally unbalanced three-storey non-seismic RC frame. *The Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.

- Negro, P., Pinto, A. V., Verzeletti, G., & Magonette, G. E. (1996). PsD test on four-story R/C building designed according to eurocodes. *Journal of Structural Engineering*, 122(12), 1409–1417.
- Nisticò, N., & Monti, G. (2013). RC square sections confined by FRP: Analytical prediction of peak strength. *Composites. Part B, Engineering*, 45(1), 127–137.
- Ouyang, L., Gao, W., Zhen, B., & Lu, Z. (2017). Seismic retrofit of square reinforced concrete columns using basalt and carbon fiber-reinforced polymer sheets: A comparative study. *Composite Structures*, 162, 294-307.
- Ozbakkaloglu, T., & Lim, J. C. (2013). Axial compressive behavior of FRP-confined concrete: Experimental test database and a new design-oriented model. *Composites. Part B, Engineering*(55), 607–634.
- Ozcan, O., Binici, B., & Ozcebe, G. (2008). Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers. *Engineering Structures*, 30, 1632-1646.
- Ozcan, O., Binici, B., & Ozcebe, G. (2010). Seismic strengthening of rectangular reinforced concrete columns using fiber reinforced polymers. *Engineering Structures*, 32(4), 964-973.
- Özmen, B. (2000). *17 Ağustos 1999 İzmit körfezi depreminin hasar durumu (rakamsal verilerle)*. Türkiye Deprem Vakfı.
- Pampal, S., & Özmen, B. (2007). *Türkiye'nin deprem gerçeği deprem bölgeleri haritaları ve yönetmeliklerinin tarihsel gelişimi*. Ankara.
- Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N. (2001). Deformations of RC members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2), 135–48.
- Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *9th World Conf. on Earthquake Engineering* (s. 605–616). Tokyo: International Association for Earthquake Engineering.
- Pellegrino, C., & Modena, C. (2010). Analytical model for FRP confinement of concrete columns with and without internal steel reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, 14(6), 693–705.
- Peloso, S., Casarotti, C., Pavese, A., Dacarro, F., & Sinopoli, G. (2017). Numerical modelling of in situ pushover test of an existing 2-storey Rc frame designed for gravity loads. *7th Int. Conf. on Advances in Experimental Structural Engineering*. Pavia, Italy: EUCENTRE Foundation.

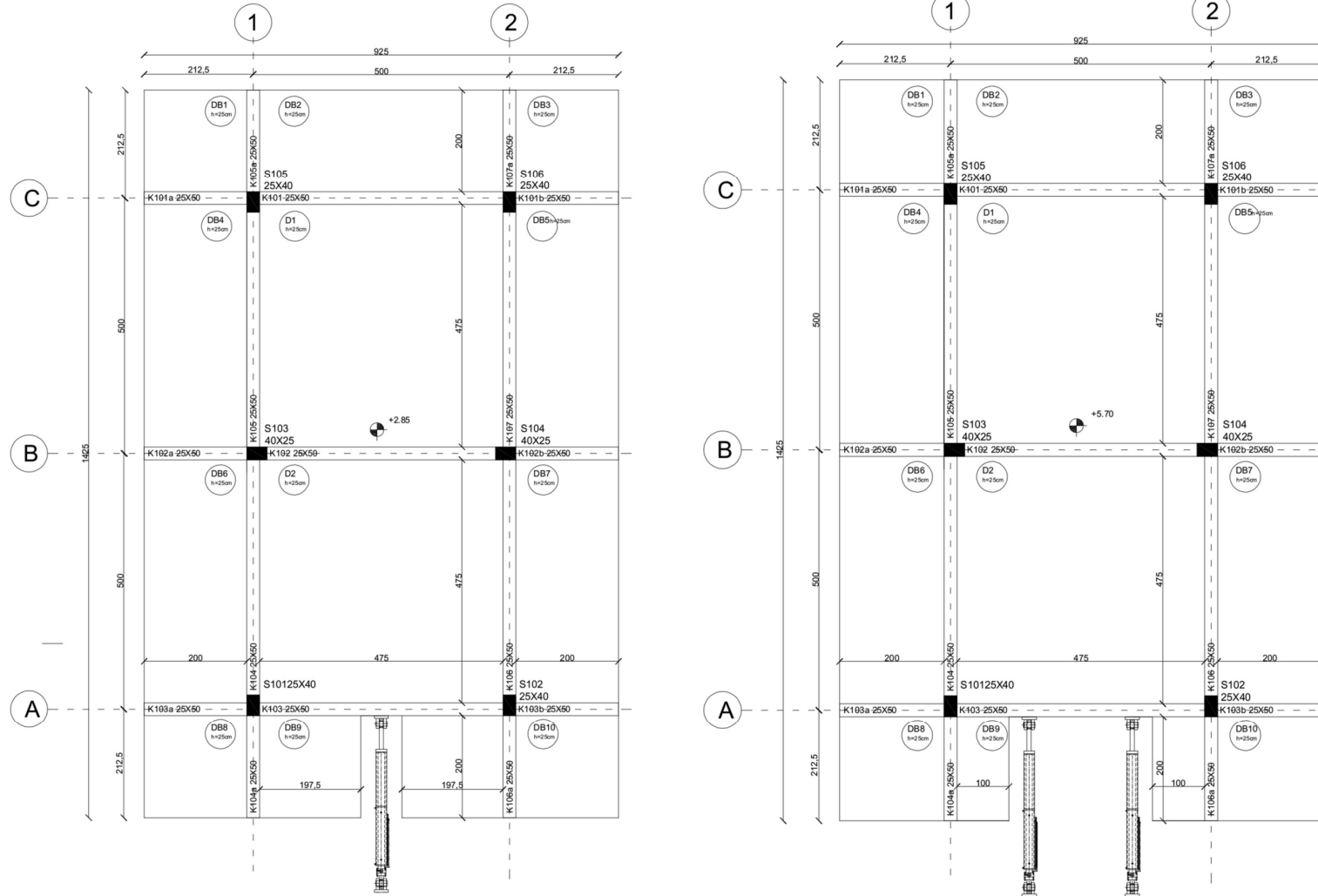
- Pujol, S., & Fick, D. (2010). The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls. *Engineering Structures*, 32(10), 3112–3121.
- Realfonzo, R., & Napoli, A. (2009). Cyclic behavior of RC columns strengthened by FRP and steel devices. *Journal of Structural Engineering*, 135, 1164-1176.
- Realfonzo, R., & Napoli, A. (2012). Results from cyclic tests on high aspect ratio RC columns strengthened with FRP systems. *Construction and Building Material*, 37, 606–620.
- Rochette, P., & Labossière, P. (2000). Axial testing of rectangular column models confined with composites. *Journal of Composites for Construction*, 4(3), 129–136.
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., & Jin, L. (1997). Repair of earthquake damaged RC columns with FRP wraps. *ACI Structural Journal*, 94(2), 206-215.
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., & Jin, L. (1997). Seismic retrofitting of rectangular bridge columns with composite straps. *Earthquake Spectra*, 13(2), 281-304.
- Samaan, M., Mirmiran, A., & Shahawy, M. (1998). Model of concrete confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering*, 124(9), 1025–1031.
- SAP2000. (2019). Integrated software for structural analysis. v20. California, USA: Computers and Structures Inc.
- Sause, R., Harries, K. A., Walkup, S. L., Pessiki, S., & Ricles, J. M. (2004). Flexural behavior of concrete columns retrofitted with carbon fiber-reinforced polymer jackets. *ACI Structural Journal*, 101(5), 708-716.
- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Journal of Proceedings*, 79(1), 13–27.
- Seible, F., Priestley, M. J., Hegemier, G. A., & Innamorato, D. (1997). Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of Composites for Construction*, 52-62.
- Setzler, E. J., & Sezen, H. (2008). Model for the lateral behavior of reinforced concrete columns including shear deformations. *Earthquake Spectra*, 24(2), 493–511.
- Setzler, E. J., & Sezen, H. (2008). Reinforcement slip in reinforced concrete columns. *ACI Struct Journal*, 105(3).
- Sezen, H. (2008). Shear deformation model for reinforced concrete columns. *Structural Engineering Mechanics*, 28(1), 39-52.
- Sezen, H., & Moehle, J. P. (2004). Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1692-1703.

- Shao, Y., Zhu, Z., & Mirmiran, A. (2006). Cyclic modeling of FRP-confined concrete with improved ductility. *Cement & Concrete Composites*, 28(10), 959–968.
- Spoelstra, M. R., & Monti, G. (1999). FRP-confined concrete model. *Journal of Composites for Construction*, 3(3), 143–150.
- TBDY. (2018). Türkiye bina deprem yönetmeliği. Ankara, Türkiye: İçişleri Bakanlığı (Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı).
- Teng, J. G., & Lam, L. (2004). Behavior and modeling of fiber reinforced polymer-confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1713–1723.
- Teng, J. G., Lam, L., Lin, G., Lu, J. Y., & Xiao, Q. G. (2016). Numerical simulation of FRP-jacketed RC columns subjected to cyclic and seismic loading. *Journal of Composites for Construction*, 20(1).
- Tore, E., Ilki, A., Demir, C., Comert, M. (2017). Collapse testing of full-scale RC buildings with or without seismic retrofit of columns with FRP jackets. *COST Action TU1207 Next Generation Design Guidelines for Composites in Construction: End of Action Conference Proceedings*.
- Tore, E., Demir, C., Comert, M., & Ilki, A. (2021). Seismic collapse performance of a full-scale concrete building with lightly reinforced columns. *Journal of Structural Engineering*, 147(12), 04021207
- Toutanji, H., Han, M., Gilbert, J., & Matthys, S. (2010). Behavior of large-scale rectangular columns confined with FRP composites. *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 62–71.
- TR55. (2012). Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials. 3rd edn. London: Concrete Society.
- Truong, G. T., Kim, J., & Choi, K. (2017). Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted by various methods. *Engineering Structures*, 134, 217:235.
- TS 500. (2000). Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları. Ankara: Türk Standardları Enstitüsü.
- TS 708. (2016). Çelik - Betonarme için - Donatı çeliği. ANKARA: Türk Standardları Enstitüsü.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal Proceedings*, 83(2).
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1988). Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using the modified compression field theory. *ACI Structural Journal*, 85(3).

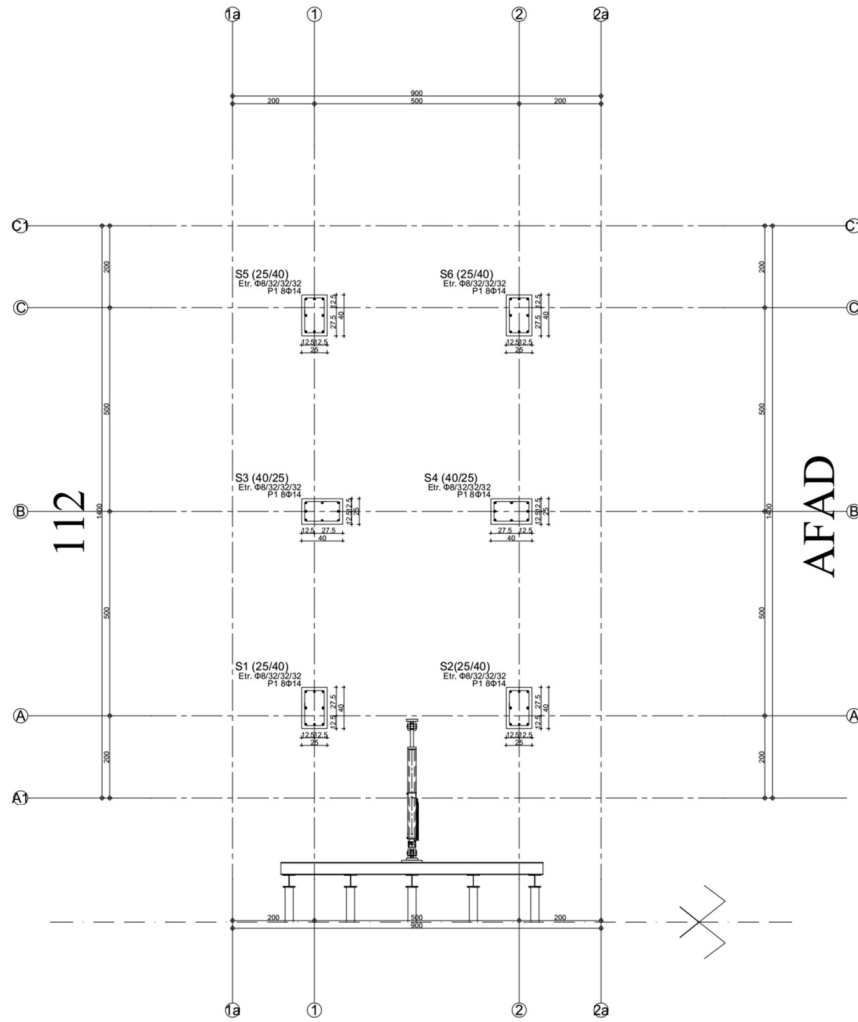
- Wang, D., Huang, L., Yu, T., & Wang, Z. (2017). Seismic performance of CFRP-retrofitted large-scale square RC columns with high axial compression ratios. *Journal of Composites for Construction*, 21.
- Wang, Q., Lv, J., Lu, C., & Zhu, W. (2022). Experimental study on seismic performance of square RC columns strengthened with multi-layer prestressed CFRP fabric. *Journal of Building Engineering*, 45, 103589.
- Wang, Z., Wang, D., Smith, S. T., & Lu, D. (2012). CFRP-confined square RC columns. I: Experimental investigation. *Journal of Composites for Construction*, 16(2), 150–160.
- Wu, Y. F., & Jiang, C. (2013). Effect of load eccentricity on the stress–strain relationship of FRP-confined concrete columns. *Composite Structures*, 98, 228–241.
- Wu, Y. F., & Wei, Y. Y. (2010). Effect of cross-sectional aspect ratio on the strength of CFRP-confined rectangular concrete columns. *Engineering Structures*, 32(1), 32–45.
- Wu, Y., Liu, T., & Wang, L. (2008). Experimental investigation on seismic retrofitting of square RC columns by carbon FRP sheet confinement combined with transverse short glass FRP bars in bored holes. *J Compos Constr*, 12, 53-60.
- Yalcin, C., Kaya, O., & Sinangil, M. (2008). Seismic retrofitting of R / C columns having plain rebars using CFRP sheets for improved strength and ductility. *Construction and Building Material*, 22, 295-307.
- Yan, Z., & Pantelides, C. P. (2006). Fiber-reinforced polymer jacketed and shape-modified compression members: II-model. *ACI Structural Journal*, 103(6), 894–903.
- Yi-Hsuan, T., Shyh-Jiann, H., & Tsung-Chih, C. (2006). In-site push over tests and seismic assessment on school buildings in Taiwan. *4th Int. Conf. on Earthquake Engineering*. Taipei, Taiwan.
- Youssef, M. N., Feng, M. Q., & Mosallam, A. S. (2007). Stress–strain model for concrete confined by FRP composites. *Composites. Part B, Engineering*, 38(5-6), 614–628.

EKLER

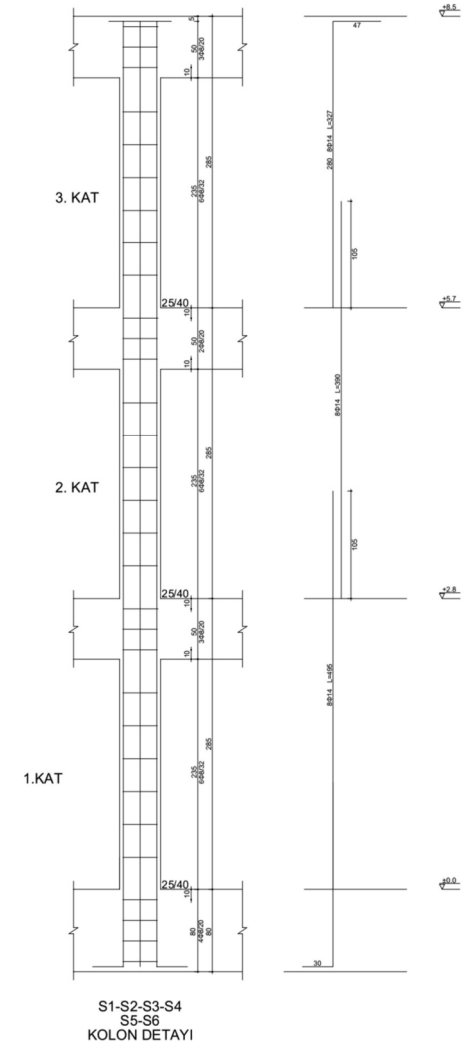
EK A: Test Binalarının Teknik Çizimleri



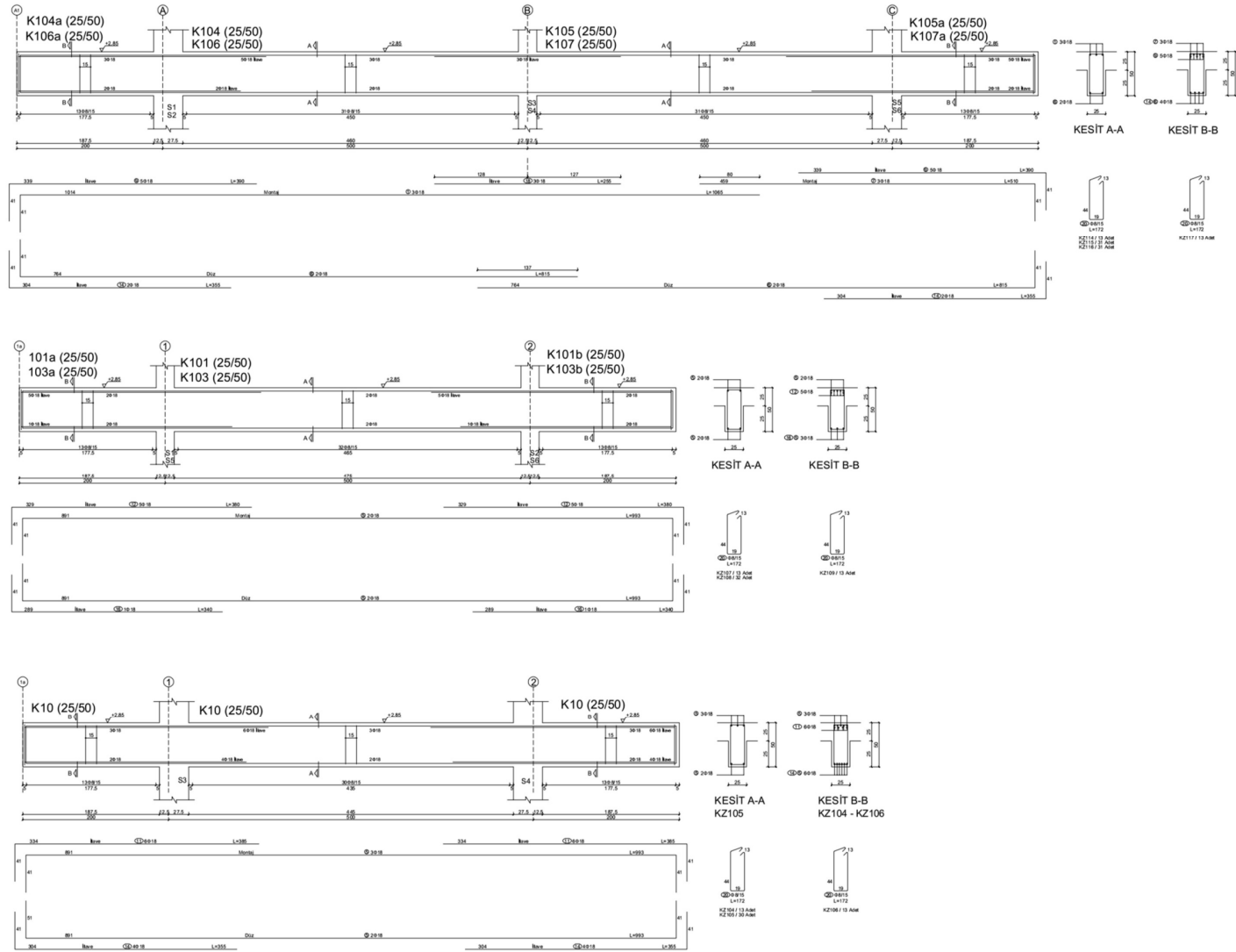
Şekil A.1: Test binaları birinci ve ikinci kat kalıp planları



| | |
|--|---------|
| S1 - S2 S3 - S4 S5 - S6 | (25/40) |
| | |
| <p>ETRİYELERDE 90 DERECE KANCA YAPILACAKTIR!</p> | |

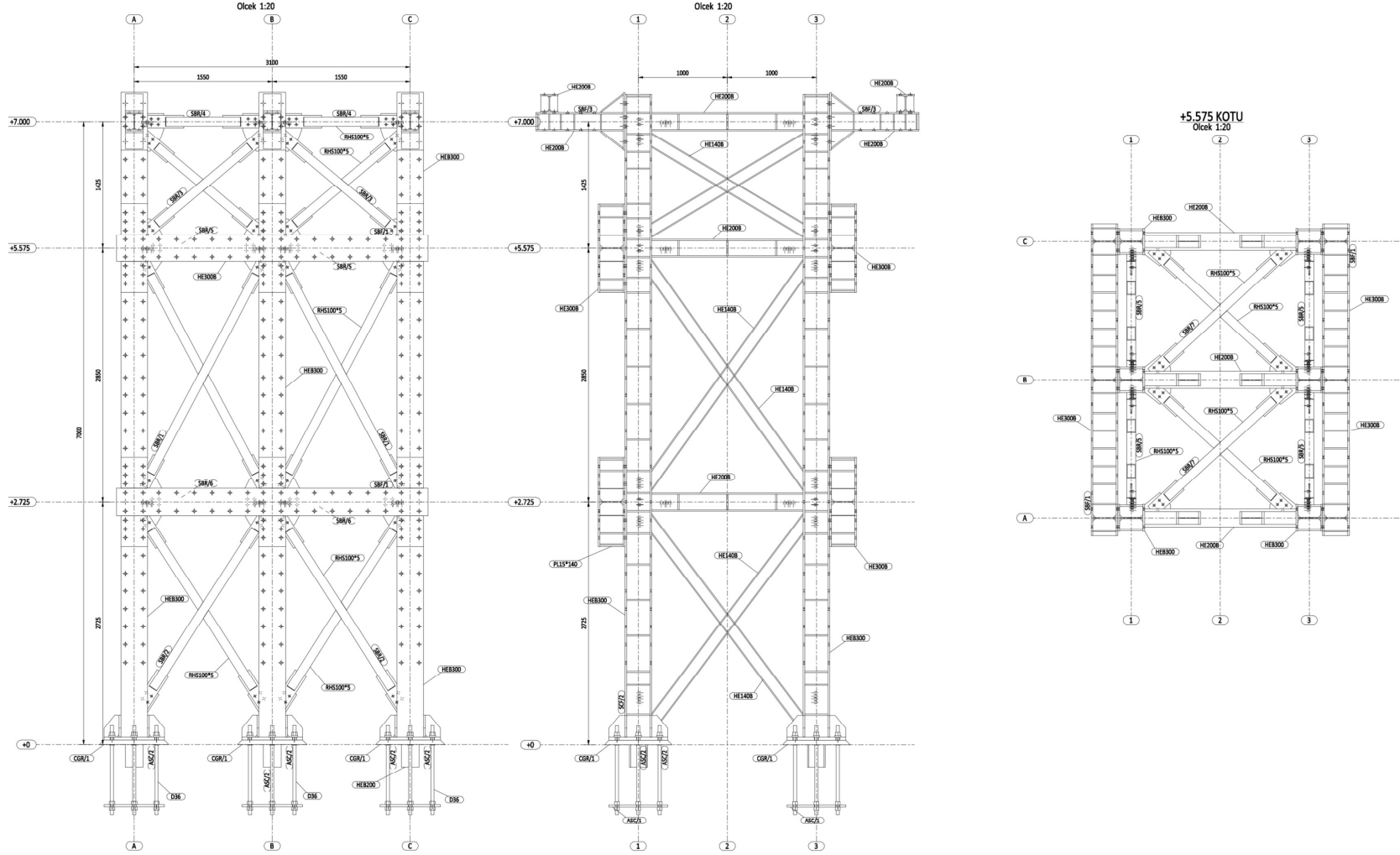


Şekil A.2: Test binaları kolon aplikasyon planı ve kolon detayları

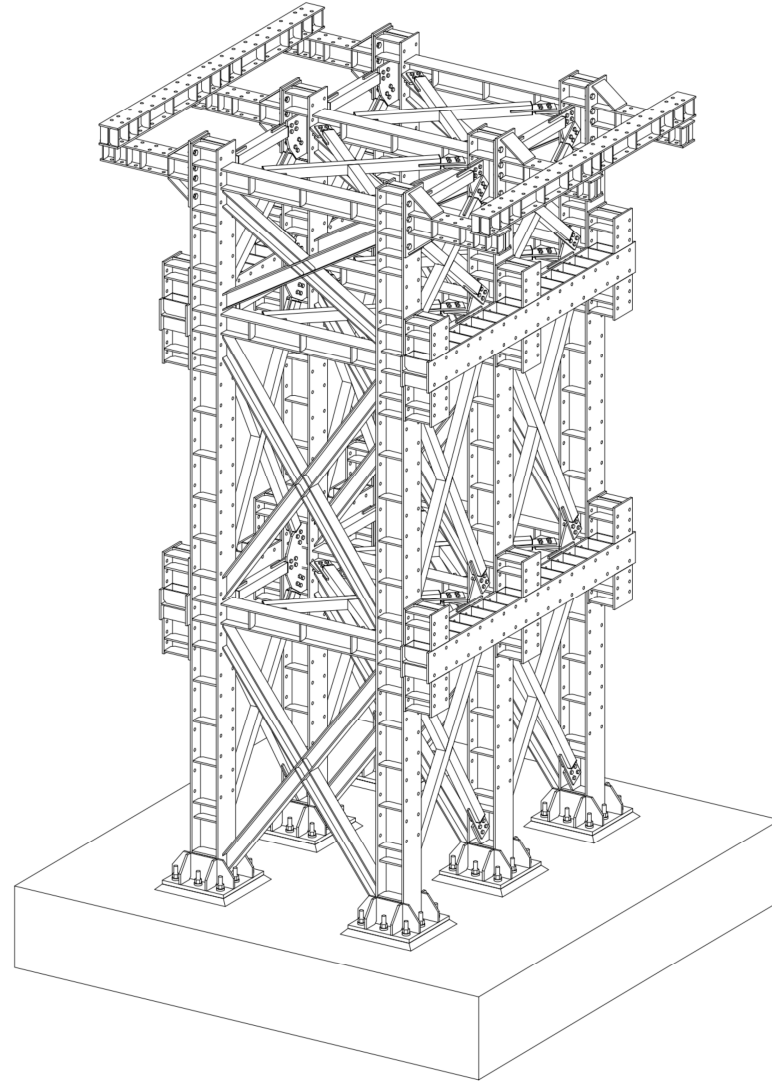


Şekil A.3: Test binaları kiriş detayları

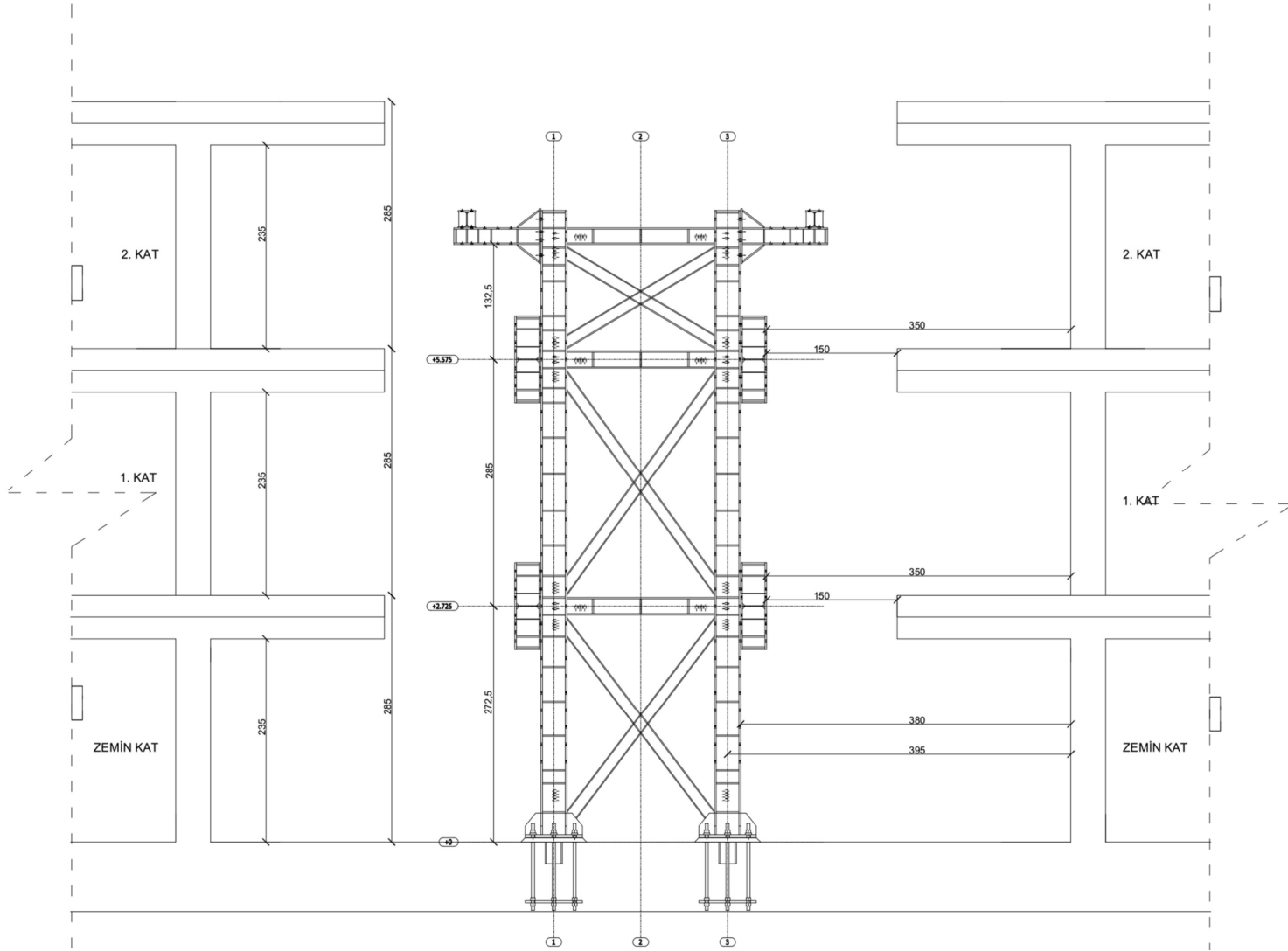
EK B: Çelik Yükleme Çerçevesi Teknik Çizimleri



Şekil B.1: Çelik yükleme çerçevesi görünüş teknik çizimleri

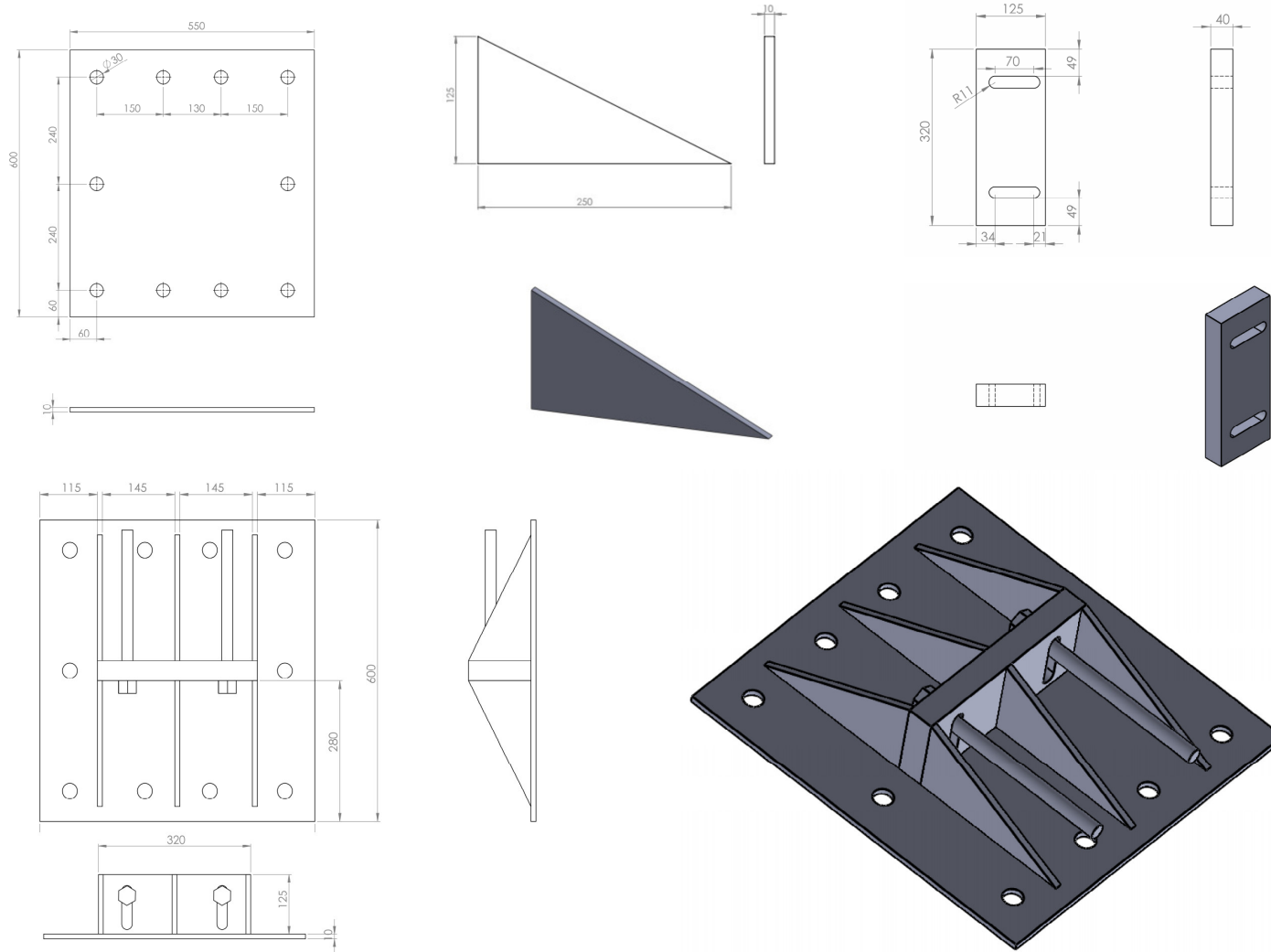


Şekil B.2: Çelik yükleme çerçevesi üç boyutlu görünümü



Şekil B.3: Çelik yüklem çerçevesinin test binalarına göre yerleşimi

EK C: Yük Aktarma İçin Kullanılan Çelik Eleman Detayları



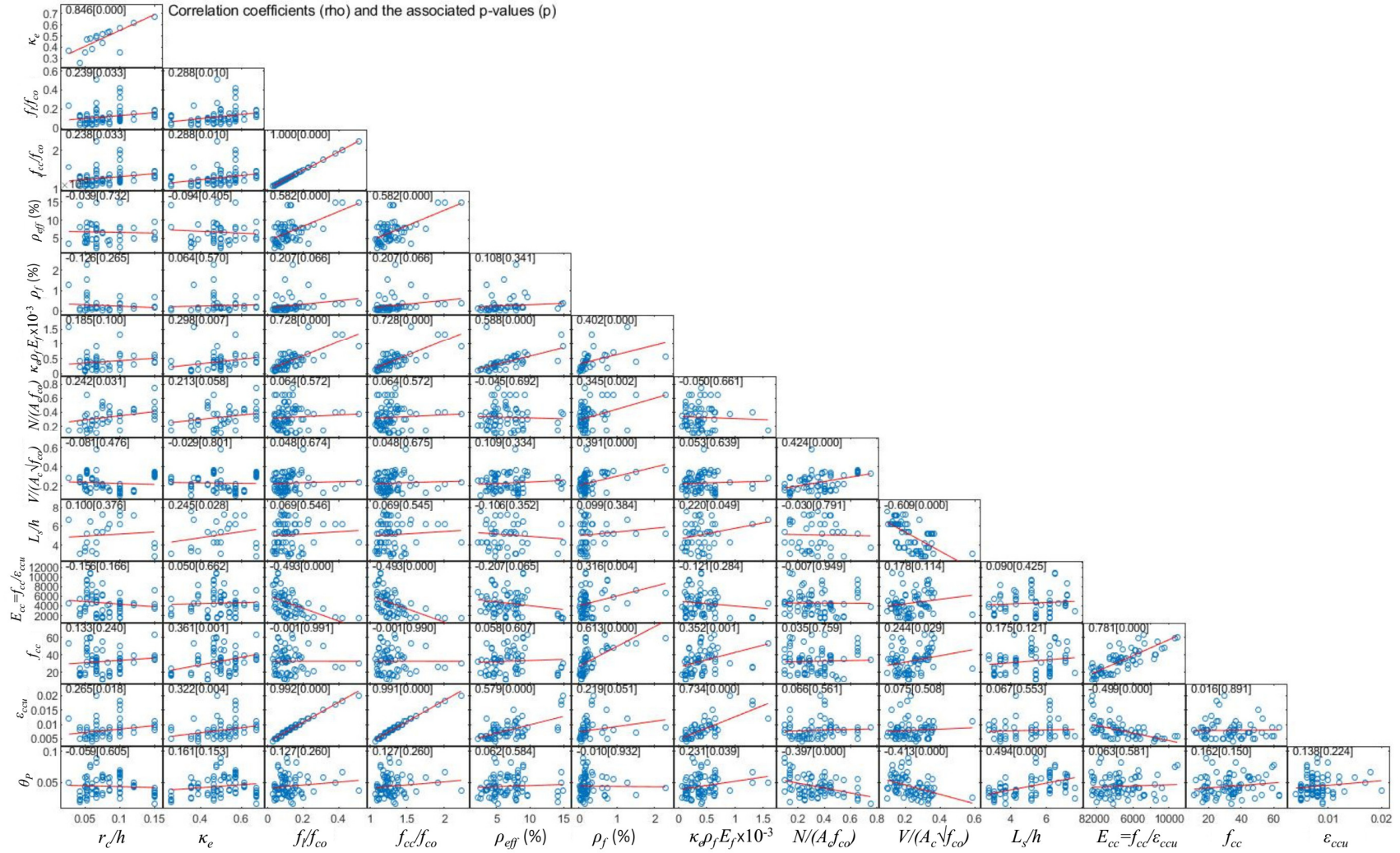
Şekil C.1: Yük aktarma elemanı teknik detayları

EK D: Geliştirme Veri Tabanındaki LP ile Sargılı Kolon Özellikleri

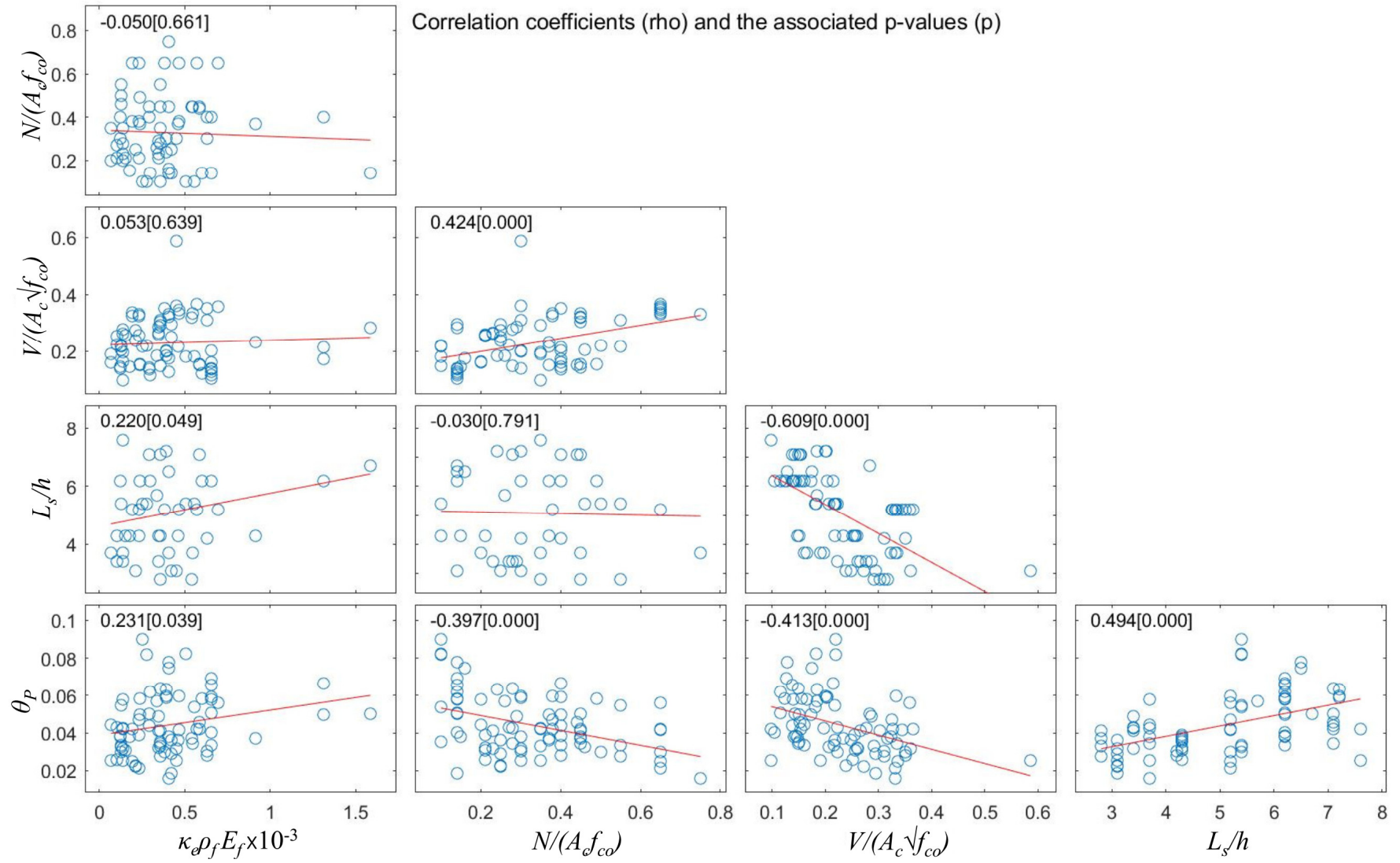
Tablo D.1: Geliştirme veri tabanındaki LP ile sargılı kolon özellikleri

| Kaynak | Kolon Sayısı | Kesit Boyutları (mmxmm) | Kesme Açıklığı (mm) | Boyuna ve Enine Donatılar (MPa) | f_{co} (MPa) | f_y (MPa) | n |
|--------------------------|--------------|-------------------------|---------------------|--|----------------|-------------|--------------|
| Bournas ve diğ. (2009) | 2 | 250x250 | 1600 | 4 ϕ 14 ϕ 8/200 | 28.6 25.5 | 523 | 0.28 |
| Bousias ve diğ. (2004) | 8 | 250x250 250x500 | 1600 | 4 ϕ 14 ϕ 8/200 | 25.6 32.9 | 425 | 0.23 0.45 |
| Chang ve diğ. (2000) | 2 | 600x750 | 3250 | 32 ϕ 16 ϕ 9/130 | 26.0 25.5 | 343 | 0.10 0.15 |
| Ma ve Hui (2015) | 2 | 300x300 | 1130 | 8 ϕ 16 ϕ 8/100 | 47.5 | 361 | 0.30 0.40 |
| Truong ve diğ. (2017) | 2 | 300x300 | 830 | 4 ϕ 22 8 ϕ 22 ϕ 10/150 | 17.8 16.7 | 375 | 0.30 |
| Ghatte ve diğ. (2019) | 6 | 300x600 | 2100 | 10 ϕ 14 ϕ 10/200 | 16.0 | 310 | 0.2 0.35 |
| Haries ve diğ. (2003) | 1 | 460x460 | 2400 | 8 ϕ 22 ϕ 10/356 | 24.8 | 460 | 0.26 |
| Hosseini ve diğ. (2005) | 2 | 260x260 | 1500 | 4 ϕ 18 8 ϕ 18 ϕ 10/120 | 53.0 52.0 | 400 | 0.14 0.16 |
| Iacobucci ve diğ. (2003) | 5 | 305x305 | 1470 | 8 ϕ 20 ϕ 10/300 | 36.5 37.0 | 465 | 0.38 0.65 |
| Ilki ve diğ. (2008) | 2 | 200x300 | 1200 | 4 ϕ 14 ϕ 8/200 | 13.4 | 336 | 0.37 |
| Ouyang et al. (2017) | 4 | 300x300 | 1170 | 8 ϕ 18 ϕ 6/150 | 29.6 | 386 | 0.21 |
| Memon ve Sheikh (2005) | 4 | 305x305 | 1470 | 8 ϕ 20 ϕ 10/300 | 42.5 44.2 | 465 | 0.38 0.65 |
| Ozcan ve diğ. (2008) | 4 | 350x350 | 2000 | 8 ϕ 18 ϕ 10/200 | 11.4 19.4 | 287 | 0.30 0.49 |
| Ozcan ve diğ. (2010) | 4 | 200x400 | 2000 | 8 ϕ 18 ϕ 10/200 | 10.0 15.5 | 287 | 0.46 0.55 |
| Realfonzo ve diğ. (2009) | 11 | 300x300 | 1700 | 6 ϕ 14 ϕ 8/200 | 11.7 35.3 | 346 556 | 0.14 0.40 |
| Realfonzo ve diğ. (2012) | 5 | 300x700 | 1700 | 14 ϕ 14 ϕ 8/200 | 13.1 22.6 | 346 556 | 0.14 0.25 |
| Seible ve diğ. (1997) | 1 | 489x730 | 3660 | 42 ϕ 25 Φ 6/127 | 34.4 | 303 | 0.14 |
| Wang ve diğ. (2017) | 7 | 400x400 300x300 | 1400 1050 | 8 ϕ 16 ϕ 8/200 ϕ 6/150 | 25.3 27.4 | 437 358 | 0.35 0.75 |
| Wu ve diğ. (2008) | 3 | 200x200 | 1260 | 4 ϕ 16 ϕ 6/100 | 36.4 46.9 | 508 | 0.24 0.30 |
| Yalcin ve diğ. (2004) | 1 | 200x400 | 1610 | 6 ϕ 14 Φ 8/300 | 16 | 319 | 0.27 |
| Zoppo ve diğ. (2018) | 4 | 300x300 | 1500 | 6 ϕ 18 Φ 8/150 | 14.9 33.3 | 525 | 0.10 |

EK E: LP ile Sargılı Kolon Değişkenlerinin İlişki Matrisleri



Şekil E.1: LP ile sargılı kolon parametrelerinin ilişki matrisi



Şekil E.2: LP ile sargılı kolon değişkenlerinin ilişki matrisi

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Adı Soyadı : Erkan TÖRE
Doğum tarihi ve yeri : 12/02/1986 Eskişehir
e-posta : tore@balikesir.edu.tr

Öğrenim Bilgileri

| Derece | Okul/Program | Yıl |
|-----------|--|-----------|
| Y. Lisans | Balıkesir Üniversitesi/İnşaat Mühendisliği | 2010-2013 |
| Lisans | Eskişehir Osmangazi Üniversitesi/İnşaat Mühendisliği | 2004-2008 |
| Lise | Eskişehir Anadolu Lisesi | 2000-2004 |

Yayın Listesi

Uluslararası hakemli dergilerde yayımlanan makaleler:

- Tore, E., Demir, C., Comert, M., & Ilki, A. (2021). Seismic collapse performance of a full-scale concrete building with lightly reinforced columns. *Journal of Structural Engineering* (New York, N.Y.), 147(12), 04021207
- Inci, P., Goksu, C., Tore, E., & Ilki, A. (2021). Effects of seismic damage and retrofitting on a full-scale substandard RC building-ambient vibration tests. *Journal of Earthquake Engineering*, 1–28.
- Ates, A.O, Khoshkholghi, S., Tore, E., Marasli, M., Ilki, A. (2019). Sprayed Glass Fiber-Reinforced Mortar with or without Basalt Textile Reinforcement for Jacketing of Low-Strength Concrete Prisms. *J. Compos. Constr.* 23 (2)
- Tore, E., Yavas, A. (2017). Parametric evaluation of the plastic deformation capacity of fiber reinforced polymers confined square and rectangular columns. *Наука та будівництво* 13(3):59-63
- Tore E., Demiral, T. (2014). A Parametric Study of Code-Based Performance Limits for Wide Beams. *e-GFOS*. 5(8)

Uluslararası bilimsel toplantılarda sunulan ve bildiri kitaplarında basılan bildiriler:

- Elci H, Tore E. (2018). Retrofitting of improperly repaired reinforced concrete columns using FRP confinement. ICCS21 21st International Conference on Composite Structures University of Bologna; 4–7 September 2018. (Özet Bildiri)

- Uysal, H., Tore, E., Efe, P. (2017). Mevcut Betonarme Yapıların Türk Deprem Yönetmeliği 2007 Göre Lifli Polimer Kompozitler ile Güçlendirilmesi. IMCOFE'16 International Mulyidisciplinary Congress of Eurasia, 2, 379-386. (Tam Metin Bildiri)
- Tore, E., Ilki, A., Demir, C., Comert, M. (2017). Collapse testing of full-scale RC buildings with or without seismic retrofit of columns with FRP jackets. COST Action TU1207 Next Generation Design Guidelines for Composites in Construction: End of Action Conference Proceedings. (Tam Metin Bildiri)
- Ates, A.O., Tore, E., Khoshkholghi, S., Ilki, A. (2017). Sprayed Textile Reinforced GFRCfor Retrofitting of Sub-Standard Non-Circular Concrete Columns. 16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017. (Tam metin bildiri).
- Ilki, A., Tore, E., Comert, M., Demir, C. (2016). Seismic Retrofit using FRP Reinforcement - Research and Application. International Workshop on RC FRP Seismic Retrofitting, Lyon, Fransa. (Özet Bildiri/Davetli Konuşmacı)
- Tore, E., Comert, M., Demir, C., Marasli, M., Ilki, A. (2015). Seismic Retrofit of Columns using Basalt Mesh Reinforced Sprayed GFRC Jacket. Glassfibre Reinforced Concrete Association Congress 2015 (Tam Metin Bildiri)

Yazılan ulusal/uluslararası kitaplardaki bölümler:

- Ilki, A., Tore, E., Demir, C., Comert, M. (2018). Code Based Performance Prediction for a Full-Scale FRP Retrofitted Building Test. In: Vacareanu R., Ionescu C. (eds) Seismic Hazard and Risk Assessment. Springer Natural Hazards. Springer, Cham.
- Ilki, A, Tore, E, Demir, C, Comert, M. (2018). Seismic performance of a full-scale FRP retrofitted sub-standard RC building. In: Pitilakis, K., (editör) Recent Advances in Earthq Eng Eur. ECEE 2018. Geotech, Geol and Earthq Eng vol. 46. Cham: Springer 519–44.

Ulusal bilimsel toplantılarda sunulan ve bildiri kitaplarında basılan bildiriler:

- Ilki, A, Tore, E., Demir, C., Comert, M., Ates, A.O. (2020). Sünek Olmayan Mevcut Betonarme Binaların Deprem Davranışlarının Araştırılmasına Yönelik Tam Ölçekli Bina Deneyleri. Prof. Dr. Zeki HASGÜR, Prof. Dr. Metin AYDOĞAN, Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ Onuruna Betonarme Yapılar Semineri. (Tam Metin Bildiri/Davetli Konuşmacı)
- Ilki, A, Tore, E., Demir, C., Comert, M., Ates, A.O. (2019). Sünek Tasarlanmamış Mevcut Betonarme Yapıların Depremi Benzeştiren Yükler Altında Davranışı. 21.Ulusal Mekanik Kongresi (Tam Metin Bildiri/Davetli Konuşmacı)
- Ates, A.O, Tore, E., Marasli, M., Ilki, A. (2015). Hasarlı Betonarme Kolonların Bazalt Tekstil Donatılı Cam Lifli Püskürtme Beton İle Güçlendirilmesi. Yapı MekaniğiLaboratuvarları 5. Toplantısı (Özet Bildiri)

- Tore, E., Ates, A.O, Khoshkholghi, S., Marasli, M., Ilki, A. (2015). Püskürtme GRC ve Bazalt Tekstil Takviyeli GRC ile Süneklik Artışına Yönelik Güçlendirme. Sekizinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı (Tam Metin Bildiri)
- Tore, E., Saylan, S. ,Yavas, A, (2013). Farklı Enine Donatı Düzenlemesine Sahip Geniş Kirişlerin Tersinir Tekrarlı Yükleme Altındaki Davranışı. Ulusal Yapı Mekaniği Laboratuvarları Toplantısı (Özet Bildiri)