

**DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BETONARME YAPILARIN DEPREM
DAVRANIŞININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE
ÇİMENTO ŞERBETİ EMDİRİLMİŞ LİFLİ
BETON (SIFCON) KULLANIMI**

İbrahim Serkan MISIR

Haziran, 2011

İZMİR

**BETONARME YAPILARIN DEPREM
DAVRANIŞININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE
ÇİMENTO ŞERBETİ EMDİRİLMİŞ LİFLİ
BETON (SIFCON) KULLANIMI**

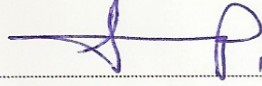
**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Doktora Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı**

İbrahim Serkan MISIR

**Haziran, 2011
İZMİR**

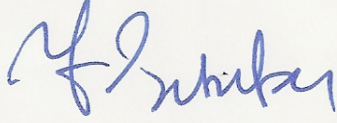
DOKTORA TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

İBRAHİM SERKAN MISIR tarafından **Prof.Dr. Serap KAHRAMAN** yönetiminde hazırlanan **“BETONARME YAPILARIN DEPREM DAVRANIŞININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE ÇİMENTO ŞERBETİ EMDİRİLMİŞ LİFLİ BETON (SIFCON) KULLANIMI”** başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir doktora tezi olarak kabul edilmiştir.



Prof.Dr. Serap KAHRAMAN

Yönetici



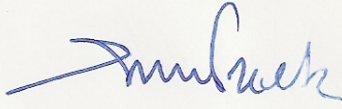
Prof.Dr. Yıldırım ERTUTAR

Tez İzleme Komitesi Üyesi



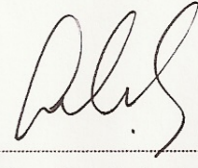
Prof.Dr. Ramazan KARAKUZU

Tez İzleme Komitesi Üyesi



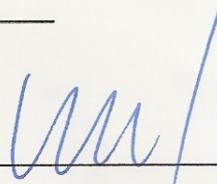
Prof.Dr. Güney ÖZCEBE

Jüri Üyesi



Yrd.Doç.Dr. Selçuk SAATÇI

Jüri Üyesi



Prof.Dr. Mustafa SABUNCU

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Tez danışmanlığımı kabul eden, tezin her aşamasında önerileriyle yeni açılımlar sağlayan ve tezin stresini yoğun yaşadığım zamanlarda desteğini esirgemeyen değerli hocam Prof. Dr. Serap KAHRAMAN'a, isabetli görüş ve önerileriyle bakış açımı zenginleştiren Prof. Dr. Türkay BARAN'a önemli bir teşekkür borçluyum.

Tez izleme jürisinde yer alan, görüşleri ile araştırmama destek veren hocalarım Prof. Dr. Yıldırım ERTUTAR ve Prof. Dr. Ramazan KARAKUZU'ya harcadıkları zaman ve katkılarından dolayı teşekkür ederim. Tez izleme jürisinde yer alan ve bu süreçte desteğini her zaman hissettiğim fakat rahatsızlığı sebebiyle yakın zamanda aramızdan ayrılan saygıdeğer Prof Dr. Sami AKSOY hocamızı saygıyla anıyorum.

Tez sınav jürimde yer alan ve değerli önerileri ile önemli katkılar sağlayan değerli hocalarım Prof. Dr. Güney ÖZCEBE ve Yrd. Doç. Dr. Selçuk SAATÇI'ye teşekkür ederim.

Yoğun çalışma programı içerisinde zamanından fedakârlık ederek bu çalışmaya görüşleri ile katkı sağlayan, deneysel çalışmalarda büyük bir özveri ile yardımlarda bulunan ve dostluğunu her daim hissettiğim Yrd. Doç. Dr. Özgür ÖZÇELİK'e ve eşi Dr. Carmen ÖZÇELİK'e, uzun saatler süren deneysel çalışmalardaki özverili yardımlarından ve dostluğundan dolayı Arş. Gör. İnşaat Yüksek Mühendisi Sadık Can GİRGİN'e ve çalışmalarımın son anına kadar yaptığı katkılardan dolayı dostum Maden Mühendisi Onur DALGALI'ya teşekkür ederim.

Sunulan çalışma DEÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarı bünyesinde gerçekleştirilen doktora seviyesindeki ilk çalışma olma özelliğini taşımaktadır. Bu sebeple deneysel çalışmaların başlatılması ve sağlıklı bir şekilde yürütülebilmesi için çok sayıda engelin aşılması gerekmiştir. Deneysel çalışmanın kurgulanması kısmında değerli önerileri ile destek veren Doç. Dr. Şevket ÖZDEN'e ve Dr. Hilal MEYDANLI

ATALAY'a, malzeme çalışmaları kısmında engin deneyimlerini esirgemeyen başta Doç. Dr. Halit YAZICI ve Dr. Hüseyin YİĞİTER olmak üzere DE Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nın tüm çalışanlarına teşekkür ederim. Deney numunelerinin hazırlanması sırasında vermiş oldukları katkı için Dere Prefabrik A.ř.'ye, özellikle de şanver DERİN ve Halis KOÇBULUT'a teşekkür ederim.

Çalışmayı 2007.KB.FEN.042 ve 2008.KB.FEN.006 numaralı projelerle destekleyen Dokuz Eylül Üniversitesi Rektrlğ'ne teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmanın kurgulanması ve deneysel veri toplama aşamaları uzun bir dönemde gerçekleşti. Laboratuvar çalışmalarındaki yardımlarından dolayı Yüksek Lisans ğrencilerimiz Murat Arda UĞURLU, Serhan SARIDOĞAN ve ismini sayamadığım emeği geçen lisans öğrencilerimize teşekkür ederim.

Lisans dönemimden bu yana en zor ve stresli zamanlarımda desteğini yanımda hissettiğim dostum İnaat Yüksek Mühendisi İbrahim İLHAN'a teşekkürü borç bilirim. Zamansız bir şekilde aramızdan ayrılan sevgili dostumuz İnaat Mühendisi Oğuz KYLUOĞLU'nu saygıyla anıyorum.

Kendileri de birer eğitimci olan ve hayatımın her anında özverisini esirgemeyen, bilimsel merakımı her zaman destekleyen annem Gültekin MISIR ve babam İsa MISIR'a, doğduğum günden itibaren her zaman yanımda olduğunu hissettiğim ağabeyim CENK MISIR'a ve ablam Oya MISIR'a, bitmez tükenmez gün ve gecelerdeki yoğun çalışma temposunun sıkıntılarını ve gerilimlerini benimle birlikte yaşayan ve bu dönemde beni yreklendiren eşim Gülizar MISIR'a ve annemiz Tülay SOLA'a teşekkür ederim.

İbrahim Serkan MISIR

BETONARME YAPILARIN DEPREM DAVRANIŞININ İYİLEŞTİRİLMESİNDE ÇİMENTO ŞERBETİ EMDİRİLMİŞ LİFLİ BETON (SIFCON) KULLANIMI

ÖZ

Sunulan çalışmada, mevcut betonarme binaların kolon-kiriş birleşimlerinin genel yetersizlik unsurlarını barındıran dış kolon-kiriş birleşimi numunelerinin depremi benzeştiren tersinir tekrarlı yükler altındaki davranışı incelenmiş, bu birleşimlerin SIFCON (çimento şerbeti emdirilmiş lifli beton) bloklar ve kimyasal ankrajlar kullanılarak iyileştirilmesi amacıyla tez kapsamında önerilen yöntemin etkinliği incelenmiştir.

İyileştirme amacıyla kullanılacak kompozitin optimum matris özelliklerinin belirlenmesi için çeşitli bileşen oranlarında hazırlanan karışımların taze hal deneyleri yapılmış, hedeflenen matris basınç dayanımlarına ulaşmak için bir dizi karışım denenmiştir. İyileştirme yönteminin hedeflerine uygun geometride, çelik lif dozajı-matris dayanımı ve kalınlık açısından çeşitli seçeneklerde hazırlanan kompozit köşe blokların tersinir tekrarlı yükleme altında histeretik performansları araştırılmıştır. Genel davranış, yanal rijitlik azalımı, enerji tüketimi vb. açısından göz önüne alınan birleşim numunelerinin iyileştirilmesine uygun seçenek belirlenmiştir.

Mevcut binaların birleşimlerini temsil edecek şekilde düşük beton dayanımlı, birleşiminde kayma donatısı bulunmayan, düz donatı ile detaylandırılmış vb. özellikte hazırlanan dış kolon-kiriş birleşimi numuneleri sabit eksenel yük ve tersinir tekrarlı yatay yükler altında test edilmiştir. Test edilen birleşim numuneleri, laboratuvar imkânları dâhilinde 2/3 geometrik ölçekli, düzlemsel ve döşeme içermeyen bir formda düzenlenmiştir. Deprem etkileri altında bu tür birleşimlerin sergileyebileceği gevrek göçme davranışı ve enerji tüketimi açısından düşük performansa işaret eden histeretik çevrim sıkışması davranışı gösterilmiş, test sonucunda önceki çalışma sonuçları ile uyumlu birleşim kesme dayanımları elde

edilmiştir. Aynı yetersizlikleri içeren birleşimler tez kapsamında önerilen yöntemle çeşitli ankraj seçeneklerinde iyileştirilmiş, kolon tepesinden uygulanan sabit eksenel yük ve tersinir tekrarlı yatay yükler altındaki davranışları incelenmiştir. İyileştirilen numunelerin yanal dayanımı ve enerji tüketim performansı yalın halde test edilen birleşim numunelerine göre belirgin bir şekilde geliştirilmiş, numunelerin birleşim kesme hasarı geciktirilmiş, gevrek göçmesi engellenmiş ve davranışları daha sünek olan kiriş eğilme göçmesine dönüştürülmüştür.

Ayrıca kolon-kiriş birleşimlerinin deney sonuçları ile kalibre edilmiş sayısal modelleri oluşturulmuş, birleşimin donatı sıyrılması ve kesme davranışını barındıran iki boyutlu karmaşık süper elemanın model parametreleri tespit edilmiştir.

Anahtar sözcükler: Standard altı kolon-kiriş birleşimleri, birleşim kesme göçmesi, sismik iyileştirme, SIFCON bloklarla betonarme birleşimlerin iyileştirilmesi.

**USE OF SLURRY INFILTRATED FIBER CONCRETE (SIFCON)
IN IMPROVING THE SEISMIC BEHAVIOUR OF
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**

ABSTRACT

In this study, behavior of existing beam-column joints under cyclic loading conditions similar to those under earthquake action is investigated and a novel seismic improving technique is proposed. This technique uses prefabricated slurry infiltrated fiber concrete blocks (SIFCON) anchored on the joints with anchorage rods.

In order to find the optimal mixture properties of the composite matrices used for the blocks, various fresh-state tests with different constituent materials ratios were conducted to achieve the desired composite strength. In compliance with the objective of the retrofitting technique, L-shaped various composite block specimens with different steel fiber density, matrix compressive strength, and different thicknesses were produced and tested under cyclic loadings. With these component tests, hysteretic performance of the blocks were investigated and the most ideal choice was decided based on the factors such as lateral stiffness and energy dissipation capacity etc.

In order to represent sub-standard beam-column connections (i.e., no shear reinforcement in the joint with detailing using smooth reinforcing bars), 2/3 scale specimens without slab extensions were prepared and tested under quasi-static cyclic loading with a specified constant axial load. In these specimens, brittle failure mechanism with very little energy dissipation capacity under earthquake-like cyclic loads was observed which is attributed to the pinching phenomenon. The designed specimens showed consistent behavior with similar specimens tested and documented in the literature. These sub-standard specimens were seismically improved with proposed novel technique with different anchorage conditions and

tested under cyclic loading conditions. It is shown that in the improved specimens, shear failure was postponed and plastic hinge formation moved away from column surfaces allowing specimens to fail in flexure without any indication of brittle failure, and lateral strength, stiffness, energy dissipation and ductility of the specimens are greatly improved.

Moreover, a two-dimensional finite element model of the specimens incorporating bond-slip behavior for reinforcement bars and shear panels combined in a “super-element” is developed and the parameters of the model are calibrated using the tests results.

Key words: Sub-standard beam-column joints, shear failure of joints, seismic improving, improving the seismic behavior of reinforced concrete joints using SIFCON blocks.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

DOKTORA TEZİ SINAV SONUÇ FORMU	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZ	v
ABSTRACT	vi

BÖLÜM BİR - GİRİŞ..... 1

1.1 Giriş	1
1.2 Önceki Çalışmalar	2
1.2.1 Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Davranışı.....	2
1.2.2 Birleşimlerin iyileştirilmesi.....	9
1.2.3 Kesme Etkisindeki Birleşimlerin Modellenmesi.....	13
1.2.4 Lif Katkılı Çimento Esaslı Kompozitlerin Kullanımı	16
1.3 Tezin Amacı Ve Kapsamı	17
1.3.1 Amaçlar	17
1.3.2 Kapsam.....	17
1.4 Tezin Ana Hatları	19

BÖLÜM İKİ - SIFCON BLOK ÜZERİNE YÜRÜTÜLEN

DENEYLER VE SONUÇLARI 21

2.1 Giriş	21
2.2 Malzeme Özellikleri	22
2.2.1 Çelik Lif	22
2.2.2 SIFCON Matrisi	22
2.2.3 Ankraj Çubuğu	26
2.2.4 Epoksi Malzemesi	26
2.3 Blok Numunelerinin Detayları	27
2.4 SIFCON Blok Numunelerinin Dökümleri	28
2.5 SIFCON Blok Test Kurulumu.....	31

2.6 Blok Numunelerine İliştirilen Ölçerler.....	33
2.7 Yatay Yükleme ve Veri Toplama.....	36
2.8 Deney Gözlemleri.....	38
2.8.1 S0 Numunesi	38
2.8.2 S1 Numunesi	40
2.8.3 S2 Numunesi	42
2.8.4 S3 Numunesi	44
2.8.5 S4 Numunesi	47
2.9 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi	49
2.9.1 Rijitlik Azalması	49
2.9.2 Enerji Tüketimi	51
2.9.2.1 Birikimli Enerji Tüketimi	51
2.9.2.2 Göreli Enerji Tüketme Oranı	53

BÖLÜM ÜÇ - KOLON KİRİŞ BİRLEŞİMİ

ÜZERİNE YÜRÜTÜLEN DENEYLER VE SONUÇLARI 55

3.1 Giriş.....	55
3.2 Numunelerin Özellikleri.....	56
3.3 Malzeme Özellikleri.....	62
3.3.1 Beton	62
3.3.2 Donatı çeliği	62
3.4 Test Kurulumu.....	64
3.5 Birleşim Numunelerine İliştirilen Ölçerler.....	67
3.5.1 Donatı Birim Şekil Değiştirmeleri	67
3.5.2 Yerdeğiştirme ölçümü	69
3.6 Kolon Eksenel Yüklemesi	74
3.7 Yatay Yükleme.....	74
3.8 Veri Toplama.....	75
3.9 Deney Gözlemleri.....	76
3.9.1 N1 Numunesi.....	76
3.9.2 N2 Numunesi.....	77
3.9.3 N3 Numunesi.....	79

3.9.4 N4 Numunesi.....	80
3.9.5 N5 Numunesi.....	82
3.9.6 N6 Numunesi.....	84
3.10 Deneý Sonuçlarının Deęerlendirilmesi.....	86
3.10.1 Tepe Y¼k¼ – Tepe ¼telenmesi İlişkisi	86
3.10.2 Yerdeğiştirme S¼neklięi	89
3.10.3 Birleşimin Kayma Birim Şekil Değiştirmesi	
– Kayma Gerilmesi İlişkisi	91
3.10.3.1 Birleşimin Kayma Birim Şekil Değiştirmesi Hesabı.....	91
3.10.3.2 Birleşimin Normalize Edilmiş	
Yatay Kayma Gerilmesi Hesabı	93
3.10.4 Tepe ¼telenmesine Katkı.....	96
3.10.5 Rijitlik Azalması	106
3.10.6 Enerji T¼ketimi	108
3.10.6.1 Birikimli Enerji T¼ketimi	108
3.10.6.2 G¼relili Enerji T¼ketme Oranı	110
B¼L¼M D¼RT - SAYISAL MODEL ALIşMALARI	112
4.1 Giriş	112
4.2 Malzeme Modelleri	112
4.2.1 Beton	112
4.2.2 Donatı eliği	115
4.3 Sayısal Modellerin Kurulması	116
4.4 Analiz Sonuçları	120
B¼L¼M BEş – SONUÇLAR.....	124
5.1 Tez alışmasından Elde Edilen Genel Sonuçlar	124
5.2 Gelecek alışmalar İçin ¼neriler	126
KAYNAKLAR	127
EKLER.....	136

EK A – BİRLEŞİM NUMUNESİ TEST SONUÇLARININ ÖZETİ..... 137

A.1 N1 Kontrol Numunesi	138
A.2 N2 Kontrol Numunesi	146
A.3 N3 Numunesi.....	155
A.4 N4 Numunesi.....	163
A.5 N5 Numunesi.....	172
A.6 N6 Numunesi.....	181

EK B - TOPLAM TEPE ÖTELENMESİNE KATKI 190

B.1 Birleşim Kayma Şekil Değiştirmesinin Katkısı.....	190
B.2 Birleşim Kayma Şekil Değiştirmesinin Numune Hareketine Etkisi.....	192
B.3 Kiriş Toplam Dönmesinin Numune Hareketine Etkisi.....	194
B.4 Kolon Toplam Dönmesinin Numune Hareketine Etkisi.....	195

EK C – BİRLEŞİM NUMUNELERİNİN HAZIRLANMASI..... 198

C.1 Gerinim Ölçerleri Yerleştirilmesi	198
C.2 Beton Dökümü.....	200

EK D - BİRLEŞİM NUMUNELERİ İÇİN DENEY ORTAMININ HAZIRLANMASI..... 202

D.1 Yükleme Altyapısının Projelendirilmesi	202
D.2 Yerdeğiştirme Kontrollü Hidrolik Verenin Bağlantılarının ve Kontrolör Ayarlarının Yapılması	204

EK E – KOLON, KİRİŞ VE BİRLEŞİMİN TEORİK DAYANIMLARI 208

E.1 Dayanım Hiyerarşisi	208
E.2 N2 Numunesi Birleşim Kayma Donatısı İçin Hesap	210

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

1.1 Giriş

Yoğun hasara sebep olan ve mevcut binaların sismik yükler karşısında hasar görebilirliklerini bir kez daha hatırlatan 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri halkın deprem güvenli binalar konusuna olan ilgisini artırmıştır. Son zamanlarda özellikle İstanbul ile özdeşleşen deprem tehdidi ile nüfusun yoğun olarak bulunduğu bu ve benzeri bölgelerdeki binaların sismik açıdan değerlendirilmesi sonucu mevcut betonarme binaların pek çok yetersizliğe sahip olduğu ortaya çıkmıştır (Özcebe vd. 2004, Yakut, 2004, Engindeniz, 2005, Tankut vd. 2006, Özcebe vd. 2009). Düşük beton dayanımı, yönetmelik minimum koşullarını karşılamayan donatı miktarı ve hatalı detaylandırma bu binaların öne çıkan yetersizlik unsurlarıdır. Ayrıca bir kısmı yatay deprem yükleri göz önüne alınmaksızın sadece düşey yüklere göre tasarlanmıştır. Bu nedenle bu tür binaların orta şiddette depremler karşısında bile yeterli yanal dayanımları olduğu şüphelidir.

Sismik etkiler altındaki betonarme çerçevelerin kolon-kiriş birleşimlerinin (düğüm noktası veya birleşim paneli) kritik öneme sahip olduğu, kolon ve kiriş eleman uçlarında plastik mafsallar meydana gelemeden gevrek birleşim hasarı ile birçok yapının göçtüğü veya ağır hasara uğradığı geçmiş depremlerden bilinmektedir. Özellikle 1975 yılı öncesinde inşa edilmiş birçok bina, o dönemin deprem tasarımı yönetmeliklerinden kaynaklanan sünek olmayan donatı detaylandırmasına sahiptir (Hakuto, 2000). Sonraki yıllarda inşa edilen pek çok bina da birleşimlerindeki kesme donatısı eksikliğinden dolayı kapasite tasarımı prensiplerini karşılamamaktadır. Bu sebeple mevcut binaların yetersizlik unsurları arasında kolon-kiriş birleşimleri ve özellikle dış birleşimler en kritik bileşen olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca, son yıllarda geliştirilen yöntemlerle kolon ve kiriş elemanları güçlendirilen binalarda, bu elemanlar arasında kuvvet aktarımını gerçekleştiren birleşimlerin zayıf halka haline gelmesi olasılığı da bulunmaktadır (Mısır vd. 2009).

1.2 Önceki Çalışmalar

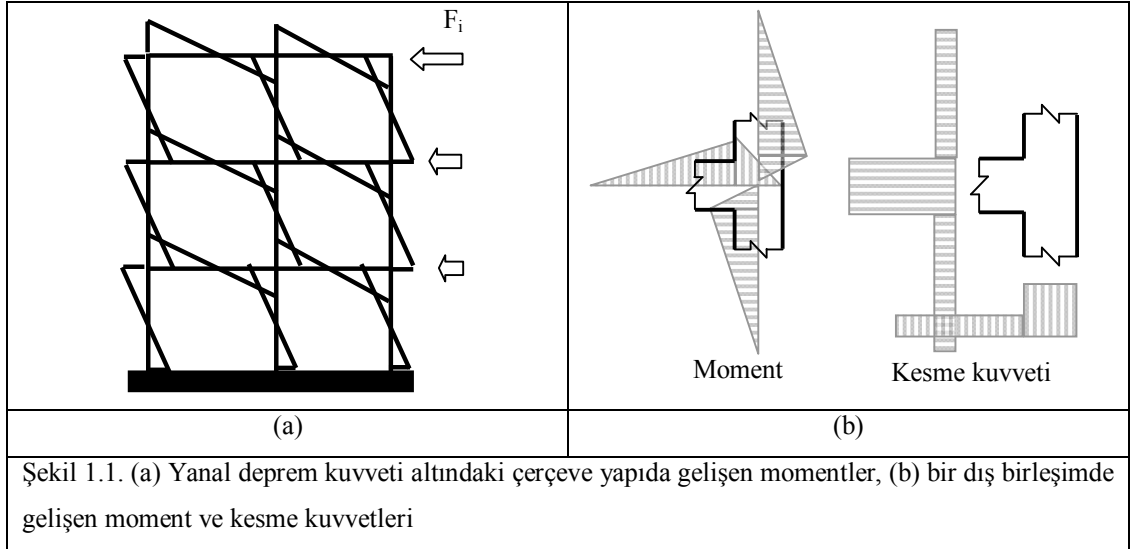
Bu bölümde betonarme kolon kiriş birleşimlerinin sismik etkiler altındaki davranışları üzerine bilgilere ve birleşime etkiyen kesme kuvvetlerinin hesabına değinilmiş ve önceki deneysel ve analitik çalışmaların sonuçlarından bahsedilmiştir. Ayrıca lif katkılı çimento esaslı kompozitlerin mekanik performansları ve sismik iyileştirme çalışmalarında kullanımı hakkında özet bilgi verilmiştir.

1.2.1 Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Davranışı

Geçmiş dönemlerde binalar düşey yükler olarak da anılan, ölü yük ve canlı yükleri içeren servis yüklerine göre tasarlanmaktaydı. Ölü yükler binaların ağırlığından kaynaklanmaktadır. Canlı yükler ise hareketli ve yoğunluğu değişen yükleri içermektedir.

Bir betonarme çerçeve yüklendiğinde kolon-kiriş birleşiminin rijit davranacağı varsayılır ve birleşimler komşuluğundaki kolon ve kiriş elemanlar arasındaki yük transferinde önemli bir role sahiptir. Kiriş açıklıkları düşey doğrultuda yüklendiğinde kirişin kolona bağlandığı bölgelerde momentler gelişir. İç birleşimler ya hiç ya da çok az kesme kuvvetine maruz kalırlar. Kiriş momentinin kolon momentleri ile karşılandığı dış birleşimler üzerinde daha fazla kesme gerilmeleri oluşur fakat düşey yükleme sonucu gelişen kesme kuvvetleri yine de çok büyük değildir. Fakat yanal yük durumunda hem kolon hem de kiriş çift eğrilikli bir şekilde deforme olur ve birleşime bağlanan kiriş ve kolondan aktarılan ters işaretli momentlerin birleşim içerisinde dengelenmesi sebebiyle birleşimlerde hem düşey hem de yatay doğrultularda büyük kesme gerilmeleri oluşur. Yatay kuvvet altındaki tipik bir çerçevede elemanların eğilme momentleri, Şekil 1.1.a'da görüldüğü gibi elemanların yaklaşık ortasında oluşan moment sıfır noktaları dikkate alındığında, düğüm noktaları arasında lineer bir değişim gösterir. Birleşimin sınırlarında ise Şekil 1.1.b'de görüldüğü gibi farklı işaretli en büyük momentler bulunur. Birleşim paneli boyunca bir birleşim yüzünden diğerine momentler işaret değiştirir. Birleşimin

yüksekliği boyunca moment diyagramının eğimi, birleşimin kesme kuvvetine karşılık gelmektedir. Bu nedenle birleşime etkiyen kesme kuvveti, komşuluğundaki elemanların kesme kuvvetinden çok daha büyüktür.



Güçlü depremler sırasında kolon-kiriş birleşimleri ciddi oranda tersinir tekrarlı yüklere maruz kalırlar. Birleşimler, yapının sürekliliğini sağlamakta ve bir elemandan diğerine yük aktarımını gerçekleştirmektedir. Eğer uygun şekilde tasarlanmamış ve detaylandırılmamışsa düşey yük akımının bir parçası olduklarından performansları tüm yapının davranışını önemli şekilde etkileyebilir. Bu öneminden dolayı depremi benzeştiren yükler altında kolon-kiriş birleşimlerinin davranışı üzerine çok sayıda araştırma yapılmıştır.

Kolon-kiriş birleşimlerinin davranışı üzerine ilk çalışma 1967 de Portland Beton Birliği adına gerçekleştirilmiştir (Hanson ve Connor, 1967). Bu çalışmada, çerçeve yapıların güçlü depremlerde yeterli performansı sergilemesi için birleşim içeren yapı alt sistemlerinin sünek davranması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır. Sonraki yıllarda birleşimler üzerine başka araştırmalar da yapılmış, kolon-kiriş birleşimlerinin en sık rastlanan göçme modunun birleşim kesme göçmesi ve birleşime ankrajlanan boyuna donatıların aderans bozulması olduğu belirtilmiştir (Park ve Paulay, 1975, Paulay ve Park, 1984). 1978 yılında tamamlanan deneysel çalışma sonuçları kullanılarak

birleşimlerdeki yük iletim mekanizmasının kafes sistem mekanizması olduğu gösterilmiştir (Paulay vd. 1978).

Meinheit ve Jirsa (1977), kolon boyuna donatı oranı, kolon eksenel yük oranı, birleşim kayma donatısı miktarı, enine doğrultuda kiriş bulunması ve beton dayanımının birleşimin davranışına etkilerini araştırdıkları deneysel çalışmada 14 adet birleşim numunesini test etmiştir. Bunlardan ikisi beton dayanımı ile ilgilidir. Beton dayanımının artması ile birleşimin kesme kapasitesi artırmaktadır. Fakat birleşim kesme kapasitesindeki bu artışın doğrusal olmadığı, $\sqrt{f'_c}$ ile dolayısıyla betonun çekme dayanımı ile orantılı olduğu bildirilmiştir. Aynı çalışmada birleşim kesme donatısı oranındaki artışın birleşim kesme dayanımını önemli miktarda değiştirmedığı, bununla birlikte bu artışın genellikle kirişte plastik mafsal oluşumuna neden olduğu ve tüm sistemin sismik performansını geliştirdiği sonucuna varılmıştır. Ayrıca kolon eksenel yükü $0,03 f'_c - 0,36 f'_c$ aralığında değiştirilen beş adet numune denenmiş ve artan eksenel kuvvetin birleşim kesme gerilmelerini etkilediği fakat birleşim kesme dayanımını değiştirmedığı bildirilmiştir.

Sünek bir betonarme bina çerçevesindeki tipik bir dış kolon-kiriş birleşimini temsil birleşim numuneleri, dayanım oranı, birleşimdeki kayma donatısı oranı ve birleşim kesme gerilmesinin etkisini incelemek için depremi benzeştiren yükler altında test edilmiştir (Ehsani ve Wight, 1982). Bütün kontrol numunelerinin birleşim panelinde ilk yükleme çevriminden itibaren kesme çatlakları gözlenmiştir.

Üç adet kolon-kiriş birleşim numunesi üzerinde düşük kayma donatısı oranının etkisi incelenmiştir. Ayrıca birleşim kesme gerilmesinin, dayanım, rijitlik ve enerji tüketimine etkisi üzerine çalışılmıştır. Deneysel sonuçları, birleşim kesme gerilmesinin dayanım ve rijitliğe önemli etkisi olduğunu göstermiştir. Uygun birleşim tasarımı için kolon eğilme dayanımının kiriş eğilme dayanımına oranının en az 1,5 olması gerektiği belirtilmiştir. (Durrani ve Wight, 1985)

1985 yılında, o dönemdeki tasarım yönetmeliğinin konuyla ilgili hükümlerinin geçerliliğini araştırmak için altı adet dış kolon kiriş birleşimi üzerine deneysel

çalışma yapılmıştır. Kolon ve kiriş elemanların eğilme kapasitesi oranı, birleşimin kesme gerilmesi ve birleşimdeki enine donatı oranı çalışmanın ana değişkenleri olarak seçilmiştir. Numuneler, orta ve yüksek şiddetli depremlerde karşılaşılan ötelenme seviyelerine kadar tersinir tekrarlı yüklemeye maruz bırakılmıştır. Bazı durumlarda mevcut tasarım önerilerinin güvenle gevşetilebileceği sonucuna varılmıştır (Ehsani ve Wight, 1985).

Enine doğrultudaki kiriş ve döşemeyi de içeren birleşim numunelerinin davranışı araştırılmıştır. Çalışmanın ana parametreleri; kolon eğilme kapasitesinin kiriş ve döşemenin eğilme kapasitesine oranı, birleşim kesme gerilmesinin seviyesi ve birleşimde kayma donatısının varlığı ve yokluğu olarak seçilmiştir. Çalışma sonucunda direkt olarak yüklenmeyen enine doğrultudaki kirişlerin, birleşimin davranışını olumlu yönde geliştirdiği tespit edilmiştir (Ehsani ve Wight, 1985).

Pek çok araştırmacı kiriş boyuna donatılarının aderans isteminin birleşimin davranışına etkisini incelemiştir. Leon (1989), kolon genişliğinin kiriş boyuna donatı çapına oranı 16 ila 28 arasında değişen dört adet numune test etmiştir. Bu oranın 16 olduğu ve çekme gerilmesinin donatının akma dayanımının yarısı olduğu numunede, birleşimde çekme gerilmeleri ile sonuçlanan aderans bozulmasına sebep olduğu bildirilmiştir. Sadece bu oranın 28 olduğu numunede boyuna donatı çekme gerilmeleri akma dayanımı değerine ulaşmıştır.

Joh vd. (1991), aderans isteminin etkilerini incelediği çalışmasında, birleşim donatısı oranındaki ve dolayısıyla sargılama etkisindeki artışın kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasını azalttığını bildirmiştir. Birleşim içerisindeki boyuna donatılar üzerine plastik kılıf geçirdiği çalışmada aderans bozulmasının etkileri incelenmiş ve bu etkinin birleşim kesme göçmesini önlediği fakat tüm numunenin daha düşük yanal rijitlik ve dayanıma ulaşmasına ve daha düşük enerji tüketimine sebep olduğu bildirilmiştir. Aderans bozulmasının üstesinden gelebilmek için pek çok araştırmacı kiriş plastik mafsalını birleşim yüzünden uzağa taşımış ve bu tekniğin boyuna donatıların ankrajını artırdığını ve aderans bozulmasını azalttığını

bildirmiştir. Joh ve diğerleri (1991) ise plastik mafsalin uzağa taşınmasının aderans bozulmasını azalttığını fakat kirişlerdeki dönme istemini de arttırdığını belirtmiştir.

Sekiz adet iç ve dış kolon-kiriş birleşimin numunesinde, birleşim davranışı incelenmiştir. Test sonuçlarına göre kolon aksenal yük seviyesinin artmasının iç birleşimlerin nihai kesme dayanımına etkisinin olmadığı fakat bu artışın dış kolon-kiriş birleşimlerinin kesme dayanımını yaklaşık %10 arttırdığı sonucuna ulaşılmıştır (Fujii ve Morita, 1991).

Birleşiminde eğimli donatı çubukları barındıran dış kolon-kiriş birleşim numunelerinin sismik yükler altındaki davranışı araştırılmıştır. 20 adet tam ölçekli dış kolon kiriş birleşim numunesinin test edildiği çalışmanın ana değişkenleri; eğimli donatı oranı, kolon eğilme kapasitesinin kiriş eğilme kapasitesine oranı ve birleşim kayma gerilmesi olarak seçilmiştir. Çalışma sonucunda, birleşimde kullanılan çapraz şekilde kullanılan eğimli donatının, dış kolon-kiriş birleşimlerinin sismik kapasitesinin geliştirilmesinde en etkili yöntemlerden biri olduğu bildirilmiştir. (Tsonos vd. 1993)

1992-1996 yılları arasında mevcut dış ve iç kolon kiriş birleşimlerinin davranışı üzerine geniş kapsamlı araştırmalar yürütülmüştür. (Beres ve diğerleri, 1992, Beres, 1994, Beres, 1994, Beres vd. 1996).

Attaalla (1997) tarafından yürütülen araştırmada, sismik düşey yükleri yansıtması amacıyla kolon aksenal yükü, ana kesme donatısı olarak birleşimde çelik lif kullanımı, birleşime yerleştirilen geleneksel kayma donatısının miktarı ve yüksek dayanımlı beton kullanımının iç kolon kiriş birleşimlerinin kesme kapasitesine etkileri araştırılmıştır. On adet iç birleşimin testleri yürütülmüş ve bütün numuneler önceden tanımlanmış kesme göçmeleri sergilemiştir. Uygunluk ve denge denklemlerini aynı anda uygun yaklaşıklıkta karşılayan bir analitik model önerilmiştir.

Birleşim içerisinde geçen boyuna donatılarının yüksek aderans gerilmeleri ve aderans kaybı sebebiyle sıyrılmalarının etkileri iç kolon-kiriş birleşim numuneleri üzerinde incelenmiştir. Çalışma sonunda, basınç donatısının sıyrılmalarının komşu kirişlerin hem eğilme kapasitesini hem de sünekliğini düşürdüğü bildirilmiştir (Hakuto vd. 1999).

1960'lı yıllarda inşa edilmiş, sünek olmayan ve güncel deprem yönetmeliklerini karşılamayan betonarme binalar üzerine çalışılmış, sünek olmayan bu tür binaların birleşimleri çeşitli performans kriterlerine göre değerlendirilmiştir. Bu birleşimlerin kesme açısından kritik davranışları dört adet betonarme dış kolon-kiriş numunesi üzerinde araştırılmıştır. Birleşimlere yerdeğiştirme kontrollü yükleme uygulanmış ve performansları; yatay yük kapasitesi, ötelenme, kolonların ileri ötelenme seviyelerinde eksenel yük taşıma kapasitelerindeki azalma, birleşim kesme dayanımı, süneklik, kesme açısı ve kalıcı deformasyonlar açısından incelenmiştir. Kolon elemanlar üzerine iki farklı seviyede eksenel yük uygulanarak birleşimlerin performansına olana etkisi araştırılmıştır. Çalışmanın sonucunda birleşimin dayanım katsayısının kolon eksenel yük düzeyi ile değiştiği bildirilmiştir (Clyde vd. 2000).

Lin (2000), önceki 60 adet çalışmanın sonuçlarını yorumladığı çalışmasında, birleşim kesme dayanımının $0,14 f'_c$ değerinin altında olması durumunda birleşim kesme hasarının önlendiğini bildirmiştir. Birleşim kesme hasarının beton basınç dayanımı ile ilişkili ve orantılı olduğunu bulgulamıştır. Mosier (2000) önceki 50 adet deneysel araştırmanın sonuçlarını yorumladığı çalışmasında bu tespiti doğrulamıştır. Hakuto vd. (1999) benzer araştırma ile $0,17 f'_c$ değerine ulaşmıştır.

Mosier (2000), ayrıca kiriş boyuna donatılarının yapışma isteminin birleşimin kesme dayanımında çok küçük bir etkiye sahip olduğu bununla birlikte yüksek yapışma indisine sahip birleşimlerin düşük ötelenmeli birkaç tersinir çevrimden sonra göçtüğünü bildirmiştir. Bu çalışmada ayrıca tersinir çevrimlerin etkisini betimlemek için “birikimli süneklik ölçüsü” olarak adlandırılan bir parametre tanımlamıştır.

Wong (2005), sismik etkilere göre tasarlanmamış kolon-kiriş birleşimlerinin davranışı ve kesme dayanımı üzerine deneysel ve teorik çalışmalar yürütmüştür. Çalışmada kiriş ve kolonun kesit derinliği oranı, kayma donatısı oranı, boyuna donatı oranı, aksenal yük oranı ve kiriş boyuna donatısının tipi değişken olarak seçilmiştir. Numunelerde başlıca iki tip hasar modu görülmüştür; birleşim kesme göçmesi ve kiriş eğilmesi ile beraber birleşim kesme göçmesi. Birçok birleşimin çok düşük süneklik sergilediği ve kirişler eğilme dayanımına ulaşmadan göçmeye uğradığı bildirilmiştir. Bununla birlikte birleşimde kayma donatısı bulunmadığı durumlarda bile yüksek süneklik katsayısına ulaşıldığı rapor edilmiştir. Ayrıca birleşim kesme dayanımının tahmin edilmesi için bir de analitik model önerilmiş ve deneysel sonuçlar analiz edilmiştir.

Hertanto (2005), 1970 öncesi yapı pratiğini yansıtan iki ve üç boyutlu birleşim numunelerinin tersinir tekrarlı yükler altındaki davranışlarını deneysel olarak incelemiştir. Donatı detayları ve kiriş boyutlar değişik olan 6 adet 2/3 ölçekli dış kolon-kiriş birleşimi numunesi denemiştir. Çalışmada düz ve nervürlü donatıların performansa etkisi de araştırılmıştır. Test sonuçları 1970 öncesi yapı pratiğini yansıtan dış birleşimlerin panel bölgesinde ciddi diyagonal çekme çatlaklarının gelişebileceğini göstermiştir. Düz donatı ve kancalı kiriş boyuna donatılarının birleşim hasarını arttırdığını gösterilmiştir. Ayrıca çalışmada üç adet 2/3 ölçekli üç boyutlu köşe birleşim iki aksenal yüklemeye altında test edilmiştir. Depremler sonrası köşe birleşimlerde görülen hasar tipi ile örtüşen çatlaklar ve daha düşük birleşim dayanımı rapor edilmiştir.

İncecik (2007) tarafından yürütülen deneysel çalışmada, düşük beton kalitesi, düz boyuna donatı kullanımı, enine kiriş varlığı, yetersiz enine donatı sayısı ve detayı gibi yetersizlikler içeren birleşim numuneleri sabit kolon aksenal yükü ve tersinir tekrarlı kiriş ucu yükleri altında test edilmiştir. Enine kiriş ve döşeme etkisinin, birleşimin kesme kapasitesini ve enerji tüketim yeteneğini artırdığı gösterilmiştir.

Bedirhanoğlu (2009) tarafından yürütülen çalışmada 16 adet tam ölçekli düşük beton dayanımı ve düz yüzeyli boyuna donatı içeren eski tip dış kolon-kiriş birleşim

numunesi test edilmiştir. Çalışmada kolon aksenal yükü, yükleme planı, birleşimdeki etriye miktarı, enine kiriş ve döşeme olup olmaması ve kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki kancalarının birbirine kaynaklanması değişken parametreler olarak alınmıştır.

1.2.2 Birleşimlerin güçlendirilmesi

Mevcut binaların sismik riskinin azaltılması amacıyla özellikle son yirmi yıldır sismik iyileştirme-güçlendirme teknikleri üzerine kayda değer araştırmalar yapılmıştır. Kolon-kiriş birleşimlerinin güçlendirilmesi üzerine de çok sayıda yöntem önerilmiştir. Bununla birlikte, birleşimlerin güçlendirilmesi birçok pratik zorluk barındırmaktadır.

Kolon kiriş birleşimlerinin güçlendirilmesi üzerine ilk çalışmalar 1975 yılında başlamıştır. ACI-1971 yönetmeliğine göre hazırlanmış numuneler değişik seviyelerde yatay yüklere maruz bırakılarak hasara uğratılmış, ardından epoksi enjeksiyonu ve farklı malzeme yenileme teknikleri ile güçlendirildikten sonra tekrar test edilmiştir. Test sonuçları, uygulanan yöntemin birleşimin bütünlüğünü olumlu yönde geliştirdiğini göstermiştir (Lee vd. 1975, Lee vd. 1977). Epoksi enjeksiyonu uygulamasıyla birleşimlerin davranışının olumlu yönde geliştirilebildiği başka araştırmacılar tarafından da doğrulanmıştır (Adin vd. 1993).

Birleşimlerin güçlendirilmesi için çok çeşitli teknikler uygulandığı halde en çok uygulanan yöntemler betonarme mantolama ve çelik mantolamadır (Alcocer ve Jirsa, 1993). Kesme dayanımı ve numunenin sünekliğinin artırılması için dört adet dış kolon-kiriş numunesi üzerinde ondüle çelik levhalarla mantolamanın etkinliği araştırılmıştır. (Ghobarah ve diğerleri, 1997)

Biddah ve diğerleri (1997) araştırmalarında 3/8 ölçekli kolon kiriş birleşim numunelerinde; kolon ve birleşimdeki enine donatı miktarının ve ondüle çelik plakaların kalınlığının etkisini ve ayrıca sadece kirişin ya da hem kirişin hem de kolonun mantolanması durumlarını incelemişlerdir. Çalışma sonuçları, ondüle çelik

mantolama ile güçlendirilmiş mevcut betonarme çerçeve birleşimlerinin yüksek ötelenme seviyelerine kadar tatmin edici sonuçlar verdiğini göstermiştir. Birleşimlerin kesme dayanımını ve enerji tüketme kapasitelerini artırdığından dolayı bu yöntem etkili bir güçlendirme yöntemi olarak bildirilmiştir.

Betonarme mantolama yönteminin en olumsuz yönü yoğun iş gücü ve detaylandırma gerektirmesidir. Bu yöntemde kullanılan epoksi yapıştırıcılı dübel ve derzlerin doldurulması işlemi özel bir dikkat gerektirir. Ayrıca betonarme mantolama yapısal elemanların boyutunu ve ağırlığını arttırmaktadır. Dahası, döşemeler üzerine taşması sebebiyle mimari açıdan uygulama alanı sınırlı bir yapıdadır. Çelik mantolamada ise yangına karşı korunması amacıyla yerleştirilen ek malzemeler ve korozyon olasılığı bu yöntemin yaygın olarak kullanılmasını zorlaştırmaktadır.

Yapısal elemanların güçlendirilmesi için geliştirilen diğer bir teknik fiber katkılı polimelerin (FRP) betonarme elemanların kritik bölgelerine dışarıdan yapıştırılmasıdır. Çubuk ve reçine emdirilmiş levhalar şeklinde temin edilen bu malzeme betonarme elemanların kesme eğilme, eksenel vb. dayanımlarının artırılması amacıyla kullanılmaktadır. Betonarme kolonların kesme dayanımının, sargılanmasının ve sünekliğinin geliştirilmesi için karbon lif takviyeli plastik kompozitler ile güçlendirilmesi üzerine son yıllarda tamamlanmış pek çok çalışma bulunmaktadır.

Geng ve diğerleri (1998), betonarme kolon kiriş numunelerinin sünekliğinin ve uygun olmayan bindirme boyuna sahip kolon elemanların kapasitesinin artırılması amacıyla birleşim bölgesine yakın kolon uçlarına sarılan karbon lifli polimer (CFRP) şeritlerin etkisini incelemiştir. Gergely ve diğerleri (2000), karbon şeritlerin yönlenmesi ve yüzey hazırlığının etkilerini araştırmak için dış kolon kiriş birleşimi numunelerini karbon şeritler kullanarak güçlendirmiştir.

Prota ve diğerleri (2000), düşey yüklere göre tasarlanmış betonarme kolon kiriş numunelerinin sismik etkilere karşı FRP çubuklar ve şeritler kullanarak güçlendirilmesi üzerine yeni bir teknik üzerine çalışmışlardır. FRP çubuklar eğilme

dayanımının geliştirilmesi, şeritler ise kesme dayanımı ve sargılamının iyileştirilmesi için kullanılmaktadır.

Amoury ve Ghobarah (2002), 1970 öncesi yönetmeliklere göre hazırlamış üç adet kolon kiriş birleşimi numunesini GFRP şeritlerle güçlendirerek test etmişlerdir. Test sonuçlarında kontrol numunesinin göçme modu, gevrek birleşim kesme göçmesi ile beraber yapışma mukavemetinin yenilmesi şeklinde bildirilmiştir. Güçlendirilmiş numuneler ise çok daha sünek bir göçme modu sergilemiştir. Amoury ve Ghobarah (2002) birleşim etrafına FRP sarılması yoluyla birleşim kesme göçmesinin önlenmesini amaçlayan yeni bir teknik önermiştir. Kontrol numunelerinin gevrek kesme göçmesi gösterirken güçlendirilmiş numunelerin çok daha sünek davrandığı bildirilmiştir. Ghobarah ve Said (2002), gelişmiş kompozit malzemeler kullanarak betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin güçlendirilmesi için etkili yöntemler geliştirmişlerdir.

Antonopoulos ve Triantafillou (2003), sismik etkilere karşı lif donatılı polimerlerle güçlendirilen kesme açısından kritik betonarme dış kolon kiriş birleşimlerinin davranışlarının anlaşılmasına katkıda bulunan geniş kapsamlı bir deneysel program yürütmüştür. Numunelerin dayanım ve enerji tüketimleri önemli miktarda artırılmış fakat CFRP katmanlarının yapışma mukavemetinin aşılmasından dolayı katman sayısı ile doğru orantılı artış elde edilememiştir.

Kolon-kiriş birleşimleri üzerine yürütülmüş çalışmaların derlendiği detaylı çalışmada 1975 ve 2003 yılları arasında önerilmiş; epoksi enjeksiyonu ile güçlendirme, malzeme yenileme, beton mantolama, çelik mantolama- dışarıdan çelik elemanlar ekleme ve lif takviyeli polimer kompozitler ile güçlendirme çalışmalarının etkinliği ve birleşimlerin performansı değerlendirilmiştir (Engindeniz vd. 2005). Her bir güçlendirme yönteminin uygulama detayları, gereken iş gücü, uygulanabilirliği ve performansı incelenmiştir.

Kaya vd. (2008), kesme hasarına uğramış betonarme birleşimlerin davranışlarının iyileştirilmesi için kimyasal epoksi enjeksiyonu uygulamasının etkinliğini

incelemiştir. Kontrol numunesi hasara uğratıldıktan sonra onarılarak tersinir yükler altında tekrar test edilmiştir. Onarılan numunelerin yatay yük taşıma kapasitelerinde kontrol numunesine göre iki kattan fazla artış sağlandığı bildirilmiştir.

Engindeniz (2008), 1970 öncesi yapı pratiğini yansıtan ve döşeme içeren üç boyutlu köşe kolon-kiriş birleşim numunelerinin tersinir tekrarlı yükler andaki davranışını iki eksenli yükleme altında incelemiş ve ayrıca FRP sargı yöntemi ile güçlendirilmeleri üzerine öneriler geliştirmiştir.

Kaya (2010) tarafından yürütülen çalışmada, bir adet kontrol numunesi ve uygulamada görülen detaylandırma eksikliklerini içeren 4 adet kontrol numunesi üretilmiş, sabit eksenel yük ve tersinir tekrarlı yatay yüklemeler altında test edilmiş, ardından tamir edilerek veya tamir edilip CFRP ile güçlendirilerek tekrar teste tabi tutulmuştur. Ayrıca 3 adet numune üzerinde de farklı güçlendirme metotları geliştirilmiş ve davranış üzerindeki etkileri incelenmiştir. Test sonuçları, güçlendirilen numunenin yatay yük kapasitesinde ve dolayısıyla enerji tüketme kapasitelerinde önemli bir artış olduğunu göstermiştir.

FRP kompozitler hızlı ve kolay uygulama, yüksek dayanım-ağırlık oranı ve korozyona direnç avantajlarına sahiptir. Cam veya karbon esaslı malzemeler (GFRP veya CFRP) epoksi reçinesi kullanılarak birleşim yüzüne yapıştırılmaktadır. Bu yöntem ile yüksek oranlarda dayanım ve süneklik artışı sağlanmıştır. Maliyeti, yangına karşı hassasiyeti ve araştırmaların genelde düzlem birleşim numuneleri üzerine yürütülmesi sebebiyle gerçek binaların iç ve dış birleşimlerine uygulanmasında karşılaşılan zorluklar bu yöntemin de kullanım alanını sınırlamaktadır.

Ayrıca, kiriş ve kolon elemanlar arasına diyagonal olarak yerleştirilen metalik kemerlerle birleşim gerilmelerinin azaltılması üzerine araştırmalar da bulunmaktadır (Pampanin vd. 2006). Böylece birleşimlerin, kiriş ve kolon elemanlar arasındaki yük aktarma görevi hafifletilmektedir.

Literatürde birleşimlerin kesme dayanımının, diyagonal iki doğrultuda ekilen epoksili ankrajlar ile artırılması (Gokdemir, 2008) üzerine araştırmalar da bulunmaktadır. Bu yöntem birleşim kesme dayanımının artırılmasında başarılı sonuçlar vermiştir.

Birleşimin düzlemsel genişletilmesi adı verilen bir başka yöntemde yerinde dökme donatılı beton kullanılarak birleşimin kesme alanının genişletilmesi önerilmektedir (Chaimahawan ve Pimanmas, 2009). Bu yöntemin, geleneksel malzeme kullanımı ve uygulama kolaylığından ötürü diğer yöntemlere göre düşük maliyetli bir seçenek olduğu vurgulanmaktadır. Bununla birlikte bu yöntemde de kimyasal ankraj uygulaması gerekmektedir. Kiriş altına uygulanacak yerinde dökme betonun ise kendine özgü zorlukları bulunmaktadır.

Wang ve Hsu (2009), sünek olmayan çerçevelerin birleşimine yeni kayma donatısı ve ankraj donatısı eklenmeden betonarme mantolama ile güçlendirilmesinin birleşim kesme dayanımına olan etkisini araştırmıştır. Araştırma sonuçları çok düşük seviyede birleşim detaylarına sahip sünek olmayan çerçevelerin bile betonarme mantolama ile etkili bir şekilde iyileştirilebildiğini göstermiştir. Ayrıca birleşimlerin kesme dayanımlarının hesabı için denklem de önermişlerdir.

1.2.3 Kesme Etkisindeki Birleşimlerin Modellenmesi

Birleşimlerin kesme dayanımlarını tahmin etmek amacıyla pek çok analitik çalışma bulunmaktadır. Popov ve diğerleri (1975), kolon kiriş birleşim numunelerinin histeretik davranışlarının elde edilmesi için modelleme çalışmaları yapmışlardır. Betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin tasarımına yönelik ilk teori ise, 1976 yılında gerçekleştirilmiş test sonuçlarının ardından revize edilmiş ve genişletilmiştir (Fenwick ve Irvine, 1977).

Scarpas ve Paulay (1981), üç adet betonarme dış kolon kiriş birleşim numunesini depremi benzeştiren yükleme altında test ederek birleşimlerin davranışını araştırmıştır. Çalışmanın ana değişkeni birleşim kesme donatısının miktarı olarak

seçilmiş ve dış birleşimlerin kesme dayanımının tahmini için yeni bir deneysel model önermiştir.

Durrani ve Wight (1982), altı adet tam ölçekli iç kolon-kiriş birleşim numunesini depremi benzeştiren yerdeğiştirme kontrollü yükleme altında test etmiştir. Kullanılan numuneler güçlü kolon zayıf kiriş tasarım felsefesine uygun olarak üretilmiştir. Çalışmanın ana değişkenleri; birleşim kayma donatısının oranı, birleşim kesme gerilmesinin seviyesi ve enine doğrultuda kiriş ve döşemenin bulunup bulunmaması durumlarıdır. Enine doğrultuda kiriş ve birleşim içermeyen numunelerde, birleşim kesme gerilmesi seviyesinin birleşim performansı açısından kritik öneme sahip olduğu bildirilmiştir. Enine doğrultuda kiriş ve birleşim içeren numunelerde ise enine doğrultudaki kirişlerin birleşim kesme dayanımına katkısı, birleşimin iyi sargılanmış olmasını gerektirmektedir. Bu çalışmanın analitik kısmında, deneyler sırasında numunelerin gösterdiği histeretik davranışı verecek bir histeretik model geliştirilmiştir. Önerilen model histeretik eğrilerin çevrim sıkışmasını, rijitlik azalmasını, azalan yük boşalması rijitliğini ve birleşime ankrajlanan donatıların sıyrılmasından dolayı eleman uçlarındaki rijit dönmeleri hesaba katmaktadır. Düzenli çerçevelerin en büyük kat ötelenmesi miktarının hesabı için de basit bir analitik model önerilmiştir.

Hwang ve Lee (1999) dış kolon kiriş birleşimlerinin kesme dayanımlarını hesaplamak için bir model önermiştir. Ayrıca bu modelin iç kolon-kiriş birleşimlerinin kesme dayanımının hesabında kullanımını da araştırmış ve tatmin edici sonuçlara ulaşmışlardır (Hwang ve Lee, 2000). Dış kolon kiriş birleşimleri için uygunluk ve denge denklemleri ile çatlamış betonun bünye denklemlerini sağlayan “yumuşayan çekme ve basınç çubuklarında oluşan kafes sistem” (softened strut-and-tie model) adlı yeni bir model tanıtmışlardır. Bu modelin literatürde yer alan konu ile ilgili çalışmaların sonuçlarını sağladığı bildirilmiştir. Önerdikleri modeli, beton basınç dayanımı, yatay ve düşey birleşim kayma donatısı ve birleşimin geometrisini içerecek şekilde geliştirmiştir (Hwang ve Lee, 2002). Bakır ve Boduroğlu (2002), monotonik olarak yüklenen dış kolon-kiriş birleşimlerinin kesme dayanımının doğru bir şekilde tahmin edilmesi için yeni bir model önermiştir.

Pantelides ve diğçerleri (2002), altı adet tam ölçekli betonarme kolon kiriş birleşimini test ederek üç farklı detaylandırmaya sahip kolon kiriş birleşiminin sismik performansını araştırmıştır. Çalışmada yatay yük kapasitesi, ötelenme, plastik dönme, bileşim kesme dayanımı ve süneklik araştırılmıştır. Ayrıca kolonlara uygulanan iki farklı seviyedeki aksenal basıncın etkisi incelenmiştir. Deney sonuçlarını doğrulamak amacıyla bir de model önerilmiştir.

Lowes ve diğçerleri (2004), tek eksenli birleşim paneli, donatı sıyrılması ve birleşim ara yüzündeki kesmenin birleşik etkisini içeren doğrusal olmayan birleşim davranışını hesaplamak için bir model geliştirmiştir. Birleşim numuneleri üzerine gerçekleştirilen bir dizi deneysel çalışma ve model sonucu elde edilen değerlerin kıyaslanması sonucu bu modelin birleşimlerin temel davranışlarını iyi bir şekilde yansıttığını gösterilmiştir (Lowes ve Altoontash, 2003). Attaalla (2004), betonarme kolon kiriş birleşimlerinin kesme dayanımının tahmin edilmesi amacıyla bir analitik ifade önermiştir. Ayrıca geniş bir aralıktaki birçok parametreyi içeren çok sayıda deneysel çalışmanın sonuçlarıyla bu modeli doğrulamıştır. Önerilen model birleşim kesme dayanımının en temelde beton basınç dayanımına bağılı olduğunu ve bunun birleşimin sargılanmasında rol oynadığını göstermiştir.

Sağbaşı (2007) tarafından yürütölen çalışmada, birleşimler üzerine geçmiş dönemlerde gerçekleştirilmiş deneylerde kullanılan numuneler ve yükleme şartları, değıştirilmiş basınç alanları teorisi kullanan VecTor2 sonlu elemanlar programında modellenerek sonuçları kıyaslanmıştır. Öntanımlı davranış ve bünye modellerinin herhangi bir modifikasyona gerek kalmaksızın kullanılması durumunda deney sonuçları ile ne derece örtüşeceğı araştırılmaktadır. Çalışmanın sonucunda programın, yeni tasarım birleşimlerin davranışını eski tip birleşimlere göre daha az hata ile yakaladığı bildirilmiştir.

Ünal (2010) çalışmasında, kolon kiriş birleşimleri üzerine yürütölen geçmiş deneysel çalışmaların istatistiksel korelasyon yöntemiyle değerlendirilmesi sonrasında birleşim davranışında en etkili faktörleri belirlemiş, birleşim bölgesi için

kesme dayanımı ile deformasyon arasındaki ilişkiyi tahmin eden parametrik bir model önermiştir. Geliştirilen bu modelin en büyük katkısının; beton basınç dayanımı, donatı akma dayanımı ve birleşim yatay donatı oranı gibi ana parametrelerin yanı sıra dışmerkezliğin, kolona uygulanan eksenel yük miktarının, döşemenin, geniş kirişlerin ve enlemesine kirişlerin etkilerini de hesaba katan parametreler içermesi olduğu belirtilmiştir.

1.2.4 Lif Katkılı Çimento Esaslı Kompozitlerin Kullanımı

Çelik lifli kompozitlerin çok olumlu histeretik davranışlarının olduğu ve güçlendirme amaçlı kullanılabileceği birçok çalışma ile gösterilmiştir (Douglas ve Billington, 2006, Coşkun, 2002). Ficher ve diğerleri (2002), lifli kompozitlerin yüksek performanslı kolon elemanların üretiminde kullanılabileceğini göstermişlerdir. Bu konuda çok sayıda çalışma bulunmaktadır.

Ayrıca değişik miktarlarda çelik lif içeren birleşimlerin davranışı araştırılmış, çelik lif içeren birleşimlerin referans numunelere oranla üç kat daha yüksek dayanım, 20 kat daha fazla enerji tüketimi ve iki kat daha yavaş rijitlik azalımı gösterdiği bildirilmiştir (Shannag vd. 2005).

Cong (2006) araştırmasında, çelik lif donatılı beton (SFRC) ile üretilen kolon-kiriş birleşimi numunelerinin sismik yükler altındaki davranışlarını ve göçme modlarını incelemiş ve ayrıca lif ve/veya etriye içeren birleşimlerin kesme dayanımlarının tespit edilebilmesi için basit ama akılcı bir çözümleme yönteminin oluşturulması için öneriler geliştirmiştir. Hem eski tip yapıları hem de yeni tasarımları temsil eden 6 adet kolon-kiriş birleşimleri tersinir tekrarlı yükler altında test edilmiştir. SFRC kullanımının birleşim kesme kapasitesini önemli miktarda arttırdığı fakat sadece SFRC kullanılan numunelerde yüksek sismik yükler altında boyuna donatıların burkulmasını önleyemediği bildirilmiştir. Ayrıca çalışma sonucunda birleşim bölgesinde SFRC kullanılmasının bu bölgedeki etriye miktarının azaltılması için etkili bir yöntem olduğu vurgulanmıştır.

1.3 Tezin Amacı ve Kapsamı

1.3.1 Amaçlar

- Sismik performansı yetersiz betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin sabit eksenel yük ve tersinir tekrarlı yatay yükleme altındaki davranışlarının araştırılması,
- Yeni nesil çimento esaslı çelik lifli kompozitlerin birleşimlerin iyileştirilmesi amacıyla kullanım olasılığının değerlendirilmesi ve bu amaç için uygun tasarım parametrelerinin deneysel olarak elde edilmesi,
- Sismik performansı yetersiz betonarme birleşimlerin depremi benzeştiren yükler altında gösterdiği gevrek birleşim kesme göçmesinin geciktirilmesi veya sınırlandırılması ve ayrıca numunenin hasar modunun sünek olan kirişin eğilme göçmesine dönüştürülmesi amacıyla önerilen iyileştirme yönteminin etkinliğinin deneysel olarak incelenmesi,
- Yalın halde test edilen ve güçlendirilen birleşim numunelerinin davranışlarını yansıtacak sayısal modellerinin oluşturulması,

olarak özetlenebilir.

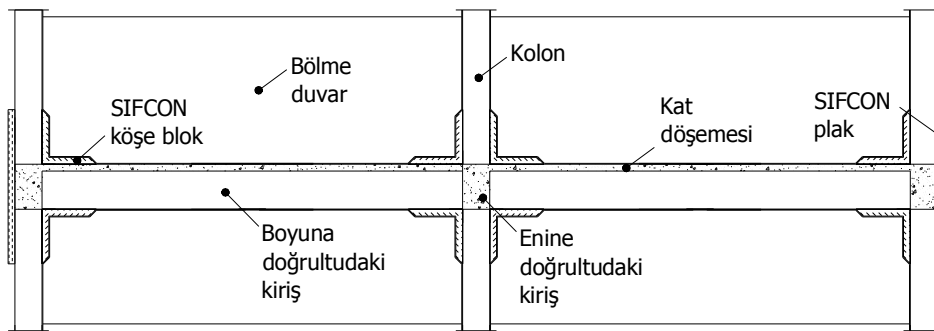
1.3.2 Kapsam

Sunulan çalışmada, SIFCON bloklarla iyileştirme olarak adlandırılan bir iyileştirme yöntemi önerilmektedir (Şekil 1.2). SIFCON'lar (çimento şerbeti emdirilmiş lifli beton) yüksek mekanik dayanımları ve enerji tüketme kabiliyetleri sebebiyle iyileştirme - güçlendirme çalışmalarında kullanılmaya başlanan yeni nesil bir kompozit türüdür. Bu yöntemde, çerçeve elemanların düzlemi içerisinde kalacak şekilde yerleştirilen önüretimli SIFCON bloklar, kolon ve kiriş elemanlara kimyasal yapıştırıcı çubuklarla ankrajlanmaktadır.

Tezin amaçlarına ulaşabilmek için iyileştirme amacıyla kullanılacak kompozit malzemenin ön testleri ve dökümleri Dokuz Eylül Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda sürdürülmüştür. Oluşturulan kompozit blokların ve kolon-kiriş birleşim numunelerinin yerdeğiştirme kontrollü deneyleri ise Dokuz Eylül Üniversitesi Yapı Mekanik Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir.

Test edilen dış kolon kiriş birleşim numuneleri, laboratuvar imkânları dâhilinde 2/3 geometrik ölçekli, düzlemsel ve döşeme içermeyen bir formda düzenlenmiştir. Bu çalışma özellikle 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nin yürürlüğe girmesinden önce ve deprem etkileri dikkate alınmadan projelendirilmiş ve ayrıca sonraki yıllarda yönetmelik minimum koşulları dikkate alınmadan inşa edilmiş sünek olmayan çerçeve türü betonarme binaların kolon-kiriş birleşimlerinin genel yetersizlik unsurlarını barındıran birleşim numunelerini içermektedir. Deneysel çalışmada; (1) döşemenin hemen üzerinde teşkil edilmiş kolon boyuna donatısı bindirme bölgesi, (2) düşük beton dayanımı, (3) birleşim içerisinde kayma donatısı bulunmaması, (4) etriye ve boy donatılar için düz yüzeyli donatı kullanımı, (5) güçlü kiriş-zayıf kolon durumu gibi bahsi geçen binaların birleşimlerini temsil edecek numuneler kullanılmıştır.

Numunelerin yetersizlik unsurlarının sismik performans açısından olumsuz etkilerini azaltmak amacıyla bu numuneler tez kapsamında önerilen yöntem ile iyileştirilmiş ve test edilmiştir. Döşeme, enine doğrultudaki kirişler ve dolgu duvarların çerçevelerin genel davranışı üzerindeki etkileri bu çalışma kapsamında göz önüne alınmamıştır.



Şekil 1.2. Çerçeve türü bir betonarme yapının önüretimli kompozit elemanlarla iyileştirilmesi

1.4 Tezin Ana Hatları

Betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin sismik davranışlarının incelenmesi, yeni nesil çimento esaslı çelik lifli kompozitlerin histeretik davranışlarının araştırılması, birleşimlerin bu kompozitlerle iyileştirilmesive davranışlarının modellenmesi üzerine olan bu deneysel çalışma toplam beş bölüm ve eklerden oluşmaktadır.

İlk bölümde kolon-kiriş birleşimlerinin genel davranışı hakkında özet bilgi, tez çalışmasının amaçları ve kapsamı sunulmuş ayrıca sismik yüklere göre tasarlanmamış veya imal edilmemiş kolon-kiriş birleşimlerinin performansları ve bu tip birleşimlerin iyileştirilmesi-güçlendirilmesi üzerine yürütülen önceki deneysel ve analitik çalışmaların sonuçları özetlenmiştir.

İkinci bölümde, tez kapsamında önerilen birleşim iyileştirmesi çalışmalarında kullanılacak çimento esaslı çelik lifli kompozitlerin performanslarının araştırılması amacıyla yürütülen deneysel çalışmanın detayları ve sonuçları sunulmuştur. Bu bölümde ayrıca kompoziti oluşturan bileşenlerin özellikleri, test edilen kompozit numunelerin özellikleri ve numunelerin oluşturulma aşamaları hakkında bilgi verilmiş, deneysel gözlemlere yer verilmiştir.

Üçüncü bölümde, birleşim kesme dayanımı yetersiz 2/3 ölçekli eski tip kolon-kiriş birleşim numunelerinin çimento esaslı çelik lifli kompozitler ile iyileştirilmesi üzerine yürütülen deneysel çalışmanın detayları ve sonuçları sunulmuştur. Birleşim numunelerinin malzeme ve donatı detayları, numunelerin iyileştirilme şekilleri, deney yöntemi, ölçüm sistemi ve deney gözlemleri de yine bu bölümde açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, tez kapsamında kullanılan ve kolon-kiriş birleşimlerinin sayısal modellerinin üretildiği OpenSees yazılımının genel özellikleri ve modelleme tekniği anlatılmıştır. Sayısal model çalışmaları bir adet yalın olarak bir adet de önerilen yöntemle iyileştirilmiş ve test edilen kesme dayanımı yetersiz pilot birleşim numunelerinin modellenmesini kapsamaktadır. Deney sonuçları ile kalibre edilmiş

sayısal model sonuçlarının ve deneysel verinin karşılaştırmalı grafikleri ve yorumları yine bu bölümde yer almaktadır.

Beşinci bölümde tez kapsamında ulaşılan sonuçlara ve bu alanda ileriki dönemlerde yürütülecek araştırmalar için tavsiyelere yer verilmiştir.

EK A'da, birleşim numunelerinin deneyleri sırasında çekilen hasar fotoğrafları, her bir birleşim numunesinin farklı açılardan histeretik performansını tanımlayan grafikler ve test numunelerine uygulanan yerdeğiştirme kontrollü yüklemenin hedef ötelenme değerlerinde hesaplanan histeretik performans göstergelerinin tablolarına yer verilmiştir.

EK B'de, numunelere uygulanan tepe ötelenmelerine, numuneyi oluşturan kolon, kiriş ve birleşimin şekil değiştirmelerinin katkı oranlarının hesabı için çıkarılan analitik ifadeler yer verilmiştir. EK C'de birleşim numunelerinin hazırlık safhaları ve EK D'de birleşim deneylerinin gerçekleştirilmesi için hazırlanan deney ortamına ilişkin bilgiler verilmiştir. Son olarak, hazırlanan birleşim numunelerinin tasarımına yönelik hesaplar EK E'de sunulmuştur.

BÖLÜM İKİ

SIFCON BLOK ÜZERİNE YÜRÜTÜLEN DENEYLER VE SONUÇLARI

2.1 Giriş

Sismik performansı yetersiz kolon kiriş birleşimi numunelerinin iyileştirilmesi amacıyla kullanılacak kompozitin malzeme özellikleri, boyutu ve uygulanmasına yönelik detaylar incelendiğinde, kompozitin çelik lif dozajı, matris dayanımı, kalınlığı, bu kompozitlerin birleşim numunelerine ankrajlanma yeri ve sayısı olarak çok sayıda değişkenin dikkate alınması gerektiği görülmektedir. Bu sebeple birleşim testleri öncesinde ve bu deneylerden bağımsız olarak SIFCON kompozitlerinden oluşturulan köşe bloklar üzerine bir dizi test gerçekleştirilmiş ve ana değişkenler belirlenmeye çalışılmıştır.

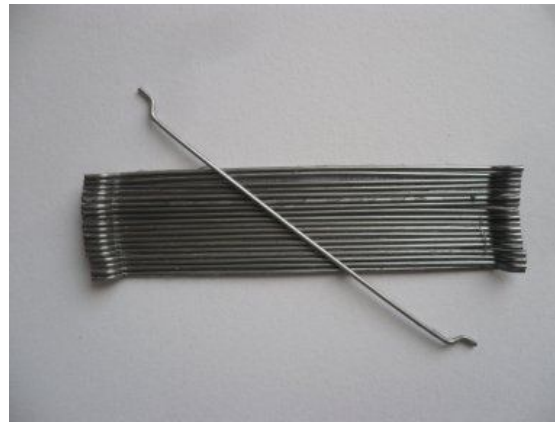
Lifli kompozitlerin tasarlanmasına ilişkin literatürde yer alan çalışmalarda, yüksek matris dayanımı-düşük lif oranı ve düşük matris dayanımı-yüksek lif oranı gibi seçeneklerin performansları araştırılmaktadır. Ayrıca iyileştirilecek yapısal elemanlarla davranış açısından uyumlu olması için de kompozitin et kalınlığı önemli bir değişkendir. Ankraj yeri ve sayısı, kompozitin yapısal elemanla beraber çalışması açısından önemlidir. İyileştirilen bir numunenin yatay yükler altında elastik ötesi şekil değiştirmeleri sırasında hasarın ankrajlarda gerçekleşmesi, davranışı gevrek bir hale getireceğinden istenmeyen bir hasar modudur. Bu sebeple ankraj yeri ve sayısı, kompozitler ile kolon-kiriş elemanların birbirinden ayrılmasını önleyecek şekilde seçilmiştir.

Bu kapsamda öncelikle kompoziti oluşturan bileşenlerin ve ankraj malzemesinin özellikleri incelenmiş ardından köşe bloklar üzerine yürütülen deneylerin değerlendirilmesi yapılmıştır. Test sonuçları, genel davranış, enerji tüketimi vb. değerlendirme ölçütlerine göre incelenmiş ve performanslı malzeme-ankraj ikilisi birleşim testlerinde kullanılmak üzere seçilmiştir.

2.2 Malzeme Özellikleri

2.2.1 Çelik Lif

Çalışmada uçları kancalı soğuk çekme ile üretilen yüksek mukavemetli çelik lifler kullanılmıştır. Kullanılan çelik lif, 60 mm uzunluğunda, narinliği 80 olan RC-80/60-BN ticari kodlu, çekme dayanımı minimum 1050 N/mm^2 olarak belirtilen çelik liftir. Lif örnekleri Şekil 2.1 'de görülmektedir.

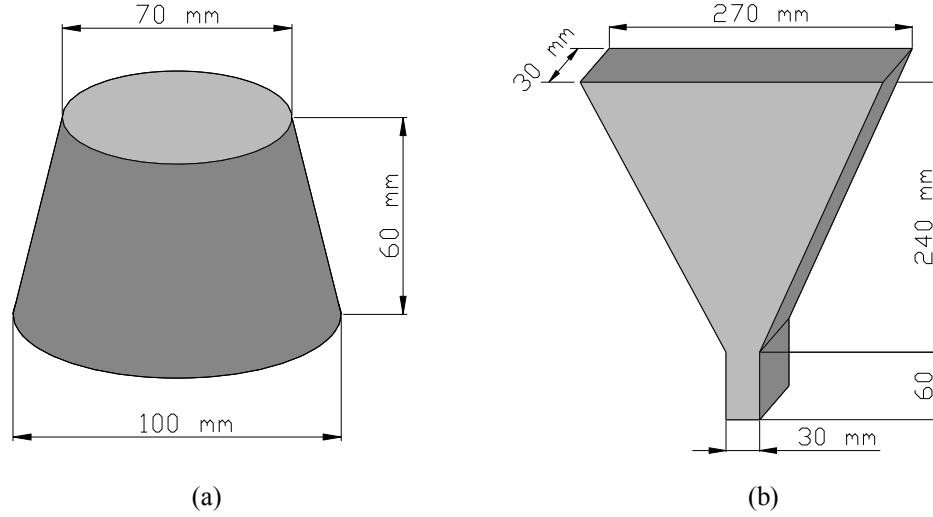


Şekil 2.1 Kullanılan çelik lifin görünümü.

2.2.2 SIFCON Matrisi

Çalışma kapsamında yapısal iyileştirme amacıyla üretilecek SIFCON (çimento şerbeti emdirilmiş lifli beton) kompozitlerinde, yüksek ve düşük matris dayanımlarını temsilen 25 MPa ve 50 MPa basınç dayanımlı karışımların kullanılması benimsenmiştir. Ayrıca hazırlanan karışımların taze hal özelliklerinin, karışımın kalıba kolayca yerleştirilmesini sağlayacak minimum değerleri sağlaması gerekmektedir. Karışımların taze hal özellikleri, çökme–yayılma deneyi ve mini V kutusu deneyleri ile EFNARC (2002) standardındaki tanımlara uygun olarak belirlenmiştir. Bu işlemlerde kullanılan yayılma konisi ve mini V kutusunun boyutları Şekil 2.2'de görülmektedir. Ayrıca karışımlardan alınan 4 cm küp örneklerinin basınç dayanımları bulunmuştur. Hedeflenen özelliklere ulaşmak için bir dizi karışım hazırlanmış ve taze karışım özellikleri amaca yönelik olarak

geliştirilmiştir. Tablo 2.1’de, SIFCON blok üretimi için belirlenen iki farklı matrisin sonuç karışım oranları verilmiştir.



Şekil 2.2 Taze karışım deneylerinde kullanılan (a) yayılma konisi, (b) mini V kutusu.

Tablo 2.1 Üretilen SIFCON blok numunelerinde kullanılan bağlayıcı harçtaki gerçek karışım oranları.

Bileşenler [kg/m ³]	A	B
Çimento	498	597
Su	317	279
0-0,125 Taş tozu	450	438
0-1 Kırma taş	860	875
Kimyasal katkı *	8,0	13,9
Tasarım parametreleri		
S/Ç [%]	63,7	46,7
Katkı Yüzdesi [%] ***	1,61	2,33
Taze karışım özellikleri		
V _{kutusu} [s]	3,0	3,0
Yayılma [cm]	34,0	34,0
15 dakika sonra yayılma [cm]	32,5	33,0
Numunelerin iki günlük basınç dayanımı		
f _c [MPa]	25,4	51,5

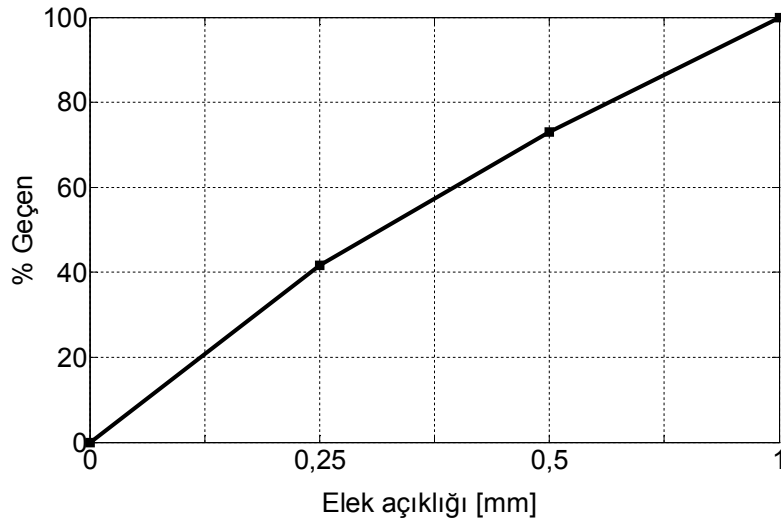
* BASF Glenium ACE 30

** Akışkanlaştırıcı içerisindeki su ilave edilmiş

*** Çimento ağırlığına göre

Çalışmada kullanılan çimento normal Portland çimentosu CEM I-42,5-R’dir. Çalışmada agrega olarak taş tozu (0-0,125mm) ve kırma kum (0-1mm)

kullanılmıştır. Bu malzemeler kireçtaşı kökenli yerel malzemelerdir. Çimentonun kuru yoğunluğu 3,1, taş tozu ve kırma kumun kuru yoğunlukları ise 2.67 olarak belirlenmiştir. Kırma kumun kuru yüzey doygun yoğunluğu 2,73, ağırlıkça su emme oranı % 2,35, 0,125 mm'lik elekten geçen malzeme miktarı % 82,8 olarak belirlenmiştir. Taş tozunun 0,063 mm'lik elekten geçen malzeme miktarı % 87,2'dir. Karışım granülometrisi Şekil 2.3'de sunulmuştur. Çalışmada içme suyu niteliğinde su kullanılmıştır. Karışım oranları Tablo 2.1'de verilen serilerde katkı olarak modifiye polikarboksilat esaslı BASF®Glenium®ACE30 yeni nesil hiperakışkanlaştırıcı kullanılmıştır. Karışımların dökümleri ve deneyleri DEÜ. İnşaat Mühendisliği. Bölümü. Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2.3 Karışım granülometrisi ve referans eğrileri.

Matris karışımları 1 dm³ kapasiteli düşey eksenli bir mikserde (Şekil 2.4) yapılmıştır. Miksere önce agregalar ve çimento konarak 2 dakika kuru karışım uygulanmış, suyun %70'i ilave edilerek 3 dakika karıştırılmış ve suyun geri kalanı ve katkının eklenmesinin ardından tüm karışım 2 dakika daha karıştırılmıştır. Taze karışım deneyleri 15 dakika içerisinde tamamlanmıştır.



(a)



(b)

Şekil 2.4 (a) Tartım işlemleri, (b) Karışımların gerçekleştirildiği düşey eksenli mikser.

Karışımlardan alınan 4 cm'lik küp numuneler büzülme için yaklaşık 5 saat oda sıcaklığında nemli kabinde bekletilmiştir. Ardından buhar kürü uygulanan karışımların numuneleri, priz süresinin sonlarına doğru yaklaşık 15 °C/saat ısıtma hızı ile kür kabininde ısıtma işlemine alınmıştır. 80°C hedef sıcaklığa ulaşıldıktan sonra sabit sıcaklık altında küre devam edilmiş, 8 saatlik işlem süresi sonunda kür kabininin kapakları yarım açılarak yaklaşık 2 saat sonunda numunelerin ortam sıcaklığına ulaşması sağlanmıştır.



(a)



(b)

Şekil 2.5 (a) Yayılma testi (b) Tek eksenli basınç dayanımı testi.

Taze karışım deneyleri sırasında başlangıçta 34 cm yayılma ve 3,5 saniyeden küçük mini V kutusu deney süresi ile 15. dakikada yaklaşık 32 cm yayılma hedeflenmiştir (Şekil 2.5.a). Küp numunelerin kür sonrası 2 günlük basınç dayanımları için 25 MPa ve 50 MPa değerleri hedeflenmiş ve her döküm sonrası numunelerin basınç dayanımları kontrol edilmiştir (Şekil 2.5.b).

2.2.3 Ankraj Çubuğu

SIFCON blokların, mekanik deneyler öncesinde betonarme yastığa ve kolon-kiriş birleşim numunelerine ankrajı için ankraj çubuğu olarak 12 mm çaplı hazır tijler kullanılmıştır. Kullanılan ankraj çubuklarından alınan üç adet numunenin çekme testleri gerçekleştirilmiş ve çekme dayanımları ortalaması 490 MPa, kopma anındaki uzaması % 11,4 bulunmuştur.

2.2.4 Epoksi Malzemesi

SIFCON blokların, mekanik deneyler öncesinde betonarme yastığa ve kolon-kiriş birleşim numunelerine ankrajlanması sırasında kimyasal yapıştırıcı olarak yüksek mukavemetli epoksi esaslı çift komponentli SİKA AnchorFix-3 kullanılmıştır. ASTM D695-96'ya göre basınç dayanımı laboratuvar sıcaklığında (yaklaşık 23°C) kür altında 1 gün sonunda 104 N/mm² olarak beyan edilmiştir. Ürün katalogunda verilen çekerek çıkarma test sonucu Şekil 2.6'da verilmiştir.

Pull-out testleri (ETAG 001'e göre): tanımlanmamıştır
Metrik rotların döşemedeki ankrajları:

Koşullar:	
Çelik kalitesi	12.9
Donatı çapı	M12
Açılan delik çapı	14.3 mm
Ankraj derinliği	110 mm

Test sonucu: $F_{Rk, log}^t > 75$ kN, betonda göçme

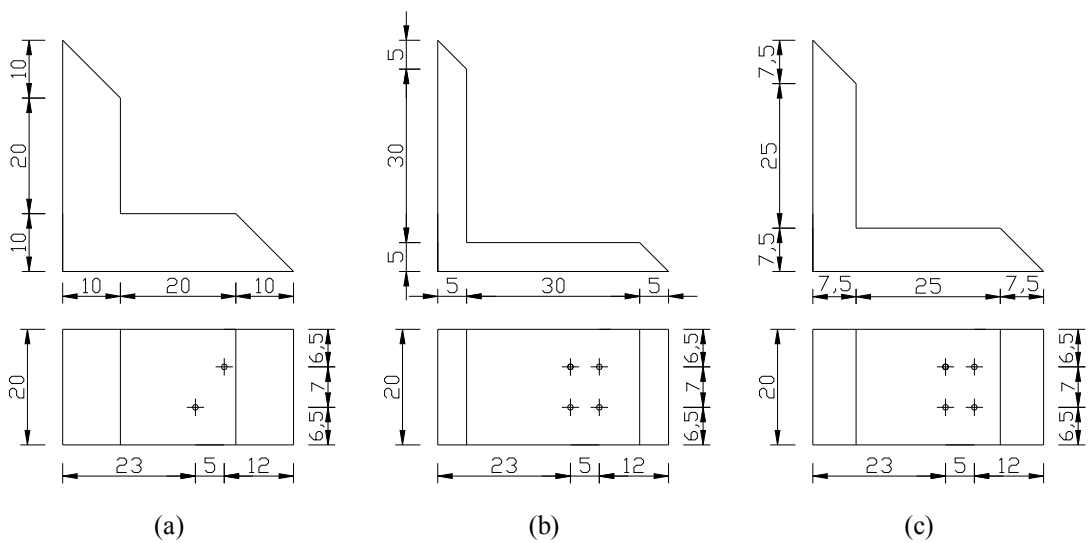
Şekil 2.6 Epoksi esaslı yapıştırıcının çekme mukavemeti için katalog bilgisi.

2.3 Blok Numunelerinin Detayları

Test edilen blok numuneleri lif içeriği, matris dayanımı, numune et kalınlığı ve ankraj adetleri açısından farklılık göstermektedir. Test edilen beş adet köşe blok numunesinin özellikleri Tablo 2.2’de özetlenmiştir. SIFCON blok numunelerinin ilki 50 MPa matris dayanımına sahip %0,6 hacimsel oranda lif içeren 100 mm kalınlıklı S0 numunesidir. Bu numune 2Φ12, diğer numuneler ise 4Φ12 kimyasal dübel kullanılarak betonarme yastığa sabitlenmiştir. Blok boyutları ve ankraj noktalarının konumu Şekil 2.7’de verilmiştir. S0 ve S4 numuneleri düşük lif dozajı-yüksek matris dayanımı, S1 ve S2 numuneleri yüksek lif dozajı-düşük matris dayanımı ilkesine göre tasarlanmıştır. Fakat bu numuneler arasında et kalınlığı da bir değişkendir. S3 numunesinde ise hem lif dozajı hem de matris dayanımı yüksek seçilmiştir.

Tablo 2.2 Deneyi gerçekleştirilen blok numunelerin özellikleri.

Blok Deney No	Kompozit Blok adı	Çelik lif oranı [%]	Matris dayanımı [MPa]	Blok kalınlığı [mm]	Ankraj adedi	Boyutlar ve ankraj yerleri
1	S0	6	50	100	2	Şekil 2.7.a
2	S1	10	25	50	4	Şekil 2.7.b
3	S2	10	25	75	4	Şekil 2.7.c
4	S3	10	50	50	4	Şekil 2.7.b
5	S4	6	50	50	4	Şekil 2.7.b



Şekil 2.7 Köşe SIFCON blokların boyutları ve ankraj noktalarının konumu.

2.4 SIFCON Blok Numunelerinin Dökümleri

Deneylerde kullanılacak kompozit blokların üretimi için Şekil 2.8.a'da görülen 40x40x20cm boyutlarında köşe blok kalıbı (2 adet köşe blok aynı kalıpta dökülmektedir) ve Şekil 2.8.b'de görülen 113x20x5cm boyutlarında plak kalıbı olmak üzere 2 farklı tip kalıp kullanılmıştır. Köşe blokların et kalınlığı, kalıp içine yerleştirilen iç kalıp boyutu ile ayarlanmıştır. Şekil 2.8.a'da 100 mm et kalınlığı için blok kalıbı içine yerleştirilen ahşap iç kalıp görülmektedir.



(a)



(b)

Şekil 2.8 (a) Matrisin dökümüne hazırlanmış %10 80/60 lif içeren 40x40x20cm'lik kalıp, (b) Matrisin dökümüne hazırlanmış %10 80/60 lif içeren 113x20x5cm'lik kalıp.

Çelik lifin kalıba yerleştirilmesi öncesinde kalıplar yağlanmış, hedef lif dozajı dikkate alınarak çelik liflerin tartımı yapılmış ve birleşim numunelerinin deneyleri sırasında blokların karşılaşacakları varsayılan asal gerilme doğrultularına uygun olacak şekilde lifler yönlendirilerek kalıba yerleştirilmiştir (Şekil 2.8). Şekil 2.8.a'da görüldüğü gibi lifler kalıp yüzüne paraleldir. Köşe bloğun iki kolunun birleştiği bölge lif yönlenmesi açısından geçiş bölgesidir. Bu bölgedeki lifler, lif sürekliliği bozulmayacak şekilde değişen eğimle kalıba yerleştirilmiştir. SIFCON blokların matris karışımları Şekil 2.9.a'da görülen 6 dm³ kapasiteli düşey eksenli bir mikserde yapılmıştır. Miksere önce agregalar ve çimento konarak 7 dakika 20 dev./dak. kuru karışım uygulanmış, suyun %70'i ilave edilerek 5 dakika 40 dev./dak. ile karıştırılmış ve suyun geri kalanı ve katkıların eklenmesinin ardından tüm karışım 5 dakika daha 60 dev./dak. ile karıştırılmıştır. Hazırlanan karışım Şekil 2.9.b'de görüldüğü gibi kalıba yerleştirilmiştir. Karışımlardan alınan 4 cm'lik küp numuneleri, SIFCON numuneleri ile birlikte büzülme için yaklaşık 5 saat oda sıcaklığındaki kür kabini (Şekil 2.10.a) bekletilmiştir. Numuneler priz süresinin sonlarına doğru yaklaşık 15 °C/saat ısıtma hızı ile kür kabini ısıtma işlemine alınmış, 80°C hedef sıcaklığa ulaşıldıktan sonra sabit sıcaklık altında küre devam edilmiştir. 8 saatlik işlem süresi sonunda kür kabini kapakları yarım açılarak yaklaşık 2 saat sonunda numunelerin ortam sıcaklığına ulaşması sağlanmış ve numuneler çıkarılmıştır (Şekil 2.10.b). Şekil 2.11'de liflerin kalıba yerleştirilmesi, 50 ve 75 mm et kalınlıklı numune dökümleri ve kür kabiniye yerleştirilen 50 mm et kalınlıklı köşe blok numuneleri görülmektedir.



(a)



(b)

Şekil 2.9 (a) SIFCON matrisinin hazırlanması, (b) kalıba yerleştirilmesi.



(a)



(b)

Şekil 2.10 (a) Buhar kür kabinine yerleştirilen SIFCON blok numuneleri, (b) Kür sonrası köşe blok ve 4 cm³'lik küp numunelerin görünümü.



(a)



(b)

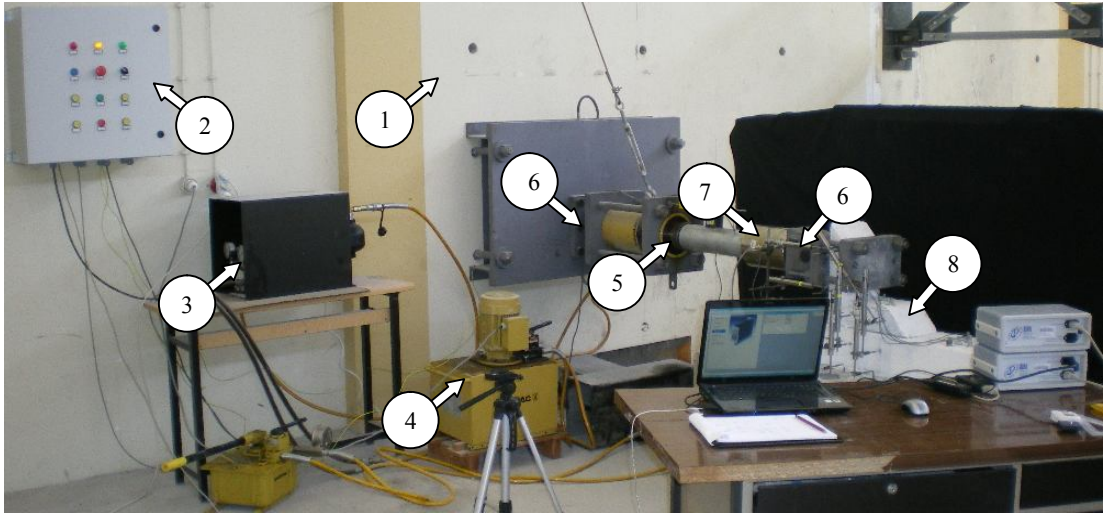


(c)

Şekil 2.11 (a) Liflerin kalıba yerleştirilmesi, (b) Aynı köşe blok kalıbında farklı et kalınlığında yapılan dökümler, (c) Kür kabinine yerleştirilen 50 mm et kalınlıklı köşe blok numuneleri.

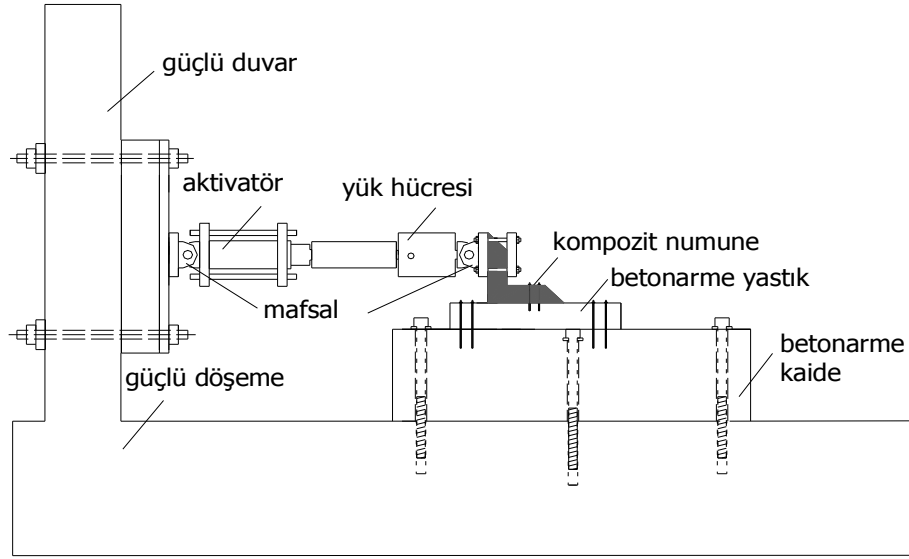
2.5 SIFCON Blok Test Kurulumu

SIFCON bloklar, birleşim deneylerinden bağımsız olarak Şekil 2.12’de görülen sistemde yerdeğiştirme kontrollü tersinir tekrarlı yatay yükleme altında test edilmiştir. Yatay yükü verecek hidrolik silindir ve üzerine iliştirilen lineer cetvel kapalı devre elektronik-hidrolik aksamla donatılarak pozisyon kontrolü bir yükleme sistemi elde edilmiştir. Eksen kontrol kartı ve diğer elektronik parçaları barındıran elektronik pano, kirlilik şalteri, oransal valf gibi temel bileşenler, laboratuvarımızda mevcut olan hidrolik silindir, hidrolik güç ünitesi, hortum ve bağlantılar da kullanılarak bir hidrolik kontrol firması işbirliğinde sistem haline getirilmiştir.



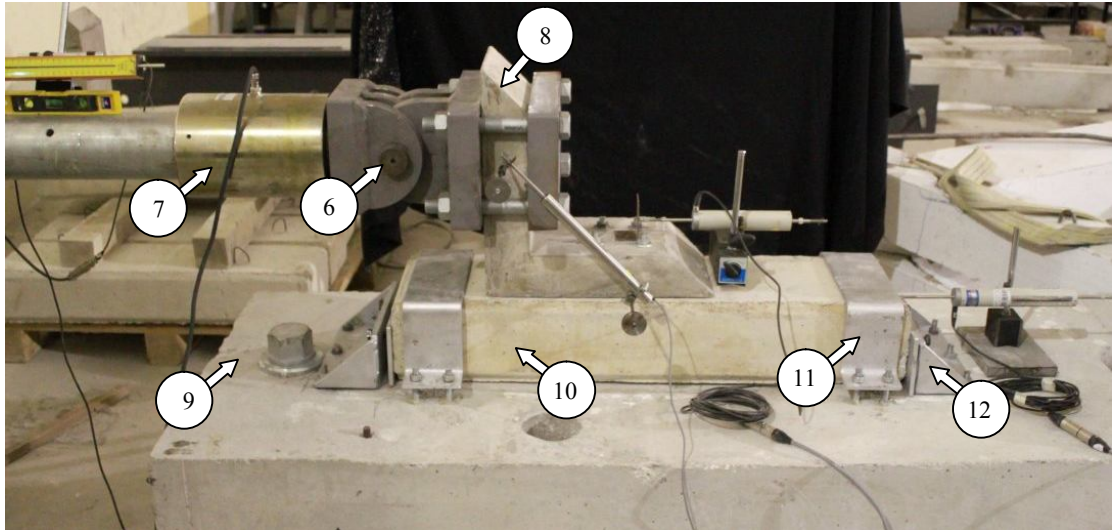
Şekil 2.12 Deney ortamı genel görünümü: (1) Güçlü duvar, (2) Elektronik pano, (3) Oransal valf, vb. temel hidrolik bileşenler, (4) Hidrolik güç ünitesi, (5) Hidrolik veren, (6) Tek serbestlikli mafsallar, (7) Yük ölçer, (8) Numune.

Deney ortamının şematik görünümü Şekil 2.13’de görülmektedir. Test numuneleri, güçlü döşemeye yüksek mukavemetli çelik saplamalar ile sabitlenmiş betonarme kaide ve ona sabitlenen betonarme yastık üzerine ankraj çubukları ile bağlanmıştır. Numuneye yük ileten ve her iki ucunda tek serbestlikli mafsallar bulunan hidrolik veren ise güçlü duvara bağlıdır. Betonarme kaidenin yükleme düzlemine dik doğrultudaki her iki yüzüne, döşeme ile kaide arasındaki görece hareketi en aza indirmek için sınırlayıcılar yerleştirilmiştir.



Şekil 2.13 S0 SIFCON blok deney düzeneği.

Şekil 2.14’de yükleme sisteminin ayrıntıları görülmektedir. Betonarme kaide üzerine yerleştirilen betonarme yastık, blokların kimyasal ankrajla sabitlendiği düzeyi oluşturmaktadır. Betonarme yastığın betonarme kaideye göre hareketini sınırlamak için yastığın her iki ucuna hem yatay hem de düşey doğrultuda mesnetler yerleştirilmiştir (Yalnızca S0 numunesinde betonarme yastığın kaide üzerinde sabitlenmesi amacıyla kimyasal ankrajlar kullanılmıştır).

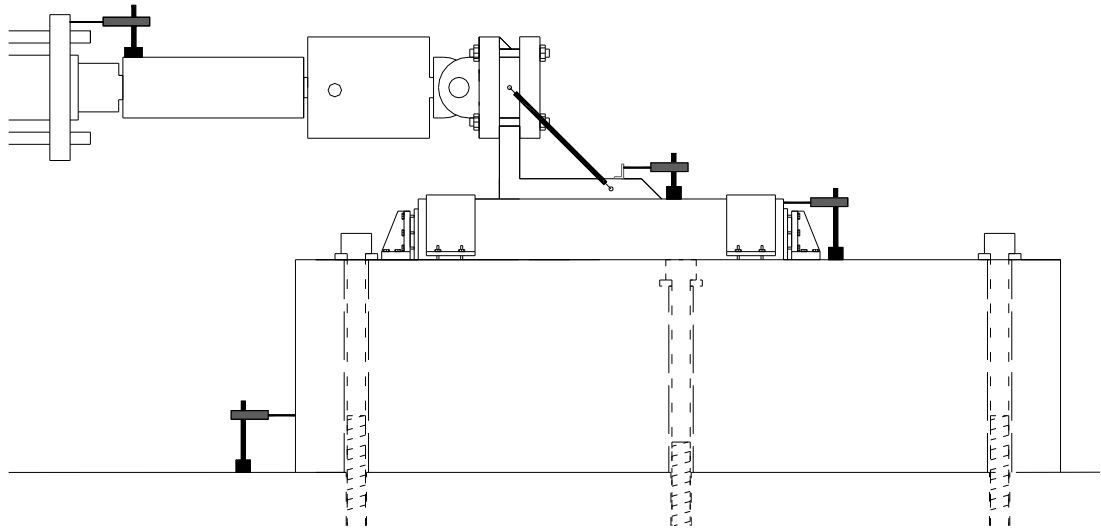


Şekil 2.14 Yükleme sisteminin ayrıntıları: (6) Tek serbestlikli mafsalları, (7) Yükölçer, (8) Numune, (9) Betonarme kaide, (10) Betonarme (BA) yastık, (11) BA yastık düşey sabitleyici, (12) BA yastık yatay sabitleyici.

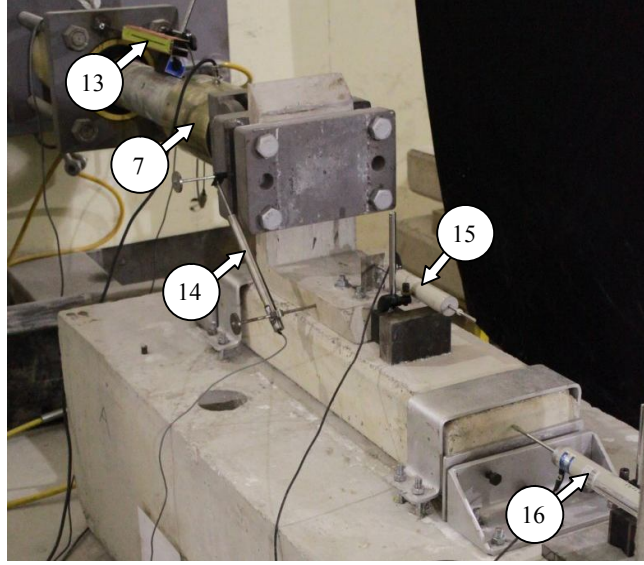
Mesnetler kaideye kimyasal ankrajlarla sabitlenmiştir. Yastık, kaide üzerindeki doğru konumuna çekildikten sonra mesnetler üzerindeki cıvatalar tork kontrollü olarak sıkılmakta ve yastığın yerdeğiştirmesi sınırlanmaktadır. Tablo 2.2’de detayları verilen blok numuneleri ise, Şekil 2.7’de görülen ankraj düzeninde yastık üzerine sabitlenmektedir. Hidrolik verenin serbest ucu, numunelere tabanından itibaren 230 mm yüksekten bağlanmıştır.

2.6 Blok Numunelerine İliştirilen Ölçerler

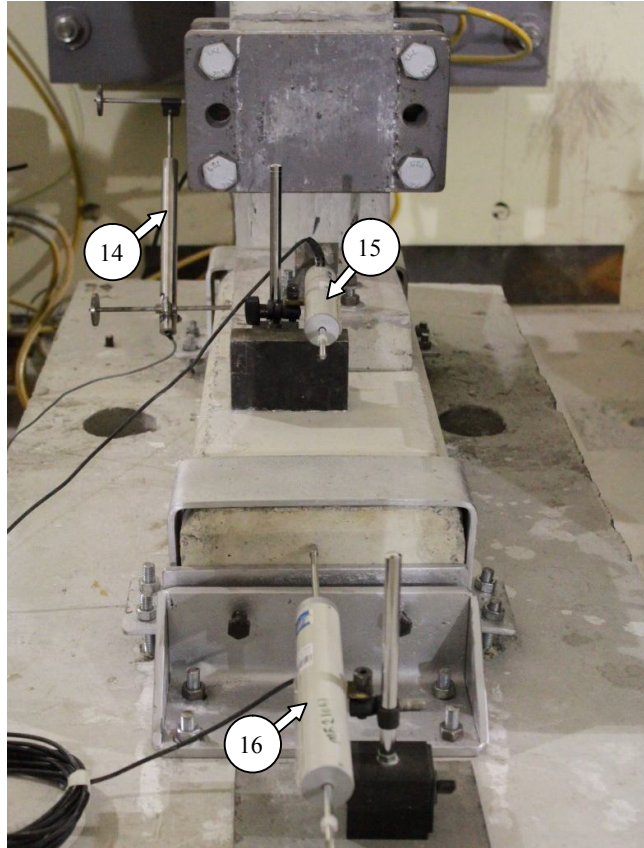
Ölçüm sisteminin şematik görünümü Şekil 2.15’de verilmiştir. Güçlü döşeme, betonarme kaide, betonarme yastık ve numune arasındaki görelî yerdeğiştirmelerin gözlenmesi için 3 adet, numunenin tepe ötelenmesinin gözlenmesi için 1 adet ve numunenin iki kolunun diyagonal doğruğultuda açılıp kapanmasının gözlenmesi için 1 adet olmak üzere toplam 5 adet yerdeğiştirme ölçer kullanılmıştır. (Kyowa DT-50A ve DT-100A, Tokyo Sokki 200, TWL20-050m). Diyagonal doğruğultudaki ölçüm için, numune üzerine metal çubuklar yerleştirilmiş ve bu çubuklar arasına iki ucunda tek serbestlikli mafsal bulunan bir yerdeğiştirme ölçer bağlanmıştır. Numuneye iletilen kuvvet, hidrolik veren üzerinde bulunan yük ölçer ile izlenmiştir. Şekil 2.16’da ölçüm genel düzeni, Şekil 2.17’de ise ayrıntıları verilmiştir.



Şekil 2.15 S1, S2, S3 ve S4 numuneleri için ölçüm sisteminin şematik görünümü.

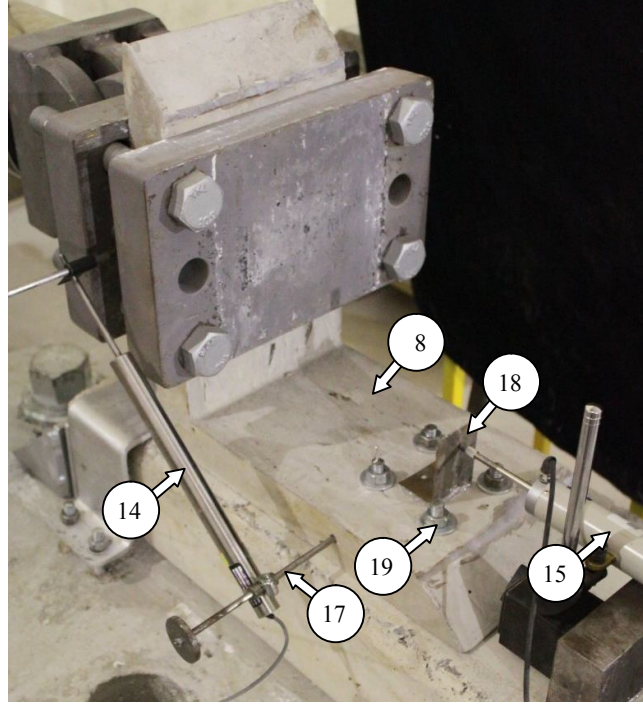


(a) Perspektif görüşü.



(b) Yan görünüş.

Şekil 2.16 Ölçüm sistemi genel görünümü: (7) Yükölçer, (13) Tepe yerdeğiştirme ölçeri, (14) Diyagonal yerdeğiştirme ölçer, (15) Numune-BA yastık görelî yerdeğiştirme ölçeri, (16) BA yastık-BA kaide görelî yerdeğiştirme ölçeri.



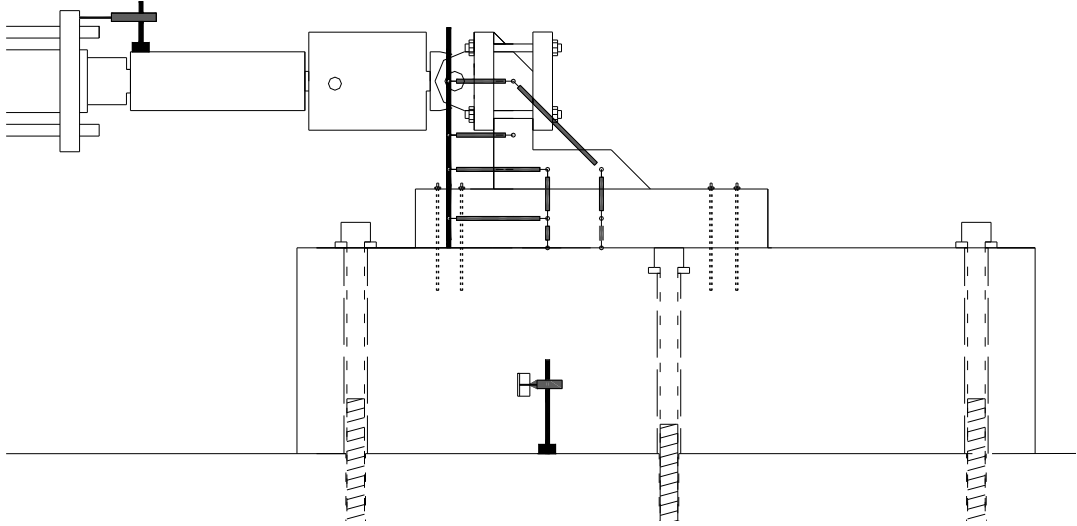
(8) Numune, (14) Diagonal yerdeğiştirme ölçer, (15) Numune-BA yastık görelî yerdeğiştirme ölçeri, (17) Yerdeğiştirme ölçer çubuğu, (18) Yerdeğiştirme referans plakası, (19) Kimyasal ankraj çubuğu.

Şekil 2.17 Ölçüm sistemi ayrıntıları ve ankrajların konumu.

SIFCON bloğun yastık üzerindeki konumu belirlendikten sonra blok ve yastık üzerinde düşey doğrultuda 14 mm çapında ve yastık içerisinde 100 mm derinlikli ankraj delikleri açılmıştır. Delikler basınçlı hava ile temizlendikten sonra epoksi esaslı kimyasal yapıştırıcı uygulanmış ve ardından ankraj çubukları deliklere yerleştirilmiştir. Kimyasal yapıştırıcının kür süresi sonunda çubuklar üzerindeki somunlar, üreticinin tavsiye ettiği tork değerinde (40 N.m) sıkılmıştır. S0 haricindeki numunelere uygulanan tipik ankraj yerleşimi Şekil 2.17’de görülmektedir.

Şekil 2.18’de verilen ölçüm sistemi yalnızca S0 numunesine uygulanmıştır. Ölçüm sisteminde betonarme kaidenin döşemeye göre hareketi 1 ölçerle, yastığın ve numunenin kaideye göre yatay hareketi 4 ölçerle (kaideye bağlı düşey referans çubuk üzerine bağlı 4 ölçer), numunenin ve yastığın kaideye göre düşey hareketi ise 4 ölçerle izlenmektedir. Ayrıca numunenin tepe ötelenmesi ve numune kollarının diyagonal doğrultudaki görelî hareketi için birer ölçer olmak üzere sistemde toplam

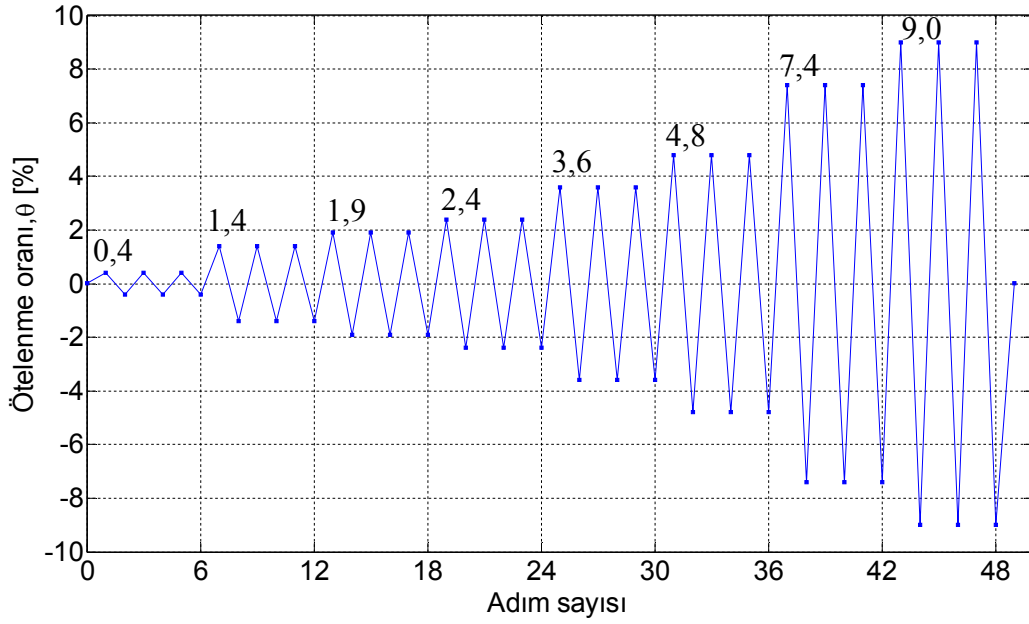
11 adet ölçer kullanılmıştır. Diğer numunelerde amaca uygunluk açısından en gerekli ölçerleri barındıran Şekil 2.15’de verilen ölçüm sisteminin kullanılması benimsenmiştir.



Şekil 2.18 S0 numunesi için ölçüm sisteminin şematik görünümü.

2.7 Yatay Yükleme ve Veri Toplama

SIFCON blok numuneleri, önerilen birleşim iyileştirmesi tekniğindeki kullanım şekline uygun olarak ve karşılaşılabilecek varsayılan yük doğrultusunda deney sistemine yerleştirilmiştir. Tepe ötelenmeleri, Hidropar yapımı 200 kN kapasiteli hidrolik veren kullanılarak yerdeğiştirme kontrollü tersinir tekrarlı yatay yükleme yoluyla uygulanmıştır. Tepe ötelenme oranı, numunenin tepe noktasının (hidrolik verenin bağlandığı nokta) numune tabanına göre yaptığı yatay yerdeğiştirmenin (δ), aradaki dik mesafeye ($L=230$ mm) bölünmesi ile elde edilmektedir (δ/L). Yükleme çevrimleri Şekil 2.19’da görülen önceden tanımlanmış tepe ötelenme oranlarında gerçekleştirilmiştir. Tekrarlayan çevrimlerde numunelerdeki dayanım ve rijitlik azalmasını gözlemek amacıyla her bir ötelenme oranı için üçer adet tam çevrim uygulanmıştır. Seçilen ilk ötelenme oranı, numunede elastik bölge olarak kabul edilebilecek iç kuvvetlerin gelişmesini sağlayacak miktarda uygulanmıştır. Deneyler sabit 0.3 mm/s yükleme hızında gerçekleştirilmiş ve %9,0 hedef ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir.



Şekil 2.19 Yükleme çevrimleri.

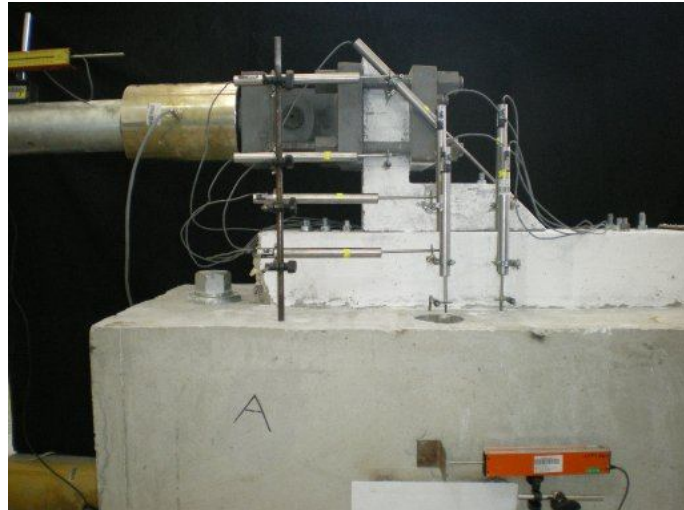
Kullanılan ölçerlerin yerleşim planı Bölüm 2.4'de verilmiştir. Deney başlangıcında, numune deforme olmamış durumda iken bütün ölçerlerin okumaları sıfırlanmış ve veri kaydına başlanmıştır. Veriler 16 bit veri çözünürlüğünde çalışan TDG Ai8b veri toplama şasesi ve TDG Testlab Basic yazılımı kullanılarak S0 numunesi için 12 kanaldan, diğer numuneler için 6 kanaldan 125 ms aralıklarla kaydedilmiştir.

2.8 Deney Gözlemleri

Numunede gelişecek şekil değiştirmeler numune kolları arasındaki açı değişimi cinsinden tanımlanabilir. Özellikle et kalınlığı fazla olan S2 numunesinin itme yönünde yüklenmesi sırasında numunenin topuk kısmı bir miktar yukarı kalkmakta ve hedef ötelenme seviyelerine ulaşmayı zorlaştırmaktadır. Fakat bu durum ileri ötelenme seviyelerinde gerçekteşmekte, et kalınlığı az olan diğer numunelerde limitli kalmakta ve çekme yönünde görülmemektedir. Bu sebeple kompozit blok numunelerinde gelişecek şekil değiştirmeler, Bölüm 3’de detayları verilen kolon-kiriş birleşim numunelerinin deneyleri sırasında bloklara etkiyecek iç kuvvet ve şekil değiştirme doğrultuları ile uyumlu olması açısından tepe ötelenme oranı cinsinden tanımlanmıştır.

2.8.1 S0 Numunesi

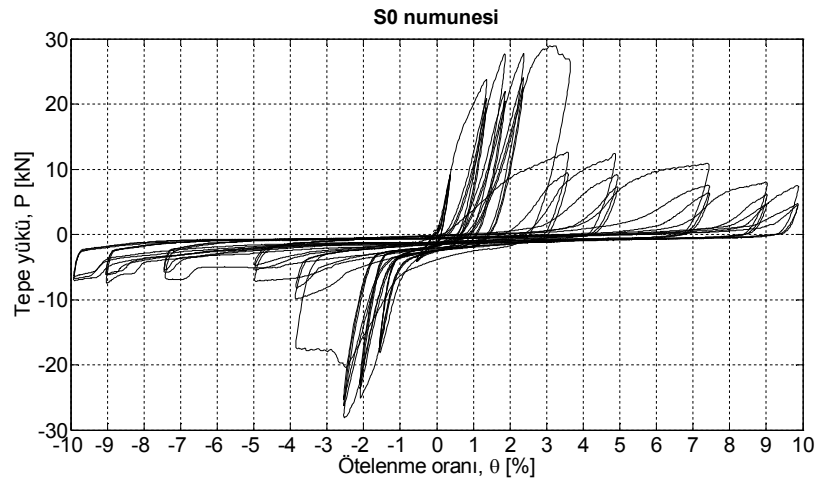
S0 numunesi 50 MPa hedef dayanımlı matris ve % 6 hacimsel oranda lif içeren (düşük lif dozajı-yüksek matris dayanımı) 100 mm kalınlıklı görece rijit bir numunedir. Bu numune 2Φ12 kimyasal dübel kullanılarak betonarme yastığa sabitlenmiştir (Şekil 2.20).



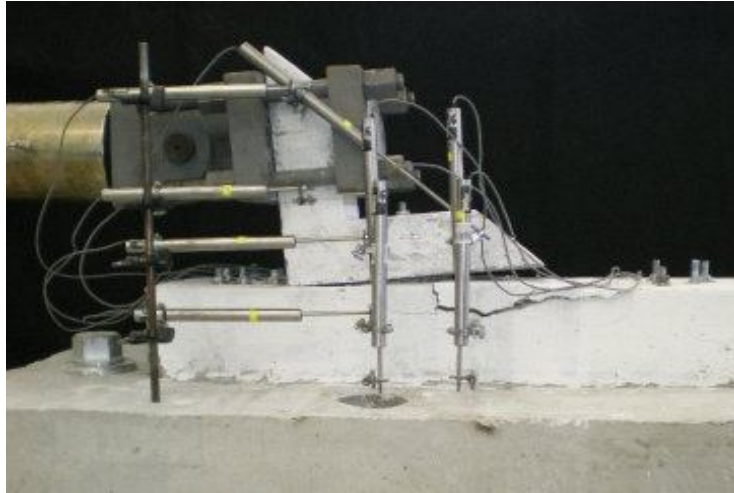
Şekil 2.20 S0 deney numunesi.

Deney sırasında numuneye iletilen en büyük yatay yük % 3,6 hedef ötelenme seviyesindeki çevrimin itme yönünde ulaşılan 28,9 kN olarak belirlenmiştir. Şekil

2.21’de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir. Deney sırasında blok elemanda herhangi bir çatlak gözlenmemiştir. Alınan deneysel veriler incelendiğinde de, deneyde kullanılan kompozitin az miktarda diyagonal açılıp kapanma yaptığı ve kompozitin enerji tüketiminin sınırlı kaldığı görölmüştür. Taşıma gücüne % 3,6 ötelenme seviyesinde gelişen mesnet betonunun zımbalanması ve kimyasal ankrajların sıyrılması ile ulaşılmıştır (şekil 2.22). Bu kompozit-ankraj ikilisi sonuç olarak gevrek bir göçme modu göstermiştir.



şekil 2.21 S0 numunesi tepe ötelenmesi-tepe yükü grafiği.

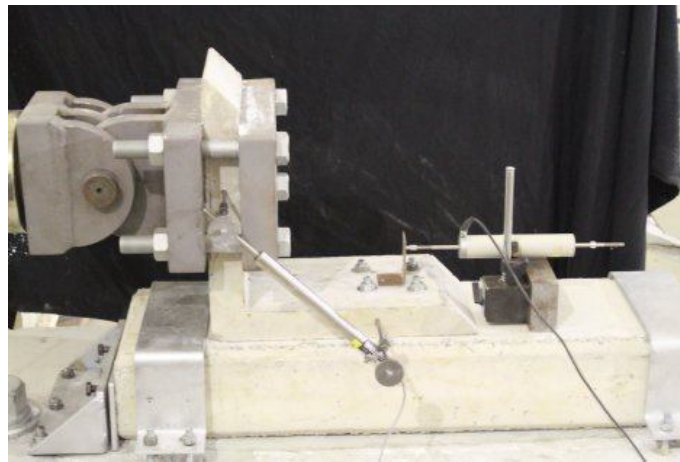


şekil 2.22 S0 numunesinde ankrajların yenilmesi ile yatay yük kapasitesine ulaşan sistem.

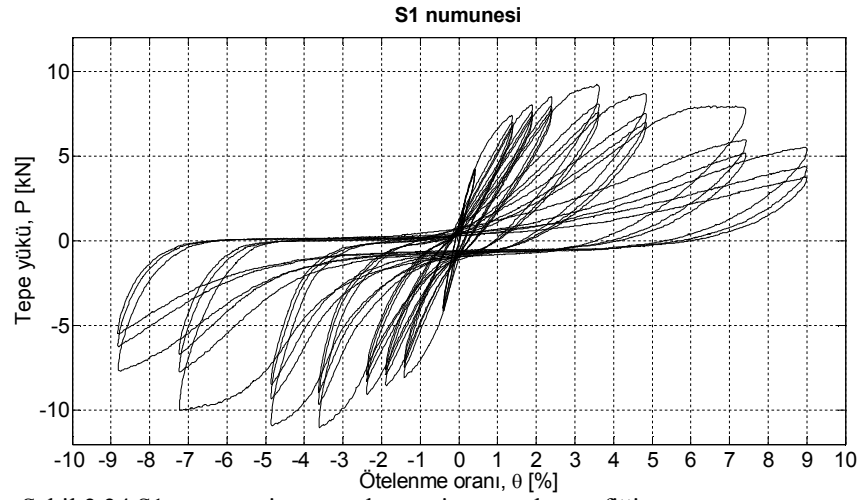
2.8.2 S1 Numunesi

S1 numunesi 25 MPa hedef dayanımlı matris ve % 10 hacimsel oranda lif içeren (yüksek lif dozajı-düşük matris dayanımı) 50 mm kalınlıklı bir numunedir. 4Φ12 kimyasal dübel kullanılarak betonarme yastığa sabitlenmiştir (Şekil 2.23). Deney sırasında numuneye iletilen en büyük yatay yük çekme yönü % 3,6 ötelenme oranına karşılık gelen 11,0 kN olarak belirlenmiştir. Şekil 2.24'de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir.

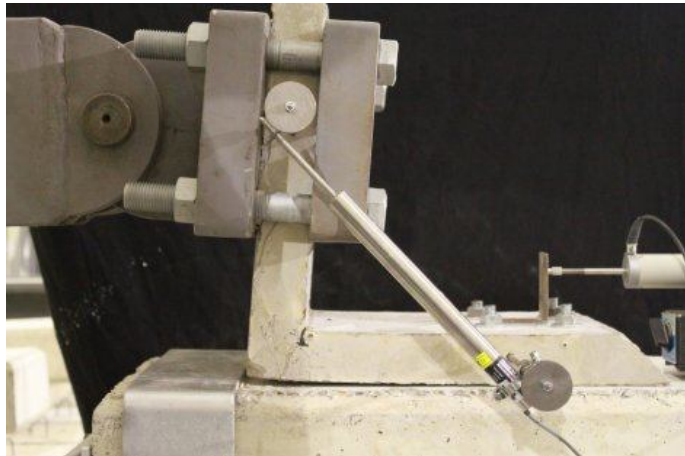
Numunede ilk ötelenme seviyesi olan % 0,4'de herhangi bir çatlak oluşumu gözlenmemiş ve numune elastik şekil değiştirmeler yapmıştır. İlk çatlak ikinci ötelenme seviyesi olan % 1,4'de, alt kol ile birleşim arayüzünde 8,1 kN tepe yükünde görülmüştür. Aynı çatlak formu % 1,9 ötelenme seviyesinde arayüz boyunca ilerlemiştir. % 3,6 ötelenme seviyesinden itibaren birleşim bölgesinde kılcal düzeyde çok sayıda çatlak gözlenmiş (Şekil 2.25) ve son çevriminde tepe yükü en yüksek yüke göre yaklaşık % 20 azalmıştır. % 4,8 ötelenmede dayanım kaybı % 22'dir (Şekil 2.26). % 7,4 ötelenme seviyesinde kollar üzerinde (birleşim haricinde) çok sayıda kılcal çatlak gelişmiş ve son çevrimde dayanım kaybı yaklaşık % 32'ye ulaşmıştır (Şekil 2.27). Uygulanan son ötelenme seviyesi olan % 9,0'da en büyük çatlak genişliği yaklaşık 1 mm düzeyinde iken matris dağılmaya başlamıştır. Ankrajlarda herhangi bir bozulma gözlenmemiştir.



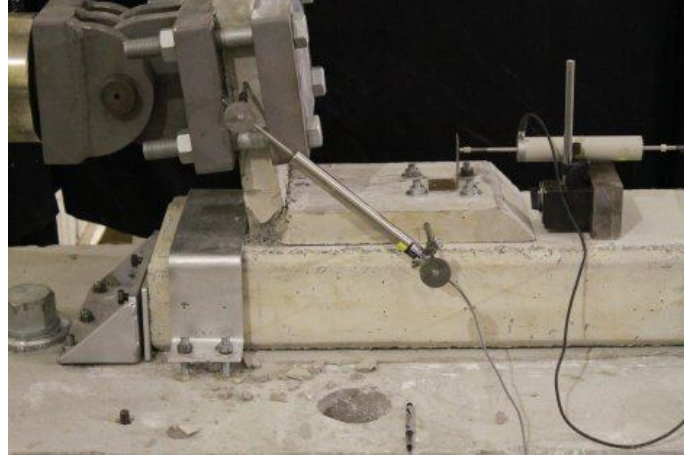
Şekil 2.23 S1 deney numunesi.



Şekil 2.25 S1 numunesinin % 3,6 ötelenmedeki hasar durumu.



Şekil 2.26 S1 numunesinin % 4,8 ötelenmedeki hasar durumu.

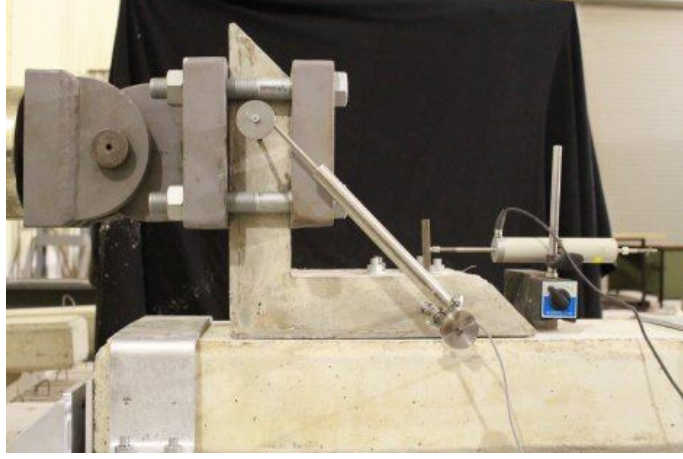


Şekil 2.27 S1 numunesinin % 7,4 ötelenmedeki hasar durumu.

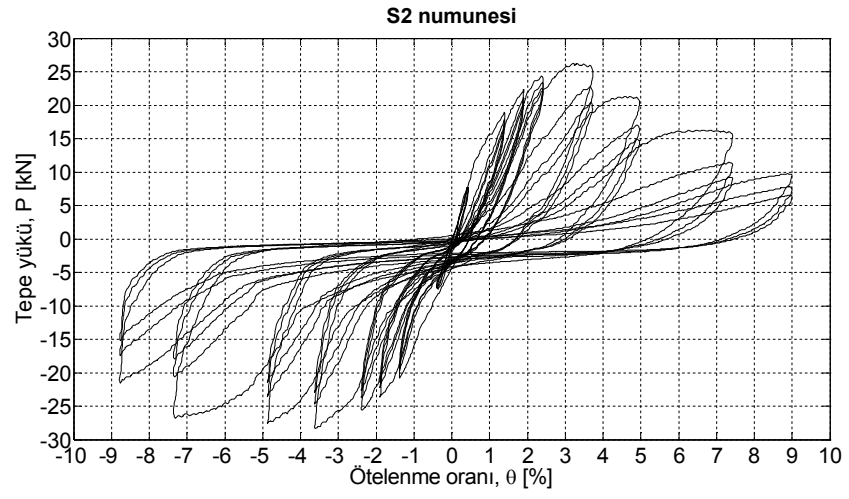
2.8.3 S2 Numunesi

S2 numunesi 25 MPa hedef dayanımlı matris ve % 10 hacimsel oranda lif içeren (yüksek lif dozajı-düşük matris dayanımı) 75 mm kalınlıklı bir numunedir. 4Φ12 kimyasal dübel kullanılarak betonarme yastığa sabitlenmiştir (Şekil 2.28). Deney sırasında numuneye iletilen en büyük yatay yük çekme yönü % 3,6 ötelenme oranına karşılık gelen 27,4 kN olarak belirlenmiştir (Şekil 2.29).

Numunede ilk iki ötelenme seviyesi olan % 0,4 ve % 1,4'de herhangi bir çatlak oluşumu gözlenmemiş ve numune elastik şekil değiştirmeler yapmıştır. İlk çatlak üçüncü ötelenme seviyesi olan % 1,9'da, iki kolun birleştiği üst köşede kılcal düzeyde çekme yönünde 12,2 kN tepe yükünde görülmüştür (Şekil 2.30). % 3,6 ötelenme seviyesinden itibaren alt kolda ankraj bölgesine yakın kesitlerde kılcal düzeyde çok sayıda çatlak gözlenmiş ve son çevriminde tepe yükü en yüksek yüke göre yaklaşık % 20 azalmıştır. % 4,8 ötelenmede alt kol üzerindeki dış liflerde ve birleşimde matris bozulmaları gözlenmiş, % 7,4 ötelenme seviyesinde kollar üzerindeki ve birleşim bölgesindeki matris ayrışmaya başlamıştır (Şekil 2.31). Uygulanan son ötelenme seviyesi olan % 9,0'da alt kol üzerindeki bölgede matris ayrılmış, lifler dağılmış, birleşim hasarı ara kesit boyunca yoğunlaşmıştır (Şekil 2.32). İtme ve çekme yönlerinde kompozitin farklı kesitlerinde ayrışmalar oluşmuştur. Ankrajlarda herhangi bir bozulma gözlenmemiştir.



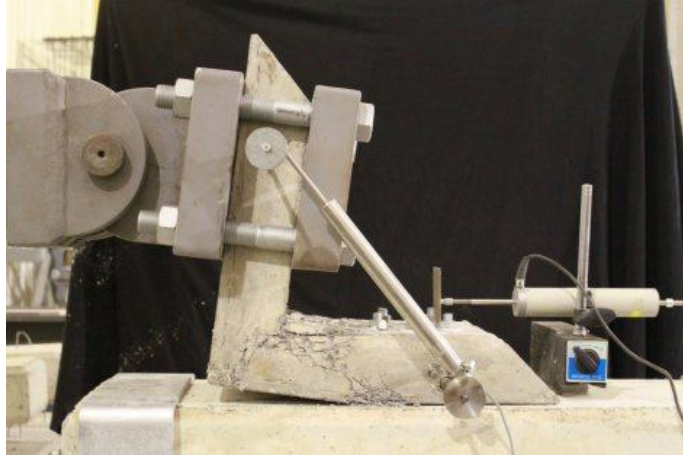
Şekil 2.28 S2 deney numunesi.



Şekil 2.29 S2 numunesi tepe ötelenmesi-tepe yükü grafiği.



Şekil 2.30 S2 numunesinin % 1,9 ötelenmedeki hasar durumu.



Şekil 2.31 S2 numunesinin % 7,4 ötelenmedeki hasar durumu.



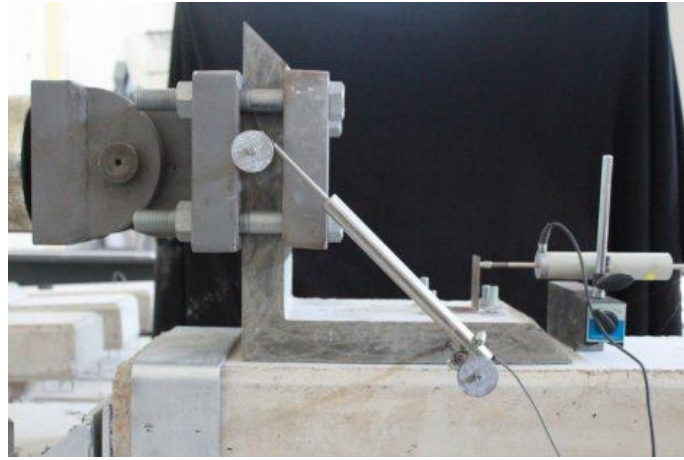
Şekil 2.32 S2 numunesinin % 9,0 ötelenmedeki hasar durumu.

2.8.4 S3 Numunesi

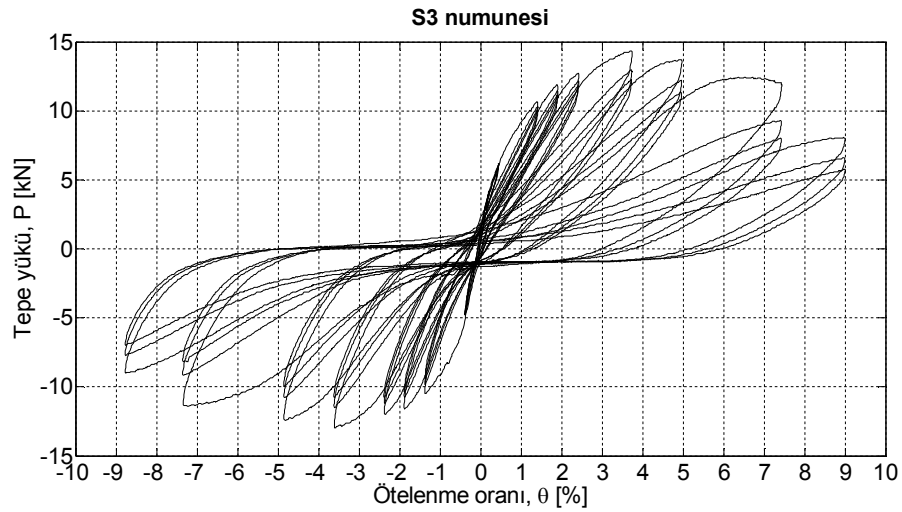
S3 numunesi 50 MPa hedef dayanımlı matris ve % 10 hacimsel oranda lif içeren (yüksek lif dozajı-düşük matris dayanımı) 50 mm kalınlıklı bir numunedir. 4Φ12 kimyasal dübel kullanılarak betonarme yastığa sabitlenmiştir (Şekil 2.33). Deney sırasında numuneye iletilen en büyük yatay yük çekme yönü % 3,6 ötelenme oranına karşılık gelen 14,3 kN olarak belirlenmiştir. Şekil 2.34'de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir.

Numunede ilk ötelenme seviyesi olan % 0,4'de herhangi bir çatlak oluşumu gözlenmemiş ve numune elastik şekil değiştirmeler yapmıştır. % 1,4 ötelenme seviyesinde alt kol birleşim ara yüzünde, % 2,4 ötelenmede birleşim içerisinde kılcak

çatlaklar oluşmaya başlamıştır. % 3,6 ötelenme seviyesinde birleşimde çok çatlaklı bir hasar yapısı ve yer yer matris bozulmaları gözlenmiştir (Şekil 2.35). % 3,6 ötelenme seviyesinde üst kol üzerinde çok sayıda eğilme yönünde kılcal çatlak oluşmuştur. % 4,8 ötelenmede üst kol üzerindeki dış liflerde ve birleşimde matris dökülmeleri gözlenmiş, % 7,4 ötelenme seviyesinde üst kol üzerindeki ve birleşim bölgesindeki matris ayrışmaya başlamıştır (Şekil 2.36). Uygulanan son ötelenme seviyesi olan % 9,0'da birleşim bölgesindeki matris ayrışmış ve lifler dağılmıştır (Şekil 2.37). Ankrajlarda herhangi bir bozulma gözlenmemiştir.



Şekil 2.33 S3 deney numunesi.



Şekil 2.34 S3 numunesi tepe ötelenmesi-tepe yükü grafiği.



Şekil 2.35 S3 numunesinin % 3,6 ötelenmedeki hasar durumu.



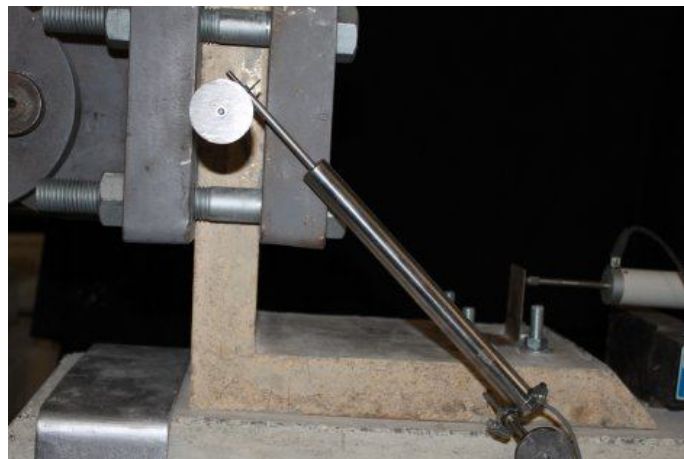
Şekil 2.36 S3 numunesinin % 7,4 ötelenmedeki hasar durumu.



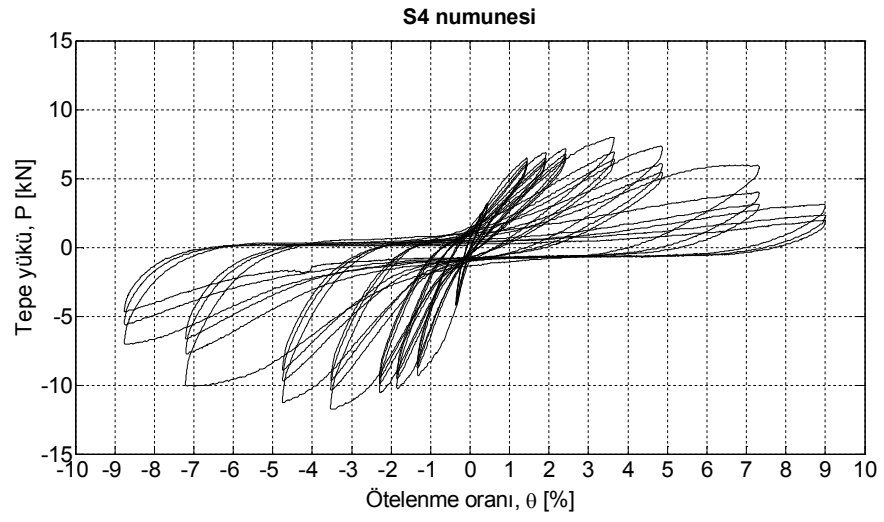
Şekil 2.37 S3 numunesinin % 9,0 ötelenmedeki hasar durumu.

2.8.5 S4 Numunesi

S4 numunesi 50 MPa hedef dayanımlı matris ve % 6 hacimsel oranda lif içeren (yüksek lif dozajı-düşük matris dayanımı) 50 mm kalınlıklı bir numunedir. 4Φ12 kimyasal dübel kullanılarak betonarme yastığa sabitlenmiştir (Şekil 2.38). Deney sırasında numuneye iletilen en büyük yatay yük çekme yönü % 3,6 ötelenme oranına karşılık gelen 11,7 kN olarak belirlenmiştir. Şekil 2.39'da numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir. Numune herhangi bir çatlak oluşmaksızın ilk ötelenme seviyesi boyunca elastik şekil değiştirmeler yapmıştır. % 1,9 ötelenme seviyesinde alt kol üzerinde ve üst kol birleşim ara yüzünde, % 2,4 ötelenmede üst ve alt kollar üzerinde çok sayıda kılcal çatlak gelişmiştir (Şekil 2.40). % 3,6 ötelenme seviyesinde üst kol birleşim arayüzünde çatlak genişliği yaklaşık 2 mm'ye ulaşmış ve birleşimde ilk diyagonal çatlak görülmüştür. % 4,8 ötelenme seviyesinde üst ve alt kol üzerindeki mevcut çatlaklar gelişmiştir. % 7,4 ötelenmede itme yönünde alt kol, çekme yönünde ise üst kol üzerindeki eğilme çatlakları davranışa yön veren hasardır bu bölgelerde yer yer matris dökülmeleri başlamıştır (Şekil 2.41). Uygulanan son ötelenme seviyesi olan % 9,0'dan itibaren üst kol ve alt kol birleşim arayüzlerindeki dış liflerde ve birleşimde matris ayrışmaları gözlenmiş bu ötelenme seviyesinin son çevriminde topuk bölgesi dağılmıştır (Şekil 2.42). Ankrajlarda herhangi bir bozulma gözlenmemiştir.



Şekil 2.38 S4 deney numunesi.



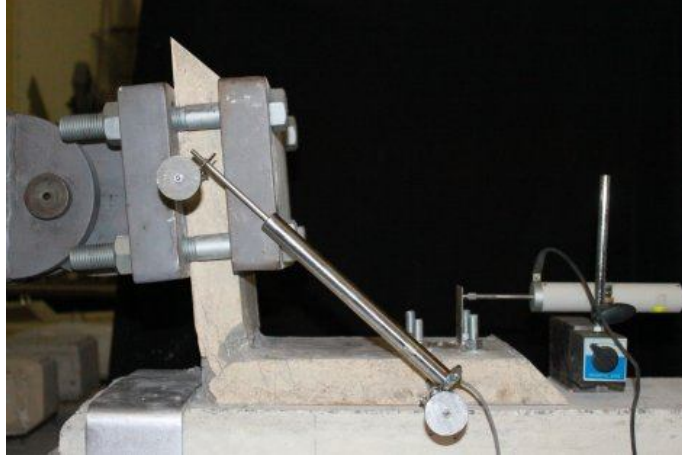
Şekil 2.39 S4 numunesi tepe ötelenmesi-tepe yükü grafiği.



Şekil 2.40 S4 numunesinin % 2,4 ötelenmedeki hasar durumu.



Şekil 2.41 S4 numunesinin % 7,4 ötelenmedeki hasar durumu.



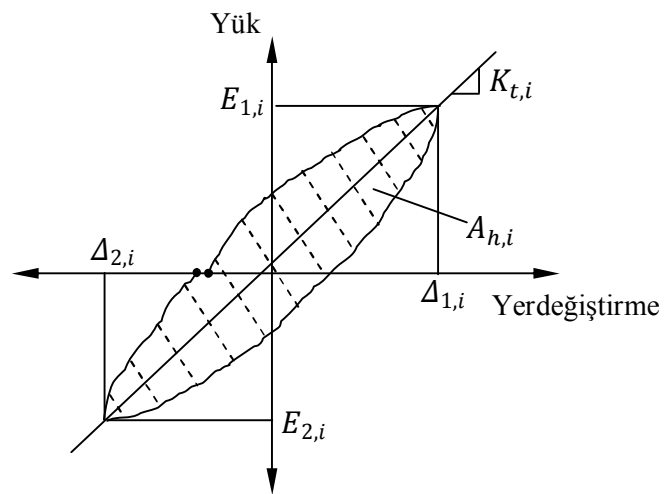
Şekil 2.42 S4 numunesinin % 9,0 ötelenmedeki hasar durumu.

2.9 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Deney sonuçları, numunelerin yanal rijitliklerindeki değişim, birikimli enerji tüketme kapasiteleri ve görelî enerji tüketme oranları açısından değerlendirilmiştir.

2.9.1 Rijitlik Azalması

Tersinir tekrarlı yatay yükleme altında test edilen numunelerin davranışlarının rijitlik azalması açısından değerlendirilmesi için *tepeden tepeye rijitlik* yöntemi kullanılmıştır.



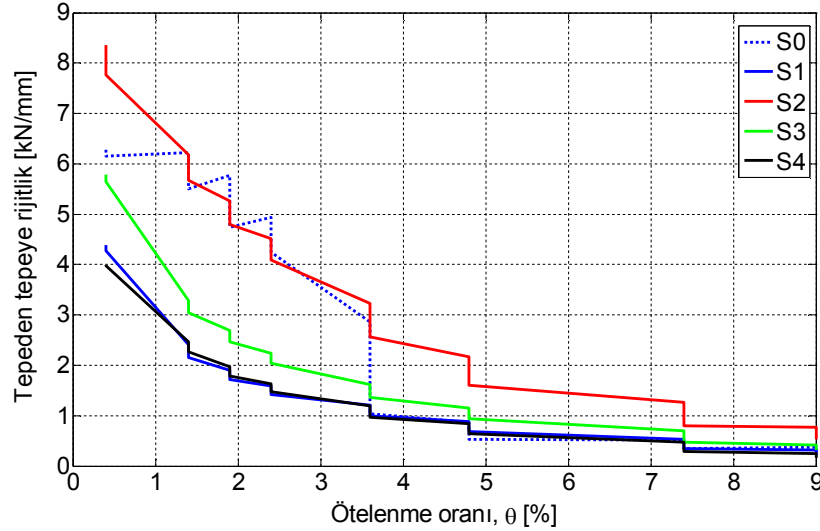
Şekil 2.43. Tepeden tepeye rijitlik ve enerji tüketiminin hesabı.

Şekil 2.43’de gösterildiği gibi bir yükleme çevriminde itme ve çekme yönlerinde ulaşılan tepe noktalarını birleştiren doğrunun eğimi olarak bilinen tepeden tepeye rijitlik değerleri ($K_{p,i}$),

$$K_{p,i} = \frac{E_{1,i} + E_{2,i}}{\Delta_{1,i} + \Delta_{2,i}} \quad (2.1)$$

denklemleri ile hesaplanmaktadır. Burada $E_{1,i}$, $E_{2,i}$, $\Delta_{1,i}$ ve $\Delta_{2,i}$ değerleri sırasıyla i nolu çevrimdeki itme (1 nolu indis) ve çekme (2 nolu indis) yönlerindeki mutlak değerler en büyük tepe yükleri ve tepe ötelenmeleridir.

Bulunan rijitlik değerlerinin tepe ötelenmesine göre değişimi, Şekil 2.44’de tüm numuneler için verilmiştir. Grafikte verilen rijitlik değerleri üçer tam çevrim olarak uygulanan hedef ötelenmeler sonucu deneysel olarak elde edilen tepe yükü-tepe ötelenmesinin tüm çevrimleri üzerinden hesaplanmıştır. Aynı hedef ötelenmenin tekrarlayan çevrimlerinde rijitlik değerleri bir miktar azalmakta ve bu sebeple grafikte sıçramalar oluşturmaktadır.



Şekil 2.44 Blok numunelerinin deney süresince yanal rijitliğindeki değişim.

Şekilden görüldüğü gibi S0 numunesi hariç diğer blok numunelerinin yanal rijitliği yüksek ötelenme oranlarına kadar korunmaktadır. S0 numunesinde kompozit

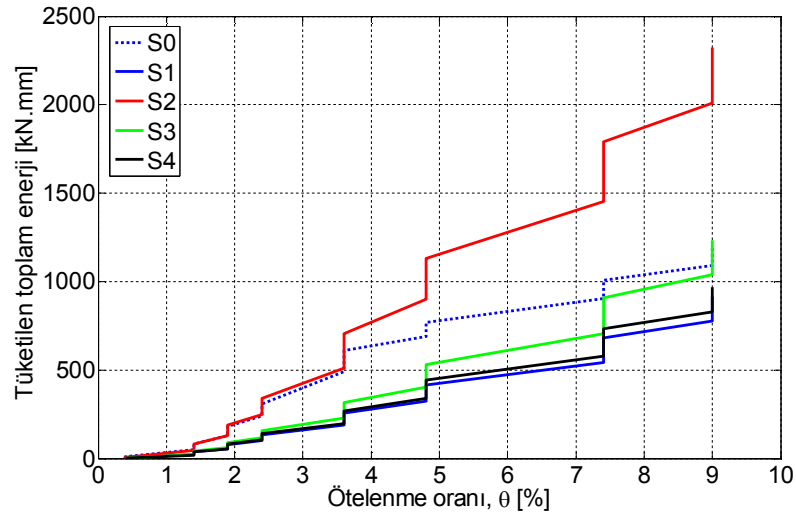
blokta deney süresince herhangi bir hasar gözlenmemesine rağmen % 3,6 ötelenme seviyesinde görülen ankraj yenilmesi ile yanal rijitlik de ani olarak azalmıştır. Numunelerde gevrek göçmenin önlenmesi amacıyla diğer numunelerde ankraj sayısı dörde çıkarılmıştır. Düşük lif dozajı-yüksek matris dayanımı ve yüksek lif dozajı-düşük matris dayanımı ilkelerine göre tasarlanmış S1 ve S4 numunelerinin tepe ötelenmesi-yanal rijitlik eğrileri tüm numunelerin eğrileri arasında alt sınırı oluşturmuştur. S3 numunesinde ise hem lif dozajı hem de matris basınç dayanımı yüksek seçilmiş ve tepe ötelenmesi-yanal rijitlik ilişkisi açısından belirgin bir iyileşme sağlanmıştır. Fakat en yüksek rijitlik, S1 numunesi ile aynı malzeme özelliklerine sahip fakat kalınlığı % 50 daha fazla olan S2 numunesinde elde edilmiştir. Tüm numunelerde en yüksek tepe yükü % 3,6 ötelenme seviyesinde görülmüş ve bu değer aşılmaması ile birlikte yanal rijitlik değerlerinde ani düşüşler görülmüştür. Matris bozulmaları yaklaşık % 4,8 ötelenme, ayrışmaları ise yaklaşık % 7,4 ötelenme seviyesinden itibaren gözlenmiştir.

2.9.2 Enerji Tüketimi

2.9.2.1 Birikimli Enerji Tüketimi

Tersinir tekrarlı yükleme altında test edilen numunelerin davranışlarının enerji tüketimi açısından değerlendirilmesi için numunelerin “birikimli enerji tüketimi” değerleri hesaplanmıştır. Tüketilen enerji, Şekil 2.43’de gösterildiği gibi bir yükleme çevriminde itme ve çekme yönlerinde ulaşılan tepe noktaları arasında kalan kapalı eğrinin alanı olarak hesaplanmaktadır.

Test edilen tüm numunelerin enerji tüketimi-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi Şekil 2.45’de verilmiştir. Grafikte görülen değerler üçer tam çevrim olarak uygulanan tepe yerdeğiştirmeleri sonucu deneysel olarak elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisinin ayrılaştırılan her bir çevriminde tüketilen enerjinin birikimli değerlerini göstermektedir.



Şekil 2.45 Tüketilen toplam enerji.

Eğrilerdeki sıçramalar aynı ötelenme hedefinde gerçekleşen üç çevrimin eklenik etkisidir. Ötelenme hedeflerini birbirine bağlayan doğrusal çizgiler görselliği artırmak için konulmuştur. Şekil 2.45 incelendiğinde eğriler arasında büyük fark yaratan sebebin numune kalınlığı olduğu görülebilir. 50 mm kalınlığındaki S1, S3 ve S4 numuneleri ile 100 ve 75 mm kalınlığındaki S0 ve S2 numunelerinin enerji tüketimi eğrilerinde belirgin bir fark bulunmaktadır. S1 numunesi diğer numuneler arasında enerji tüketimi açısından alt sınırı oluşturmaktadır. S4 numunesi de S1 numunesi ile çok benzer davranış sergilemiştir. 50 mm kalınlığındaki diğer numune olan S3 numunesi de yaklaşık % 3,6 ötelenmeye kadar S1 ve S4 ile ortak hareket etmektedir. S0 numunesinin ankrajlarının % 3,6 ötelenme seviyesinde gevrek göçmesi ile enerji tüketimi karakteri hızlı bir şekilde değişmiştir.

S2 numunesi birikimli enerji tüketimi açısından üst sınırı oluşturmaktadır. Fakat bu numunenin test edilmesi sırasında aynı ötelenme oranlarında diğer numunelere göre çok daha yüksek yatay yüklere çıkılması doğal olarak daha yüksek enerji tüketimine neden olmaktadır. Numunelerin tükettikleri enerjilerin yanal dayanımlarından bağımsızlaştırılması için normalize edilmesi, enerji tüketim karakterlerinin belirlenmesi açısından daha anlamlı olabilir. Çünkü iyileştirme amacıyla kullanılacak kompozit blokların yanal dayanımlarının göz önüne alınan düşük dayanımlı birleşim numuneleriyle uyumlu olması gerekir. Aksi durumda zayıf

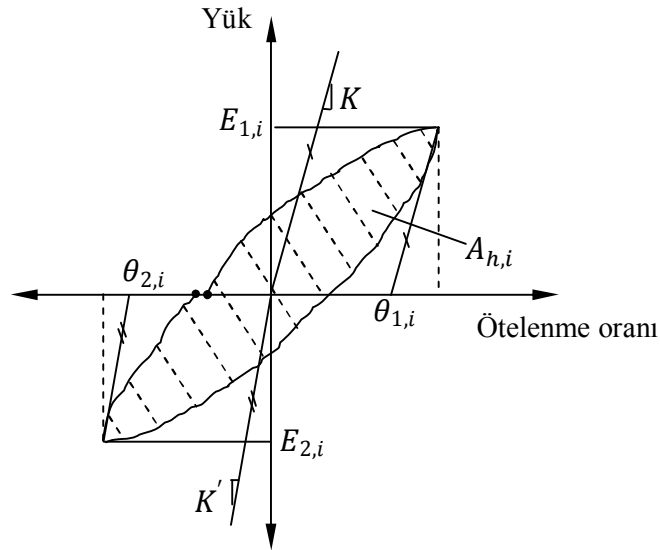
halka birleşim numunesi olacak ve iyileştirme amacıyla kullanılacak kompozit blokların yüksek enerji tüketme yetenekleri ön plana çıkamayacaktır. Bu sebeple kompozit numunelerin enerji tüketimleri bir de “görelî enerji tüketme oranı” ile değerlendirilmiştir.

2.9.2.2 Görelî Enerji Tüketme Oranı

Görelî enerji tüketim oranı olarak adlandırılan bir başka enerji tüketimi ölçüsünde Şekil 2.43’de tariflenen enerji tüketimi değeri, ilgili çevrim için hesaplanan ideal enerji tüketimi değerine oranlanmaktadır (ACI T1.1-01). Numunelerin enerji tüketim performansları, Denklem (2.2) yardımıyla hesaplanan görelî enerji tüketim oranı (β_i) -tepe ötelenmesi ilişkisi kullanılarak da kıyaslanmıştır,

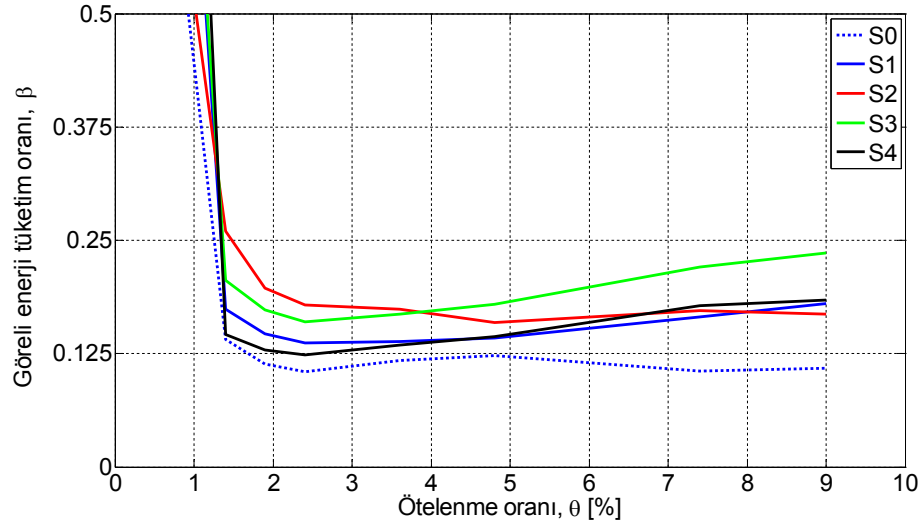
$$\beta_i = \frac{A_{h,i}}{(E_{1,i}+E_{2,i})(\theta_{1,i}+\theta_{2,i})} \quad (2.2)$$

Burada $A_{h,i}$, $E_{1,i}$, $E_{2,i}$, $\theta_{1,i}$ ve $\theta_{2,i}$ değerleri sırasıyla i nolu hedef ötelenmenin üçüncü çevrimdeki kapalı eğrinin alanı (Şekil 2.46), itme ve çekme yönlerindeki mutlak değerce en büyük tepe yükleri ve kalıcı tepe ötelenme oranlarıdır.



Şekil 2.46 Görelî enerji tüketim oranının hesabı.

Yüklemenin ilk çevrimlerinde numunede gelişen şekil değiştirmeler henüz büyük oranda elastik bölgede iken azalma eğilimi gösteren β_i değerleri gelişen çatlaklarla ve tüketilen enerji ile birlikte tekrar yükselişe geçmektedir. Test edilen numuneler için Şekil 2.47’de verilen eğriler de bu davranışı göstermiştir. Görelî enerji tüketme oranının hesabı sırasında her bir çevrimde tüketilen enerjinin ilgili çevrimdeki ideal enerji tüketim değeri ile normalize edilmesi, farklı karaktere sahip S2 ve diğer (S1, S3, S4) numunelerin birbirleri ile kıyaslanmasını daha kolay hale getirmektedir.



Şekil 2.47 Görelî enerji tüketim oranı.

S0 numunesinin uygun olmayan enerji tüketim karakteri Şekil 2.47’den görülebilmektedir. S2 numunesinin yüksek yanıl rijitlik ve yüksek birikimli enerji tüketimi sergilemesine rağmen bu üstünlüğün erken ötelenme seviyelerinde sürdüğü de aynı grafikten görülebilir. Bu numunenin görelî enerji tüketme oranı eğrisi, % 3,6 ötelenmede ulaştığı yanıl dayanımdan sonra S0 numunesi gibi yaklaşık yatay bir seyir izlemiştir. Görelî enerji tüketme oranı açısından bakıldığında en yüksek performansı S3 numunesi sergilemektedir. Bu numune ayrıca dayanım uyumluluğu açısından da birleşim numunelerinin iyileştirilmesinde kullanıma uygun bulunmuştur.

BÖLÜM ÜÇ

KOLON KİRİŞ BİRLEŞİMİ ÜZERİNE YÜRÜTÜLEN DENEYLER VE SONUÇLARI

3.1 Giriş

Çalışmanın amacı, ülkemizde de çok sık görülen sismik etkilere karşı direnci yetersiz mevcut betonarme binaların kolon kiriş birleşimlerinin iyileştirilmesi için son yıllarda malzeme laboratuvarlarında geliştirilen çimento esaslı kompozitlerin kullanım olasılığının değerlendirilmesidir.

Mevcut binalarda yaygın olarak görülen; (1) güçlü kolon zayıf kiriş tasarımı, (2) birleşim kayma donatısının bulunmaması, (3) düşük beton dayanımı, (4) kolon boyuna donatılarında uygun olmayan bindirme boyu düzenlemesi ve (5) düz donatı kullanımına bağlı yetersiz aderans boyu gibi yetersizlik unsurlarını barındıran birleşim numunelerinin iyileştirilmesi amacıyla bir deneysel çalışma yürütülmüştür.

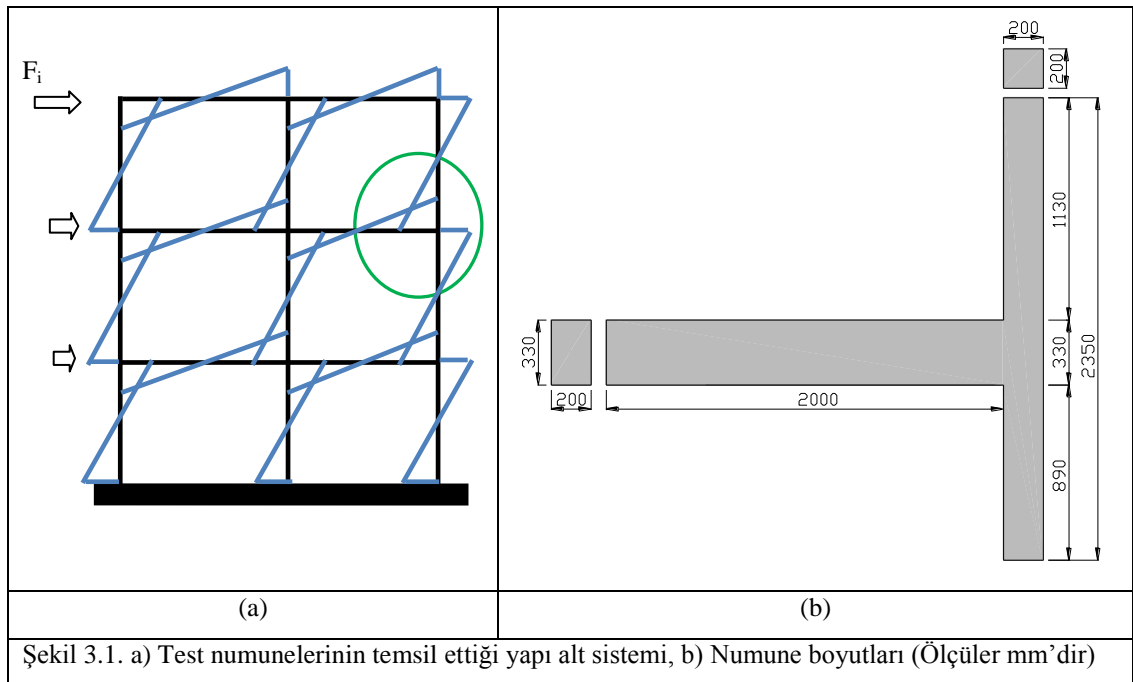
Uygulanan iyileştirme yönteminin ana amacı gevrek olan birleşim kesme göçmesini önlemek, olası birleşim hasarını geciktirmek ve sınırlamak ve ayrıca hasar modunu sünek olan kirişin eğilme göçmesine dönüştürmektir. Yapısal performans açısından SIFCON bloklarla iyileştirmenin amacı ise; (1) etkili kesme alanının artırılması ile birleşimin kesme kapasitesinin artırılması, (2) olası kiriş eğilme hasarını kolon yüzünden uzağa taşıyarak kiriş boyuna donatısının birleşimdeki aderans boyunun artırılması, (3) döşeme seviyesinin hemen üzerinde oluşturulan yetersiz bindirme boyuna sahip kolon donatılarının göçmesinin önlenmesi ve (4) hasar gören birleşimin enerji tüketim performansının artırılması olarak belirlenmiştir.

Önerilen iyileştirmenin; blokların, enine ve boyuna doğrultudaki çerçevelere birbirinden bağımsız olarak uygulanabilmesi, blokların önüretimli olması sebebiyle maliyetinin düşük tutulabilmesi, dolgu duvarlar içerisine gizlenebilir olması ve betonarme mantolama yönteminden farklı olarak döşeme üzerine taşmadığından dolayı mimari açıdan kabul edilebilir olması gibi avantajları bulunmaktadır.

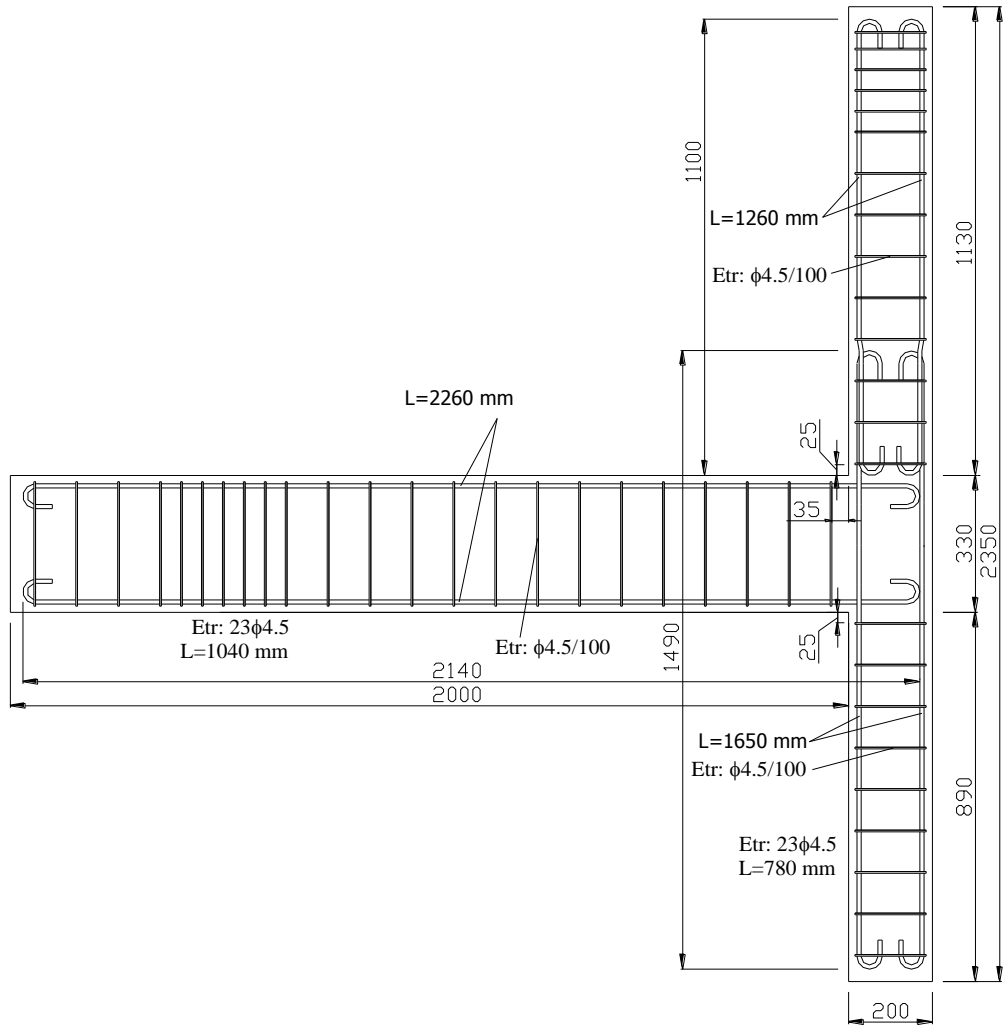
Bununla birlikte diğer iyileştirme/güçlendirme yöntemleri gibi bu yöntemin de kısıtları bulunmaktadır. Kolon ve kiriş elemanların boylarının kısılması ve eleman rijitliklerinin artması sebebiyle daha yüksek kesme kuvvetlerine maruz kalabilirler. Bununla birlikte yapı yeniden çözümlenerek kesme açısından kritik olmayan elemanlarda iyileştirme uygulanabilir. Bu yöntem, birleşimin kesme kapasitesinin ve kiriş boyuna donatılarının ankraj boyunun yetersiz olduğu durumlarda uygulanabilir. Yumuşak kat düzensizliği durumunda betonarme perde eklenmesi gibi sistem iyileştirme teknikleri uygun olabilir.

3.2 Numunelerin Özellikleri

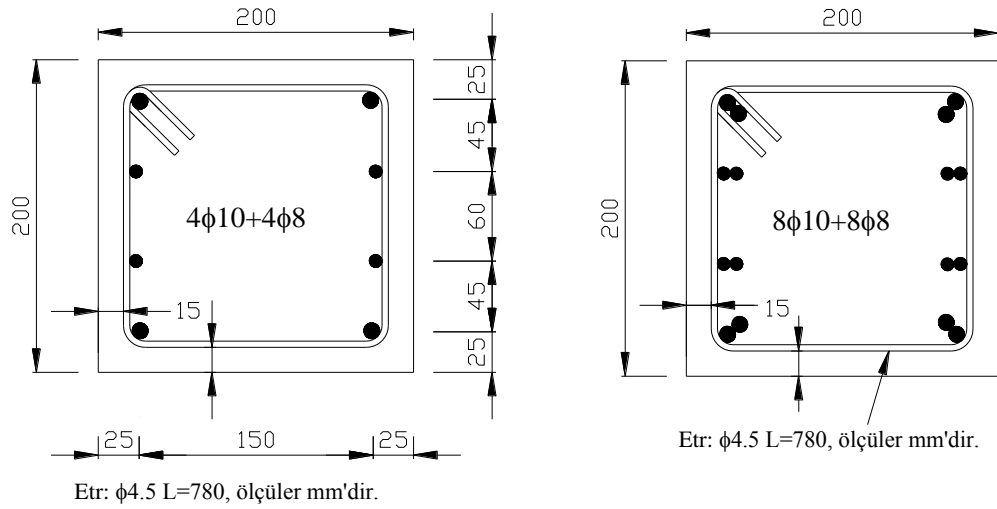
Yatay yüklemeye maruz kalan tipik bir çok katlı çerçeve türü yapının elemanlarında gelişecek moment dağılımı (a).a'da görülmektedir. Test numuneleri böylesi bir yapının moment sıfır noktalarından ayrılmış bir dış kolon kiriş birleşimini temsil edecek şekilde tasarlanmıştır. Kolon yüksekliği 2350 mm ve kesiti 200 mm x 200 mm boyutlarındadır. Kirişin kolon yüzünden mesafesi 2000 mm ve kiriş kesiti 200 mm x 330 mm'dir. Numune boyutları Şekil 3.1.b'de görülmektedir.



Çalışmanın ilk kısmında, yukarıdaki paragrafta tarif edilen yetersizlikleri içerecek şekilde detaylandırılan (Şekil 3.2) ve dökümü yapılan 2/3 ölçekli pilot test numunesi (N1p) tersinir tekrarlı yatay yük altında test edilmiş, elde edilen numune davranışları literatürde kabul görmüş benzeri çalışma sonuçları ile karşılaştırılmış ve tarif edilen hasar modları ile örtüştüğü gösterilmiştir (Pampanin vd. 2006, Kaya, 2010). Bir diğer pilot numune (N3p) çalışma kapsamında önerilen yöntem ile iyileştirilerek test edilmiştir.



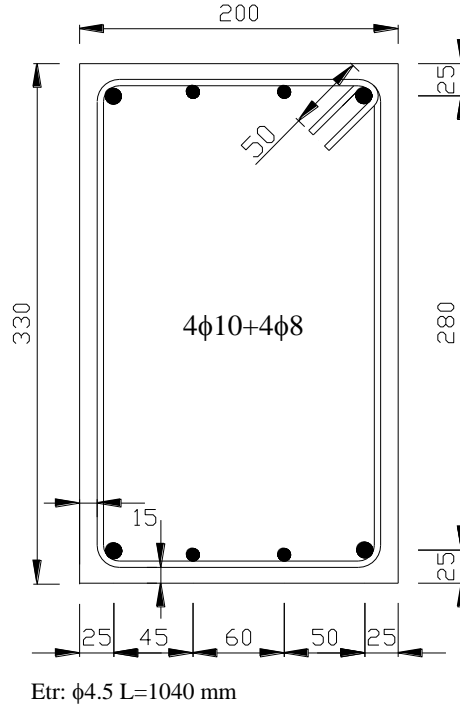
Şekil 3.2 Birleşim numuneleri boyuna ve enine donatıları genel görünümü



(a) Alt kolon donatısı

(b) Üst kolon bindirme bölgesi donatısı

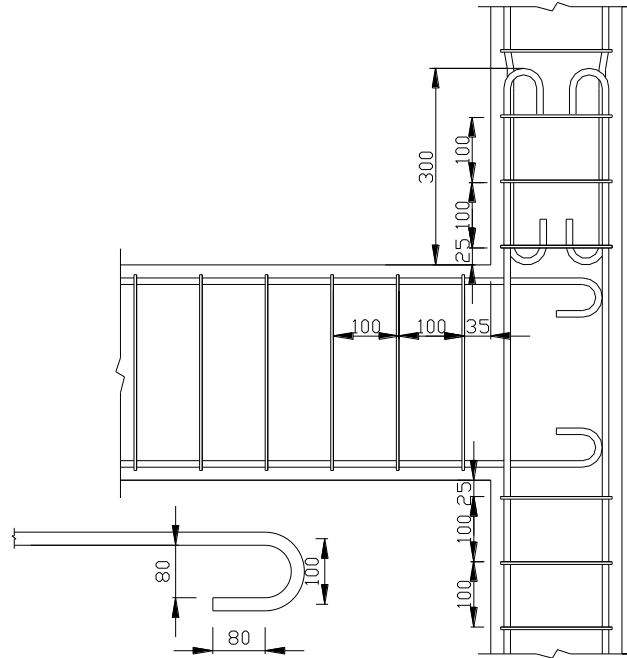
Şekil 3.3 Kolon boyuna donatısı



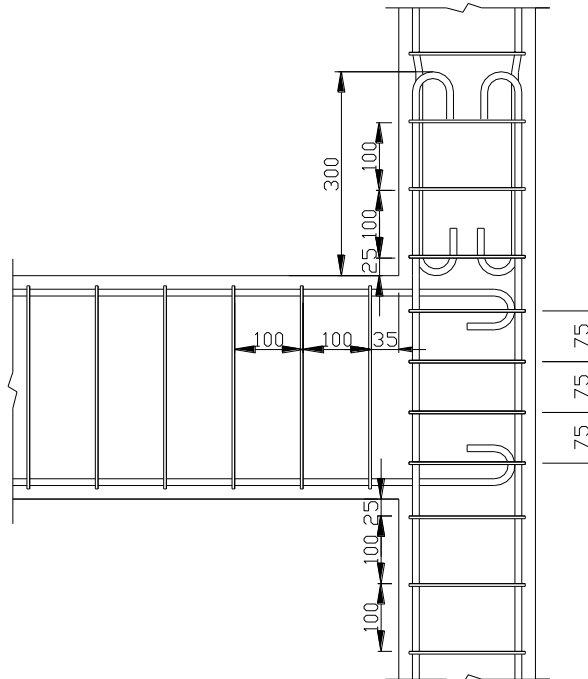
Şekil 3.4 Kiriş boyuna donatısı

Çalışmanın ikinci kısmında, ilk ikisi kontrol (N1, N2), dört tanesi de çeşitli şekillerde iyileştirilen (N3, N4, N5, N6) numune olmak üzere toplam altı adet numunenin yerdeğiştirme kontrollü tersinir tekrarlı yükleme altında deneyleri gerçekleştirilmiştir. N2 kontrol numunesi haricindeki diğer numuneler Şekil 3.2 – Şekil 3.4'de verilen aynı donatı detayında hazırlanmıştır. Bu numunelerin birleşim detayı Şekil 3.5.a'da görülmektedir. N2 numunesinde ise farklı olarak birleşimine,

“1975 Türk Deprem Yönetmeliği” (TDY-75) madde 6.6.5.3’de belirtilen, birleşim kesme gerilmesi sınırlamasına uygun etriye yerleştirilmiştir (Şekil 3.5.b).



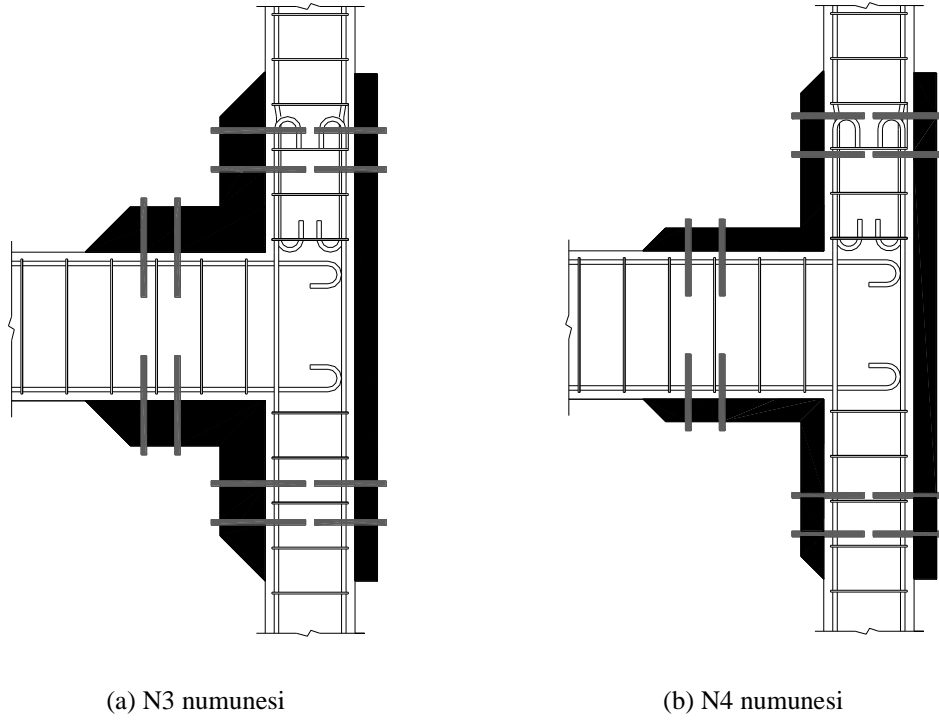
(a) Birleşiminde etriye bulunmayan numuneler için donatı detayı



(b) Birleşiminde etriye bulunan N2 numunesi için donatı detayı

Şekil 3.5 Birleşime bölgesi donatı detayları

İyileştirilen ilk numune olan N3 numunesi, N1 kontrol numunesinin deneyi sırasında gözlenen birleşim hasarını önlemeye veya en azından geciktirmeye ve göçme mekanizmasını gevrek olan birleşim kesmesinden sünek olan kiriş eğilmesine çevirmeye yönelik olarak hazırlanmıştır. Bu amaçla N3 numunesinin birleşim bölgesine Şekil 3.6.a’da görüldüğü gibi birleşimi mümkün olduğunca tek parça tutacak ve N1 numunesinin ilerleyen yükleme çevrimlerinde gözlenen beton konisi oluşumunu geciktirecek şekilde rijit bloklar ankrajlanmıştır. İyileştirilen diğer numunelerde ise önceki test sonuçları göz önünde bulundurularak ankrajlanan blokların en kesit boyutu ile ankrajların yeri, sayısı ve derinliği değiştirilmiştir.



Şekil 3.6. N3 ve N4 numunelerinin iyileştirme detayları

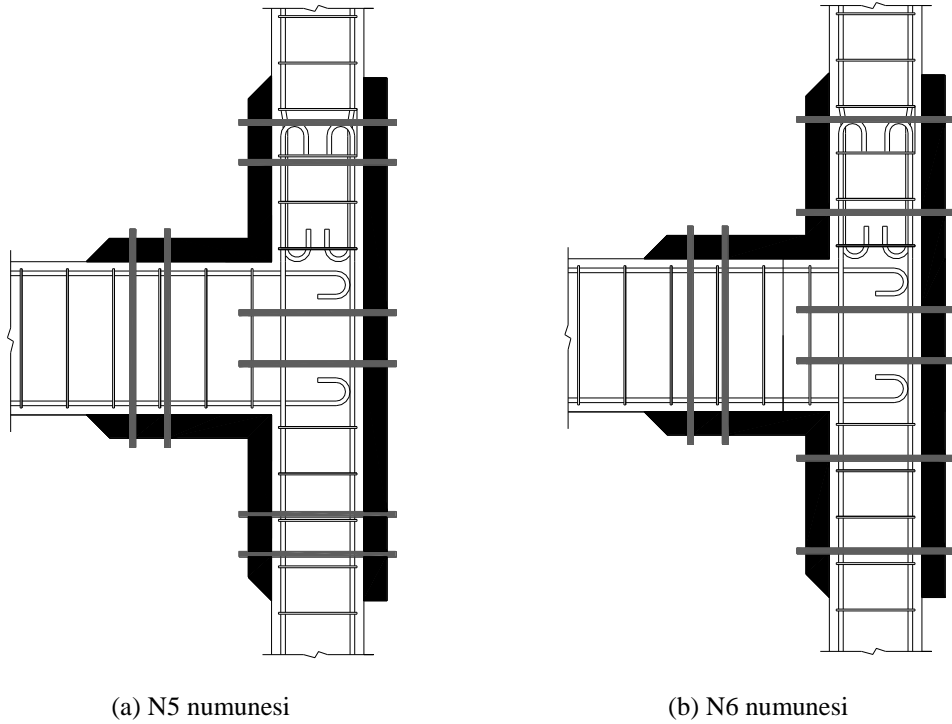
N3 numunesinde kullanılan köşe bloklar 100 mm, plak eleman 50 mm kalınlıkta olup %10 hacimce çelik lif içeren 50 MPa matris dayanımlı kompozittir. Kolon ve kiriş elemanlara ankrajlanan çelik çubukların ankraj derinliği 100 mm’dir.

N4, N5 ve N6 numunelerinde kullanılan SIFCON blokların boyut ve içerikleri aynı olup 50 mm kalınlıklı %10 hacimce çelik lif içeren 50 MPa matris dayanımlı

kompozittir. Şekil 3.6.b’de görülen N4 numunesinde yerleştirilen ankrajların sayısı, konum ve derinlikleri N3 numunesi ile aynıdır.

N5 numunesinde kolon ve kiriş elemanlar üzerine yerleştirilen ankrajlar N4 numunesinden farklı olarak bu elemanların kesitleri boyunca uzatılmıştır (Şekil 3.7.a). Ayrıca SIFCON plak elemandan birleşim içerisine doğru 250 mm derinliğinde ankrajlanan iki yeni ankraj çubuğu bulunmaktadır. Bu sayede birleşim içerisinden donatı geçirilmiş ve aynı zamanda plak elemanın eğilme açısından serbest açıklığı azaltılmıştır.

N5 numunesinde kolonlar üzerinde bulunan dörder adet ankraj grubundan ikişer adedi N6 numunesinde Şekil 3.7.b’de görüldüğü gibi birleşim arayüzüne yaklaştırılmıştır.



Şekil 3.7. N5 ve N6 numunelerinin iyileştirme detayları

3.3 Malzeme Özellikleri

3.3.1 Beton

Eski tip yapılarda genel olarak karşılaşılan düşük beton dayanımını temsil etmesi için deney numunelerinde $f'_c=10$ MPa silindir basınç dayanımı hedeflenmiştir. Numuneler yatay olarak yerleştirilen kalıplara tek seferde dökülmüş, her numune için 6 adet 15 cm'lik küp numune alınmış, 3 adet küp numunenin 28 günlük, diğer 3 adedinin de deney günü basınç testleri yapılarak ASTM C39-96 standardına göre f'_c değerleri bulunmuştur. Deney günü test edilen küp numunelerinin basınç dayanımlarının ortalamaları her bir birleşim numunesi için silindir basınç dayanımına çevrilerek Tablo 3.1'de verilmiştir.

Tablo 3.1 Deney günü test edilen beton numunelerinin eşdeğer silindir basınç dayanımları.

	N1	N2	N3	N4	N5	N6
f'_c (MPa)	9,1	10,1	11,0	9,5	11,2	11,3

3.3.2 Donatı çeliği

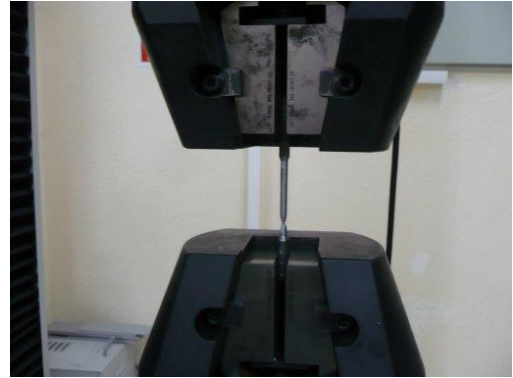
Numunelerde kullanılan $\phi 4,5$, $\phi 8$ ve $\phi 10$ donatı çeliklerinin monotonik yükleme altında çekme testleri ASTM A706 / A706M-06a standardı uyarınca DEÜ. Metalürji ve Malzeme Mühendisliği Bölümü test cihazları ile gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.8). Her bir donatı çapı için deneysel olarak elde edilen değerlerin ortalamaları Tablo 3.2'de görülmektedir.



(a)



(b)



(c)

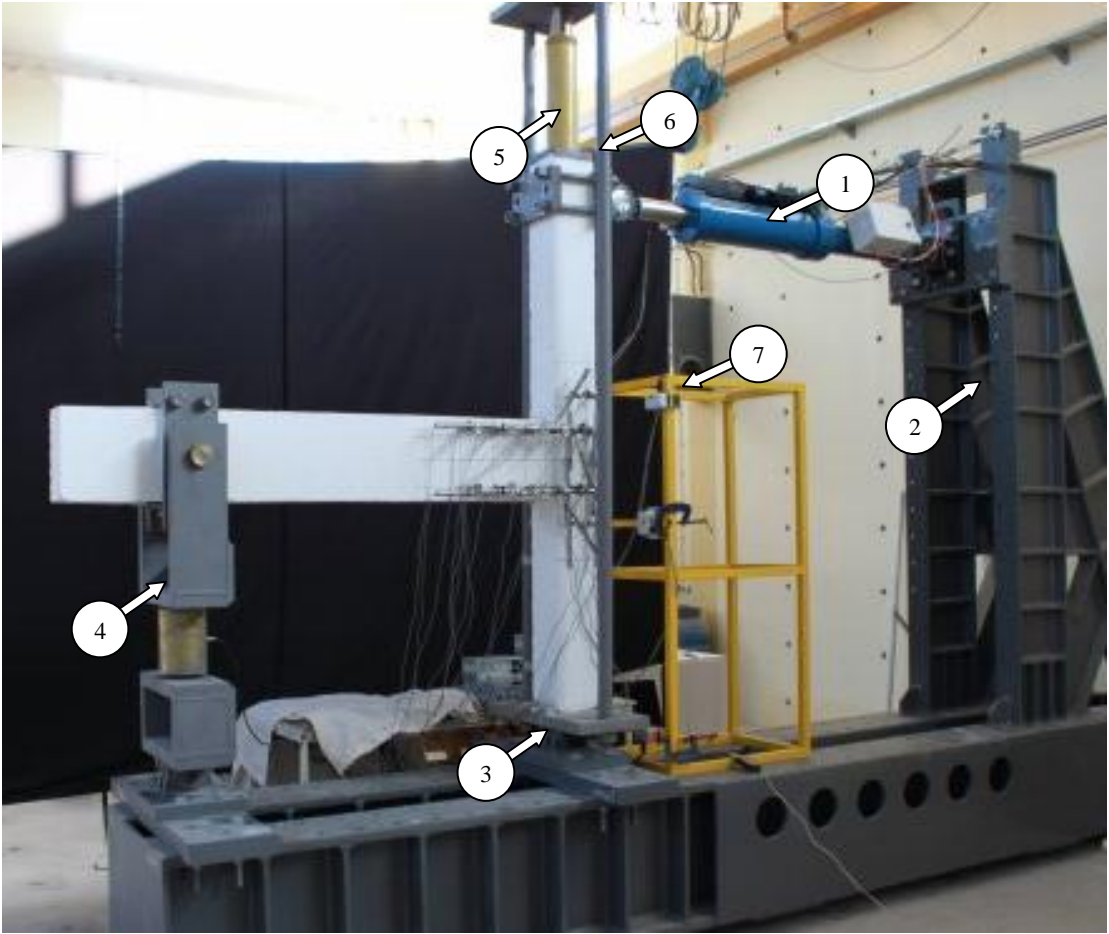
Şekil 3.8 (a) Donatı çekme testi için hazırlanan bazı numuneler, (b) ve (c) Pozisyon kontrollü Shimadzu test cihazı ile yapılan çekme testi

Tablo 3.2 Donatı çeliği örneklerinin monotonik yükleme altında elde edilen karakteristik değerlerinin ortalamaları

Karakteristik değerler	Donatı Çapı		
	$\phi 4.5$	$\phi 8$	$\phi 10$
f_y [MPa]	420	402	411
ε_y [ε]	0,0020	0,0020	0,0020
E_s [MPa]	205000	201000	205600
f_u [MPa]	536	557	528

3.4 Test Kurulumu

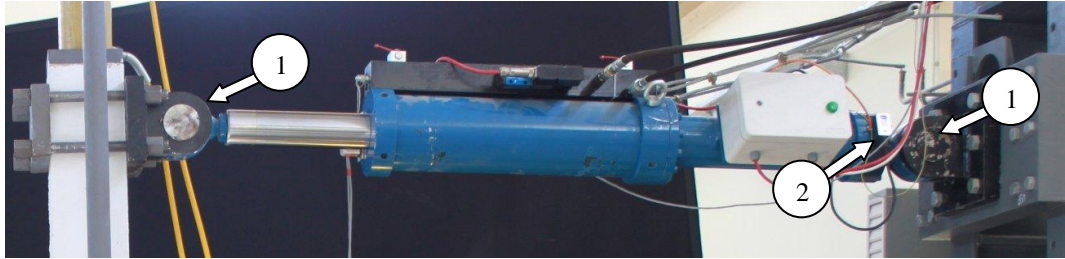
Test numuneleri, Şekil 3.9’da görülen güçlü çelik çerçeve üzerinde test edilmiştir. Numunelerin kolon elemanları üzerine deney süresince sabit eksenel basınç kuvveti uygulanmıştır. Bu işlem için kolon elemanı ve üzerine yerleştirilen hidrolik krikoyu içerisinde alan eksenel yükleme çerçevesi kullanılmıştır. Çerçevenin alt ucu tek serbestlik dereceli sabit mesnettir.



(1) Hidrolik verin, (2) Güçlü çelik çerçeve, (3) Sabit mesnet, (4) Pandül ayak, (5) Eksenel yük hidrolik krikosu, (6) Eksenel yükleme çerçevesi, (7) Referans çerçeve
Şekil 3.9 Deney ortamının genel görünümü

Testler sırasında birleşim numunesinin kolon tepesine, yine bu çalışma için tasarlanan ve detayları EK D’de verilen hidrolik verin kullanılarak yerdeğiştirme kontrollü tersinir tekrarlı yatay yükleme uygulanmıştır. Numunenin mutlak hareketleri referans çerçeve üzerindeki yerdeğiştirme ölçerler ile izlenmiştir. Kiriş

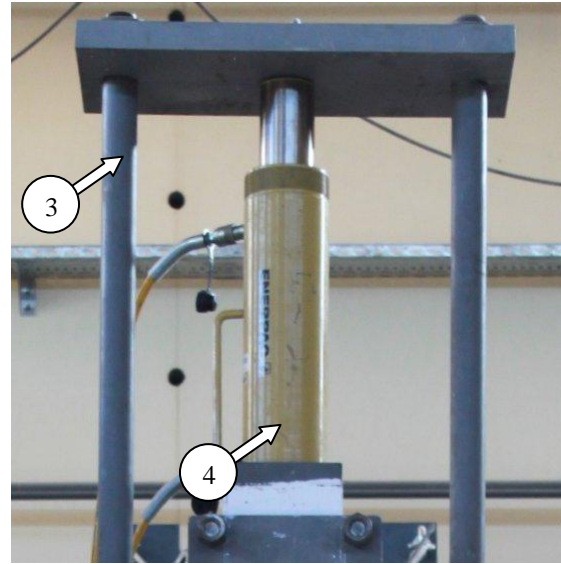
ucunu güçlü çelik çerçeveye birleştiren pandül, uygulanan yatay yüklemeye doğrultusundaki harekete izin vermekte ve ayrıca kiriş ucunun düşey yönde birleşimle benzer hareket yapmasını sağlamaktadır.



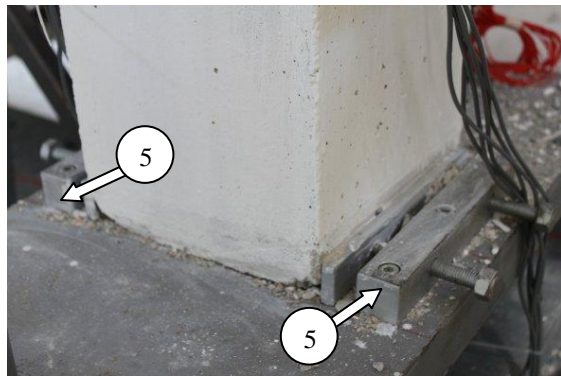
(a) Hidrolik veren



(b) Kolon aksel yüklemeye çerçevesi



(c) Aksel yüklemeye



(d) Kolon tabanı sabitleyici

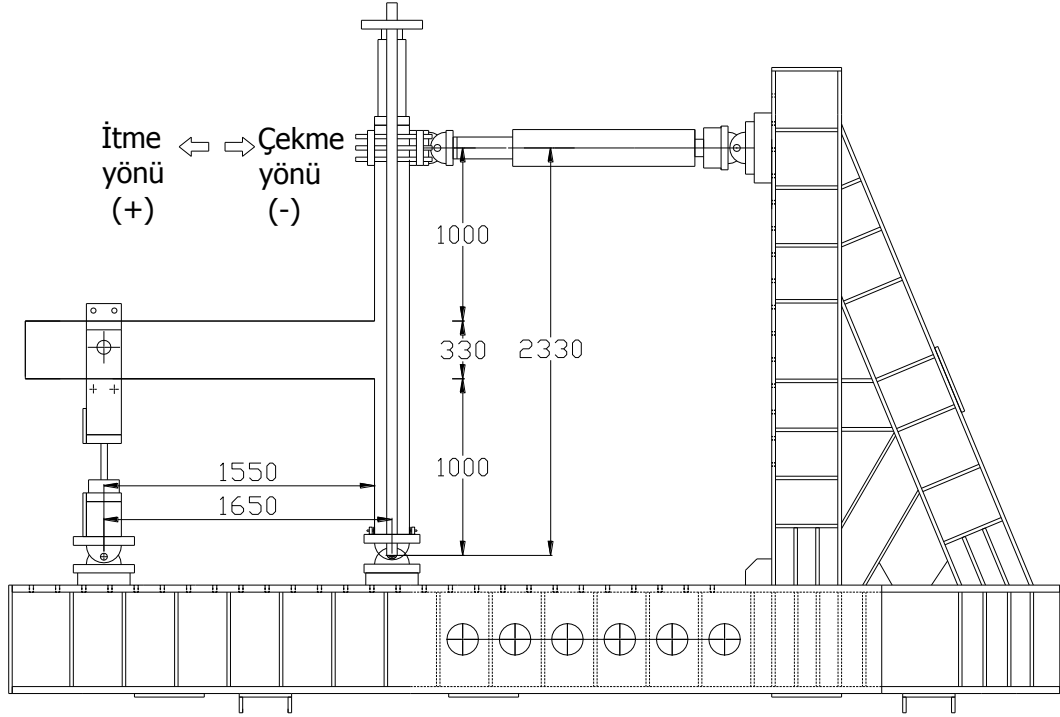
(1) Tek serbestlikli mafsallar, (2) Yük ölçer, (3) Aksel yüklemeye çerçevesi, (4) Aksel yüklemeye hidrolik krikosu, (5) Kolon tabanı sabitleyicileri

Şekil 3.10 Yüklemeye sisteminin ayrıntıları

Hidrolik verenin her iki ucunda Şekil 3.10’da görüldüğü gibi düşük toleranslı tek serbestlik dereceli üniversal mafsallar bulunmaktadır. Eksenel yüklemeye çerçevesinin uç plakaları üzerindeki boşluklar, bu plakalara bağlı çekme çubuklarının serbest şekilde dönmesine izin verecek toleransta imal edilmiştir. Kolon eksenel yüklemesinin kolon tepesine üniform olarak uygulanabilmesi için hidrolik silindir ile numune arasına uygun kalınlıkta çelik plaka yerleştirilmiştir. Kolon tabanının olası kontrolsüz kaymaları, taban plakasına yerleştirilen sabitleyiciler ile sınırlandırılmıştır. Hidrolik veren üzerindeki yük ölçer ile tepe yükü ölçülmekte, eş zamanlı olarak pandül üzerinde yer alan yük ölçer ile de kiriş kesme kuvveti izlenmektedir. Deney sisteminin yan görünüşü Şekil 3.11’de, numunenin yüklemeye yönü için işaret kabulü ve numunenin temiz açıklıkları Şekil 3.12’de görülmektedir.



Şekil 3.11 Deney ortamı yan görünüşü

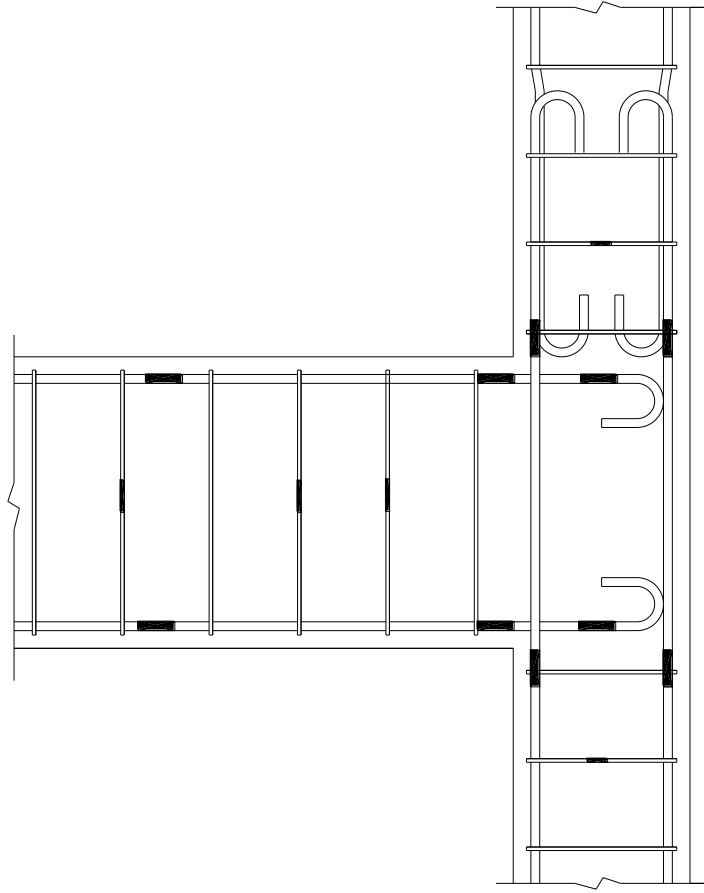


Şekil 3.12. Deney numunesinin sistem içerisindeki konumu

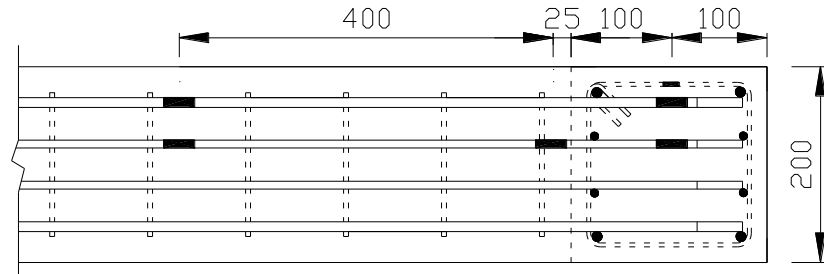
3.5 Birleşim Numunelerine İliştirilen Ölçerler

3.5.1 Donatı Birim Şekil Değişiklikleri

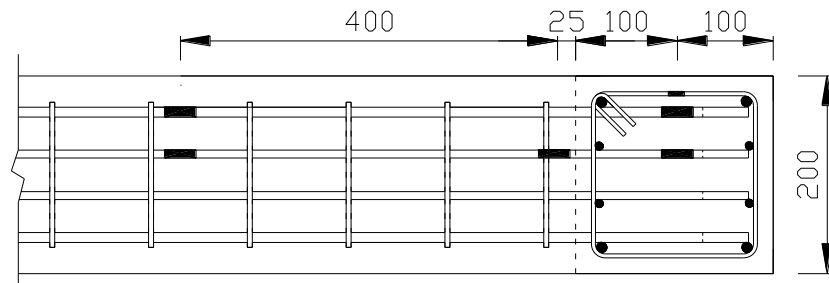
Numunelerin kritik bölgelerindeki boyuna ve enine donatıların birim şekil değişikliklerinin deneyler sırasında izlenmesi amacıyla konumları Şekil 3.13'de verilen bölgelere gerinim ölçerler yerleştirilmiştir. Çalışma kapsamında TML marka FLA 10-11 ve FLA 5-11 tipi 120Ω gerinim ölçerler kullanılmıştır. Her bir numunenin boyuna ve enine donatıları üzerine 19 adet ölçer yerleştirilmiştir. Bunlardan 14 tanesi deneyler sırasında aktif olarak izlenmiş, 5 tanesi beton dökümü, kütleme ve diğer olası sebeplerle ölçerlerin zarar görmesi riskine karşı yedek olarak yerleştirilmiştir. Gerinim ölçerler deneyler öncesinde TDG marka çeyrek köprü tamamlama kabloları ile veri toplama sistemine bağlanmıştır.



(a) Gerinim ölçerlerin genel yerleşimi.



(b) Gerinim ölçerlerin kiriş alt boyuna donatıları üzerindeki yerleşimi.

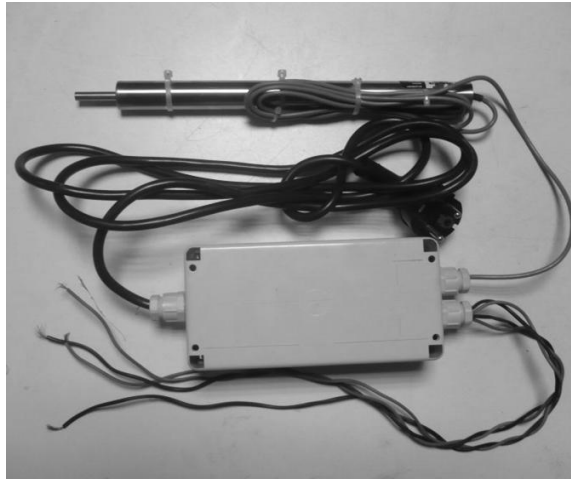


(c) Gerinim ölçerlerin kiriş üst boyuna donatıları üzerindeki yerleşimi.

Şekil 3.13 Gerinim ölçer konumları, ölçüler mm'dir.

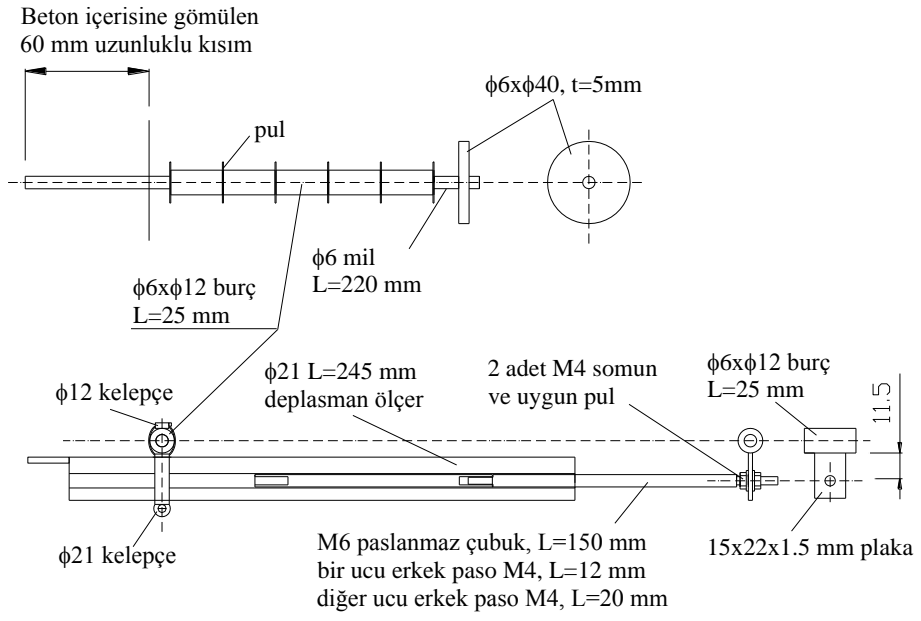
3.5.2 Yerdeğiştirme ölçümü

Deneyleer sırasında numuneye aktarılan yerdeğiştirme yükünün ve toplam dönmenin, temel olarak kolon, kiriş ve birleşim alt elemanları tarafından ne oranda paylaşıldığının bilinmesi, deney sırasında gözlenen davranışın ve hasarın analiz edilmesi için önemli olmaktadır. Bu bilgi, deneysel verinin analitik olarak işlenmesi (Örneğın numunenin bir sonlu elemanlar modelinin oluşturulması ve deney verisi ile kalibre edilmesi) sırasında da son derece gereklidir. Bu sebeple hasarın yoğunlaştığı bölgelerin düzenli bir şekilde gözlenmesi gerekmektedir. Bu gözlem belirli aralıklarla yükleme düzlemine dik yerleştirilen metal çubuklar arasına bağlanan yerdeğiştirme ölçerler kullanılarak yapılmıştır. Bazı metal çubuklara birden fazla ölçer aynı anda bağlanacağı için kullanılacak ölçerlerin görece hafif olması ve mümkün olduğunca numune yüzeyine yakın olması için ince olması gerekmektedir. Bu sebeple şekil 3.14’de görülen TWL marka (model no:20-050m) DC tip yerdeğiştirme ölçerler kullanılmıştır.

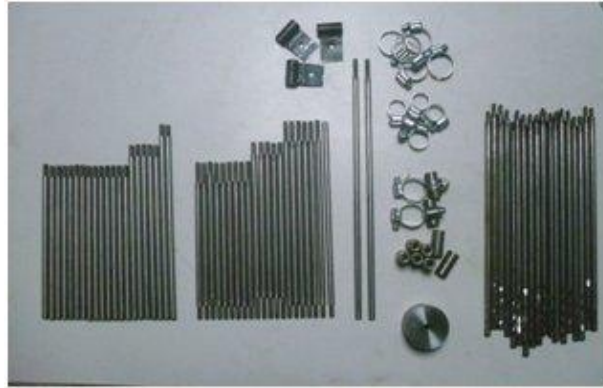


şekil 3.14 TWL marka DC tip yerdeğiştirme ölçer

Bu ölçerlerin deney sistemimize bağlanabilmesi için bir düzenek tasarlanmış, çizimleri yapılmış ve gerekli parçalar imal ettirilmiştir (şekil 3.15). İzlenecek noktaların deney sırasında birbirine dik iki eksenle göreli hareket yapmaları sebebiyle bağlanacak ölçerlerin iki ucu da mafsallı olarak tasarlanmıştır.



(a) Yerdeğiştirme ölçer uygulama düzeneği imalat ölçüleri



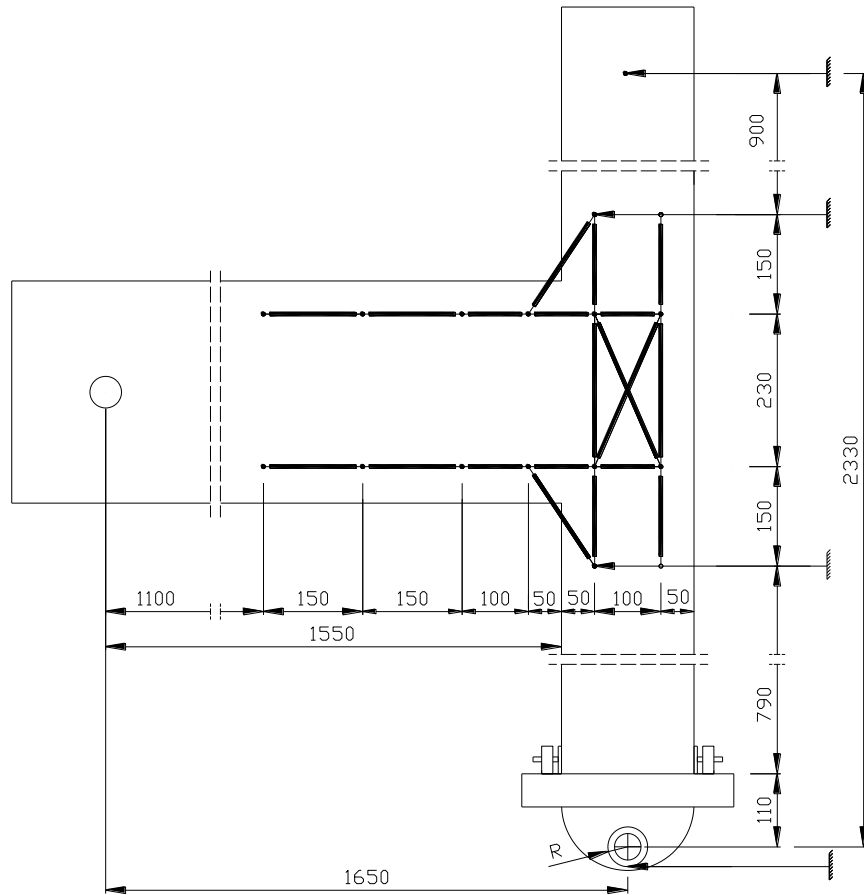
(b) Yerdeğiştirme ölçer uygulama düzeneği bileşenleri



(c) Yerdeğiştirme ölçer uygulama düzeneği birleşim detayı

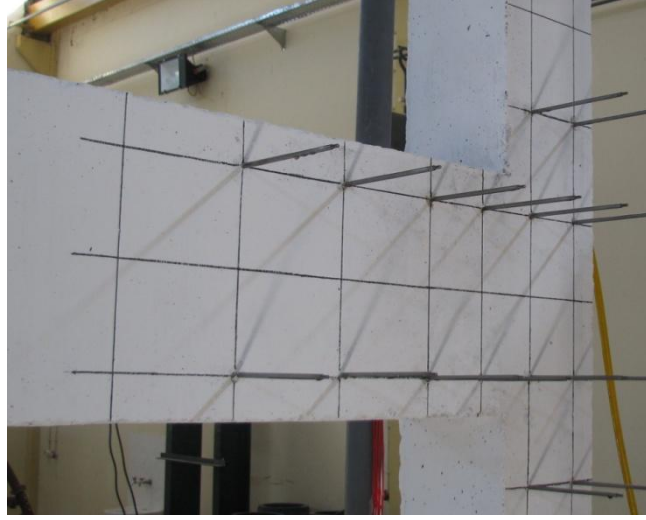
Şekil 3.15 Yerdeğiştirme ölçer uygulama düzeneği

Şekil 3.16’da görülen düzende numune üzerine yerleştirilen toplam 20 adet LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) ve 4 adet ipli ölçer (Stringpot) ile numunede gelişen şekil değiştirmeler ve ötelenmeler gözlenmiştir. Numunelerin birleşiminde gelişecek kayma şekil değiştirmelerinin izlenmesi için 6 adet, kolon ve kiriş elemanların maksimum moment bölgelerindeki dönmelerin izlenmesi için 12 adet ve kolon ve kiriş elemanların birbirleri arasındaki görelî dönmelerin gözlenmesi için 2 adet LVDT yerleştirilmiştir. Kolon alt mesnedi, kiriş alt ve üst hizası ve kolon tepesinin referans çerçeveye göre hareketleri toplam 4 adet ipli ölçer ile izlenmiştir.

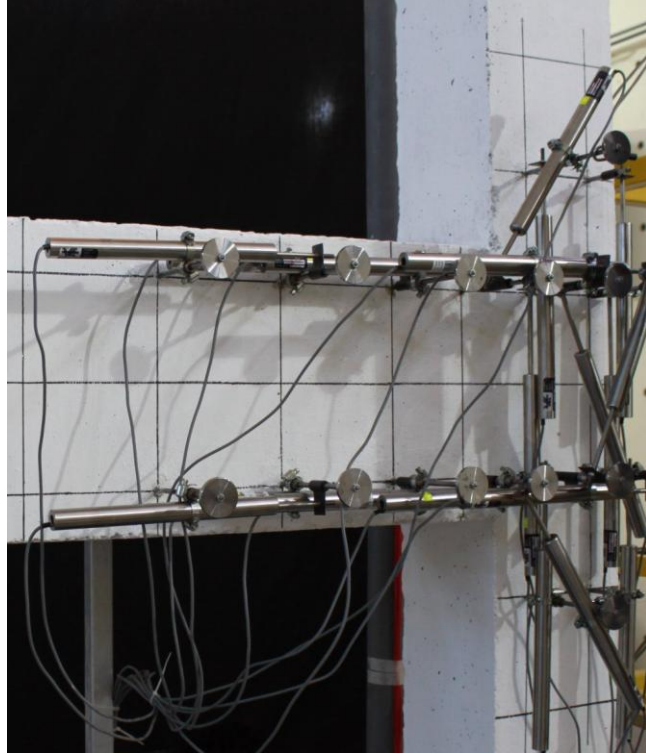


Şekil 3.16 Yerleştirilen yerdeğiştirme ölçer ve ipli ölçerlerin konumları

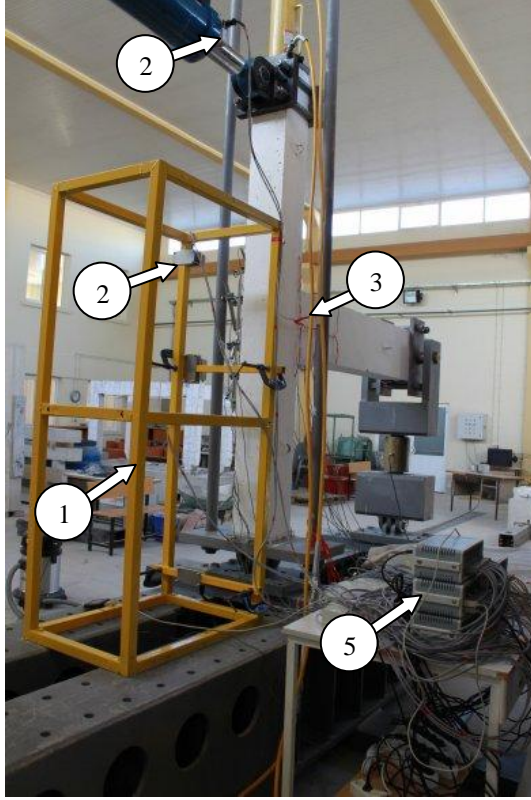
Yerdeğiştirme ölçerler, birleşim numuneleri üzerindeki Şekil 3.17’de görülen 6 mm çaplı metal çubuklara iliştilmiştir. Bu çubuklar, beton dökümünden sonra numune üzerinde işaretlenen 16 noktaya epoksi esaslı yapıştırıcılar ile 6 cm derinliğinde ekilerek hazırlanmış ve gerekli işlemlerden sonra ölçerler çubuklar üzerine Şekil 3.18 ve Şekil 3.19.c’de görüldüğü şekilde yerleştirilmiştir.



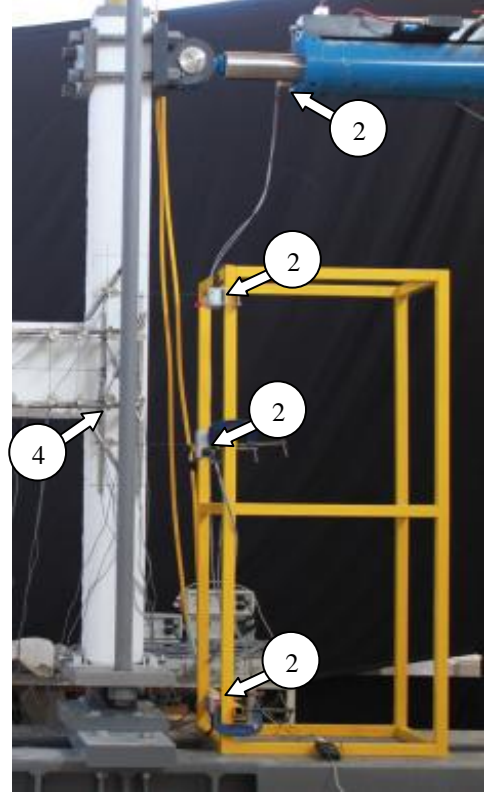
Şekil 3.17 Birleşim numuneleri üzerine epoksi esaslı yapıştırıcılar ile ekilen metal çubuklar



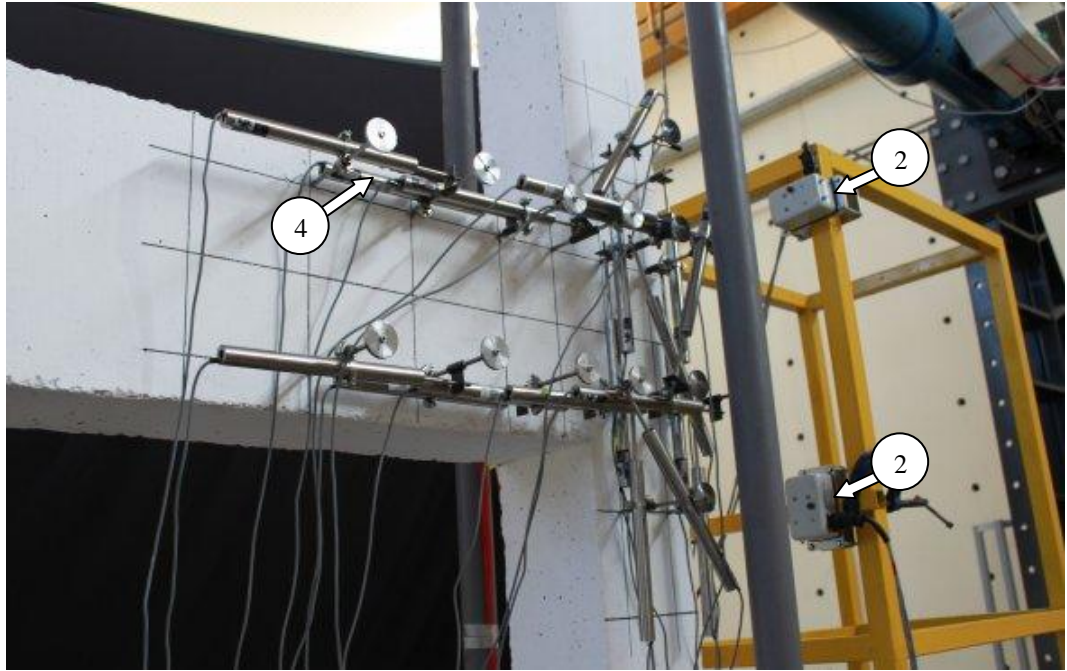
Şekil 3.18 Yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerlerin genel görünümü



(a) Numune arkası



(b) İpli ölçer konumları



(c) Yerdeğiştirme ölçerler ve ipli ölçerler

(1) Referans çerçeve (2) İpli ölçerler, (3) Gerinim ölçer kabloları, (4) Yerdeğiştirme ölçerler,
(5) Veri toplama sistemi

Şekil 3.19 Deney ortamı genel görünümü

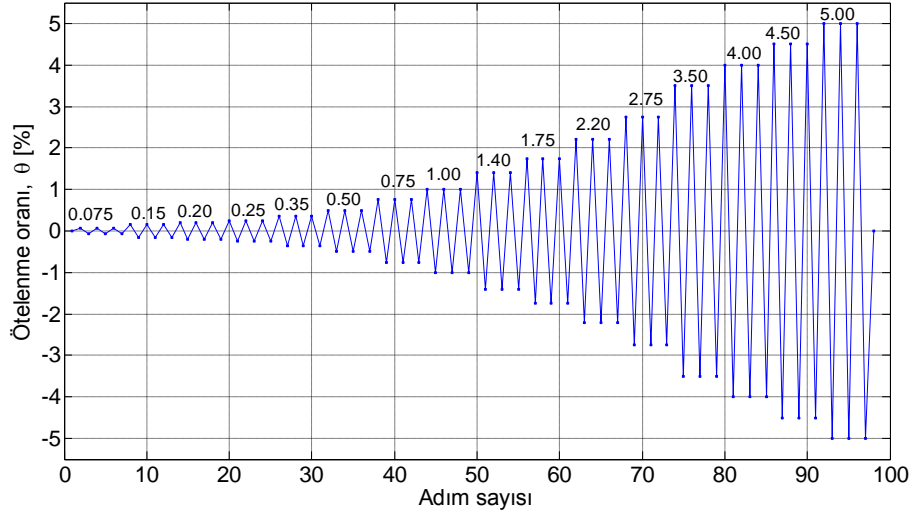
3.6 Kolon Aksenal Yüklemesi

Deney numuneleri, ayrıntıları EK D’de verilen ve bu çalışma kapsamındaki deneylerin gerçekleştirilmesi için tasarlanan ve imal ettirilen güçlü çelik çerçeveye sabitlenerek test edilmiştir. Kolon tepesine yerleştirilen 750 kN kapasiteli hidrolik silindir ve kolonu çevreleyen çerçeve yardımıyla deney esnasında kolona sabit aksenal yük iletilmektedir. Aksenal yük, kolon aksenal yük kapasitesinin %15’i düzeyinde seçilmiştir ($0.15 f'_c A_g$, f'_c : beton basınç dayanımı, A_g : kolon brüt enkesit alanı). Deney süresince hidrolik pompa üzerindeki manometre kontrol edilmiş ve yük azalmalarında ufak müdahaleler ile hedef kuvvetin sabit kalması sağlanmıştır.

3.7 Yatay Yükleme

Deneyler ACI T1.01 (2001) dokümanı esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Deney numunesi, temsil ettiği kenar kolon kiriş birleşiminin bina içerisindeki pozisyonuna uygun olarak, kiriş eleman yatay, kolon elemanlar ise düşey duracak şekilde deney sistemine yerleştirilmektedir. Kiriş ucunda yer alan pandül, yükleme anında kiriş ucunun yükleme doğrultusundaki hareketine izin verirken aynı zamanda kiriş ucu ile birleşim ortasını birleştiren doğrunun numune deforme olduktan sonra da yatay kalmasını sağlamaktadır. Kolon alt ucu tek eksenli bir sabit mesnet ile güçlü çerçeveye iliştilmiştir (Mafsal pinleri ± 0.005 toleranslıdır). Birleşim numunelerine, deprem etkileri sırasında maruz kalacakları türden tepe ötelenmeleri, TDG-İdatek yapımı 500 kN kapasiteli hidrolik veren kullanılarak yerdeğiştirme kontrollü tersinir tekrarlı yükleme yoluyla uygulanmıştır. Ötelenme oranı, numunenin kolon tepe noktasının yaptığı yatay yerdeğiştirmenin (δ), kolon boyuna (L) bölünmesi ile elde edilmektedir (δ/L). Yükleme adımları Şekil 3.20’de görülen önceden tanımlanmış tepe ötelenme oranlarında gerçekleştirilmiştir. Tekrarlayan çevrimlerde numunelerdeki dayanım ve rijitlik azalmasını gözlemek amacıyla her bir ötelenme oranı için üçer adet tam çevrim uygulanmıştır. Seçilen ilk ötelenme oranı, numunede elastik bölge olarak kabul edilebilecek iç kuvvetlerin gelişmesini sağlayacak miktarda uygulanmıştır. Ardışık olarak uygulanan ötelenme oranları, ülkemizdeki

benzer araştırmaların raporlarından alınmıştır (Ertay vd. 2006). Deneyler en az %3,5 ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir.



Şekil 3.20 Yükleme çevrimleri

3.8 Veri Toplama

Kullanılan ölçerlerin yerleşim planı Bölüm 3.4'de verilmiştir. Gerinim ölçerler deneyler öncesinde TDG marka çeyrek köprü tamamlama kabloları ile veri toplama sistemine bağlanmıştır. Deney başlangıcında, numune deforme olmamış durumda iken bütün ölçerlerin okumaları sıfırlanmış ve sabit eksenel yük uygulanmadan önce veri kaydına başlanmıştır. Veriler 16 bit veri çözünürlüğünde çalışan 5 adet TDG Ai8b veri toplama şasesi ve TDG Testlab Basic yazılımı kullanılarak toplam 40 adet kanaldan 125 ms aralıklarla kaydedilmiştir. Ölçerlerin çözünürlükleri: gerinim ölçerler: $\pm 0.1475 \mu\epsilon$; LVDT'ler: $\pm 0,003912$ mm; ipli ölçerler: $\pm 0,0055$ mm; Hidrolik verenin yük ölçeri: $\pm 0,858$ kg; kiriş ucu yük ölçeri: ± 0.172 kg şeklindedir.

3.9 Deney Gözlemleri

Ülkemizdeki yapı pratiğinin genel yetersizlik unsurlarını barındıran kolon-kiriş birleşimi numunelerinin ve bu çalışma kapsamında önerilen iyileştirme yöntemi uygulanmış numunelerin kesme dayanımı ve sismik performansının incelenmesi amacıyla bir deneysel program yürütülmüştür. N1 ve N2 olarak isimlendirilen ilk iki numune kontrol numunesi olarak iyileştirilmeden denenmiştir. N3, N4, N5 ve N6 numuneleri ise birleşiminde kesme donatısı bulunmayan numunelerin birleşim hasarının durdurulması veya geciktirilmesi amacıyla Bölüm 3.3’de açıklandığı şekilde SIFCON bloklar ile iyileştirilmesi sonucu elde edilmiştir. Bu bölümde deneyler sırasındaki gözlemlere yer verilmiştir. Detaylı hasar fotoğrafları ve her bir hedef ötelenme seviyesi için alınan ve hesaplanan karakteristik değerler tablolar halinde EK A’da sunulmuştur.

3.9.1 N1 Numunesi

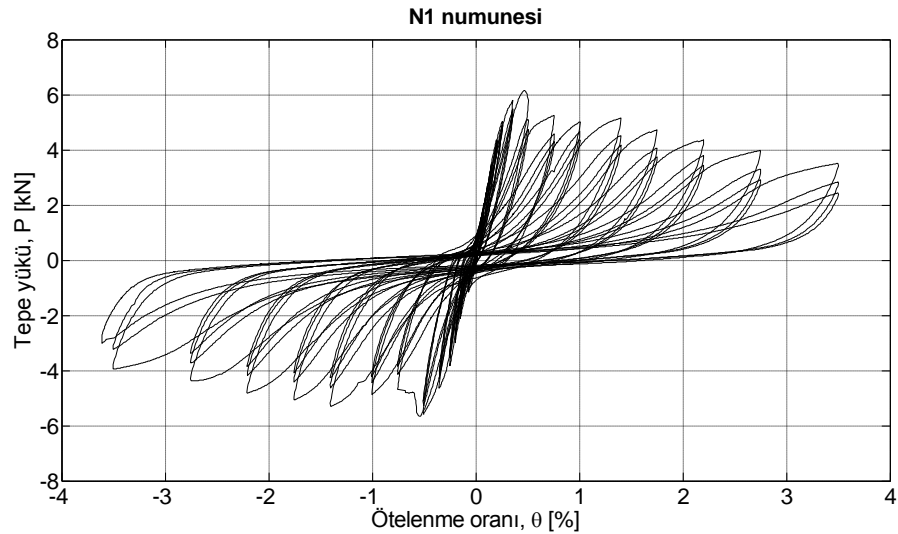
N1 numunesi, birleşiminde kesme donatısı bulunmayan kontrol numunesidir. Numuneye iletilen en büyük yatay yük % 0,5 ötelenme oranına karşılık gelen 6,2 kN olarak belirlenmiştir.

İlk eğilme çatlakları itme yönü % 0,15 ötelenme oranında kiriş-birleşim arayüzünde, 3,5 kN tepe yükünde, çekme yönü eğilme çatlakları ise aynı ötelenme oranı ve aynı kesitte 2,0 kN tepe yükünde gözlenmiştir. İtme ve çekme yönlerinde kiriş altında ve üstünde görülen bu çatlaklar ilerleyen çevrimlerde birbirleri ile birleşmiştir.

İlk birleşim kesme çatlakları itme yönünde % 0,5 ötelenme oranında, 6,2 kN tepe yükünde, çekme yönü birleşim kesme çatlakları ise % 0,75 ötelenme oranında 5,7 kN tepe yükünde oluşmuştur. Bu ötelenme seviyesinden itibaren kiriş üzerinde yeni çatlaklar gelişmemiş ve var olan çatlaklar da etkinliğini yitirmiştir. Birleşim çatlakları, bir tarafta (kirişin bulunduğu yüzde) kiriş-birleşim arayüzünde sınırlı kalırken (kolon-kiriş birleşiminin alt ve üst köşesi), diğer tarafta ilerleyen çevrimler boyunca kolon boyuna donatısını takip ederek kolon içerisine doğru uzanmıştır.

Her iki diyagonal doğrultudaki birleşim hasarından sonra numunenin yatay yük taşıma kapasitesi hızlı bir şekilde düşmüştür. Bu sebeple gözlenen en büyük yük itme yönü için % 0,5 ötelenme oranında karşılaşılan 6,2 kN ve çekme yönü için % 0,75 ötelenme oranında karşılaşılan 5,7 kN olarak belirlenmiştir.

İtme ve çekme yönünde % 1,4 tepe ötelenme oranına ulaşıldığında birleşimin serbest yüzünden (kiriş bulunmayan taraf) dışarı doğru şekillenen beton konisi gözlenmiş, % 1,75 tepe ötelenmesinden itibaren beton konisi tamamen ayrılmış bununla birlikte kolon boyuna donatıları burkulmuş ve numunenin düşey yük taşıma kapasitesi büyük oranda yitirilmiştir. Deney % 3,5 hedef ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir. Şekil 3.21’de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir. Numune sonuç olarak giderek artan dayanım kaybı ve çevrim sıkışması sebebiyle iyi bir enerji tüketim performansı göstermemiştir.



Şekil 3.21. N1 numunesinin tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

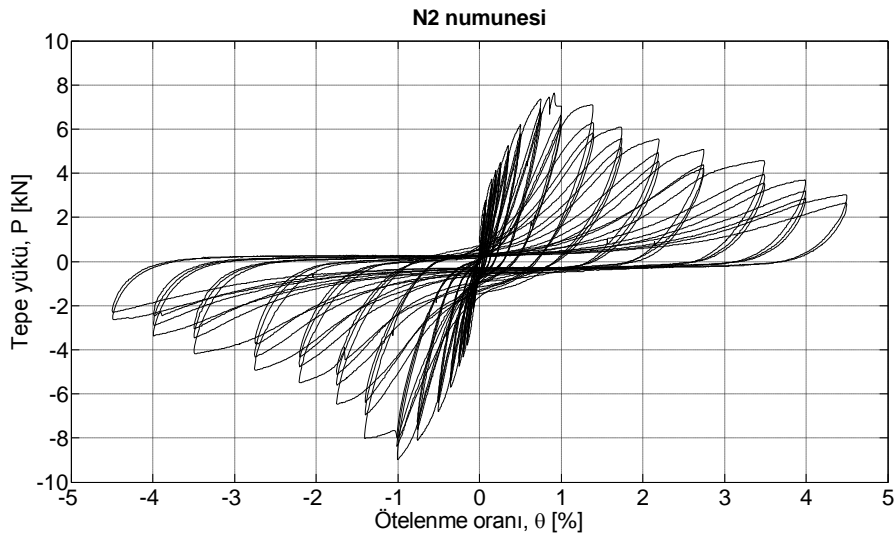
3.9.2 N2 Numunesi

N2 numunesi, birleşiminde 1975 Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-75) şartlarını sağlayacak miktarda kesme donatısı bulunan deney numunesidir. Gerekli kesme donatısına ait hesaplar EK E’de verilmiştir. Diğer donatılar ve malzeme kaliteleri N1 numunesi ile aynıdır. Numuneye iletilen en büyük yatay yük % 1,0 ötelenme oranına

karşılık gelen 9,0 kN olarak belirlenmiştir. Şekil 3.22’de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir.

İlk eğilme çatlakı itme yönü % 0,15 ötelenme oranında kiriş-birleşim arayüzünde, 3,7 kN tepe yükünde, çekme yönü eğilme çatlakı ise % 0,20 ötelenme oranında, aynı kesitte 4,3 kN tepe yükünde gözlenmiştir. İtme ve çekme yönlerinde kiriş altında ve üstünde görülen bu çatlaklar ilerleyen çevrimlerde birbirleri ile birleşmiştir.

İtme ve çekme yönünde ilk birleşim kesme çatlakları % 1,0 ötelenme oranında ve sırasıyla 7,6 kN ve 9,0 kN tepe yüklerinde oluşmuştur. Bu ötelenme seviyesinden itibaren kiriş üzerinde yeni çatlaklar gelişmemiş ve var olan çatlaklar da etkinliğini yitirmiştir. Birleşim kesme çatlakları, sonraki çevrimler boyunca kolon boyunca donatısını takip ederek birleşimin serbest yüzünde kolon içerisine doğru ilerlemiştir. Her iki diyagonal doğrultudaki birleşim hasarından sonra numunenin yatay yük taşıma kapasitesi hızlı bir şekilde düşmüştür.



Şekil 3.22 N2 numunesi tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

% 1,4 ve % 1,75 ötelenme oranlarında birleşim kesme çatlakının genişliği sırasıyla yaklaşık 0,3 mm ve 1,0 mm olarak belirlenmiştir. % 2,2 ötelenme seviyesinde birleşimde beton konisi şekillenmeye başlamış, % 2,75 ötelenmede tamamen ayrışmıştır. Bu ötelenme seviyesinde kolon boyunca donatısı burkulmuş ve

numunenin düşey yük taşıma kapasitesi büyük oranda yitirilmiştir. Deney % 4,5 hedef ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir.

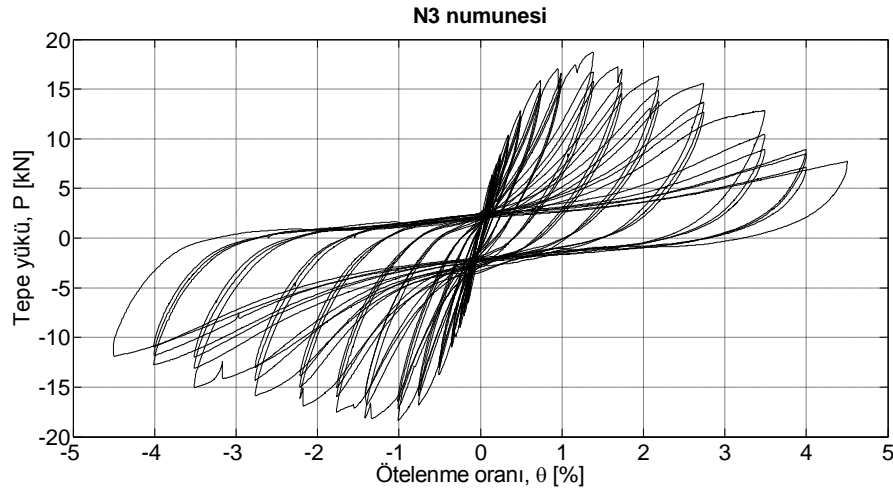
3.9.3 N3 Numunesi

N3 numunesi, Bölüm 3.2’de (Şekil 3.2-Şekil 3.4) donatı detayları verilen birleşim numunesinin, 50 MPa matris dayanımına sahip %10 hacimce çelik lif barındıran 10 cm kalınlığındaki köşe bloklar ve 5 cm kalınlığındaki plak eleman ile iyileştirilmesi sonucu elde edilmiştir. Ankraj detayları Şekil 3.6.a’da sunulmuştur. Numuneye iletilen en büyük yatay yük % 1,4 ötelenme oranına karşılık gelen 18,7 kN olarak belirlenmiştir.

İlk eğilme çatlakları itme yönünde % 0,15 tepe ötelenme oranında kolon yüzünden yaklaşık 40 cm mesafede kiriş altında, 6,2 kN tepe yükünde oluşmuştur. Çekme yönünde ilk eğilme çatlakları ise % 0,20 ötelenmede ve aynı kesitte 7,8 kN yükte gözlenmiştir. İtme ve çekme yönlerinde kiriş altında ve üstünde görülen bu çatlaklar ilerleyen çevrimlerde birbirleri ile birleşmiştir. % 1,4 ötelenme seviyesine kadar olan kısımda özellikle ankrajların bulunduğu kiriş bölgelerinde (birleşim yüzünden 20 cm ile 40 cm arası mesafede) hasarın yoğunlaştığı gözlenmiştir. Kolon üzerinde genellikle ankraj yerleştirilen bölgelerde de kılcal düzeyde çatlaklar görülmüştür.

İlk birleşim kesme çatlakları itme yönünde % 1,4 tepe ötelenmesi seviyesinde, 18,7 kN tepe yükünde, çekme yönü birleşim kesme çatlakları ise % 1,75 tepe ötelenmesi seviyesinde 17,3 kN tepe yükünde oluşmuştur. % 2,2 tepe ötelenmesine kadar kılcal düzeyde görülen birleşim çatlakları, tekrar eden çevrimlerde üst köşe bloğun dış ankrajının (10 cm derinliğinde) yenilmesi ile birlikte yaklaşık 2 mm seviyesine çıkmıştır. Fakat numuneye yerleştirilen kompozit plak elemanın desteği ile birleşimde beton konisinin şekillenmesi durdurulmuş ve birleşimin bütünlüğü korunmuştur. Bu ötelenme seviyesinden itibaren kiriş üzerinde ankrajların bulunduğu kesitte çatlak genişliği artmaya başlamış ve numunenin görünür hasar modu kiriş eğilmesi olarak belirlenmiştir. Birleşim hasarından sonra numunenin yatay yük taşıma kapasitesinde ani düşmeler gözlenmemiştir.

İtme ve çekme yönünde % 2,75 tepe ötelenme oranına ve her iki yönde yaklaşık 15,5 kN tepe yüküne ulaşıldığında hasar yoğunlaşmış ve kiriş kesitinde beton dökülmeleri başlamıştır. Ankrajlanan kompozit elemanlarda deney boyunca herhangi bir hasar gözlenmemiştir. Şekil 3.23’de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir. Deney % 4,5 hedef ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir.



Şekil 3.23 N3 numunesi tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

3.9.4 N4 Numunesi

N4 numunesi, Bölüm 3.2’de donatı detayları verilen birleşim numunesinin, 50 MPa matris dayanımına sahip 80/60 görünümünde %10 hacimce çelik lif barındıran 5 cm kalınlığındaki köşe bloklar ve 5 cm kalınlığındaki plak eleman ile iyileştirilmesi sonucu elde edilmiştir. Ankraj detayları Şekil 3.6.b’de sunulmuştur. Numuneye iletilen en büyük yatay yük % 2,2 ötelenme oranına karşılık gelen 13,0 kN olarak belirlenmiştir.

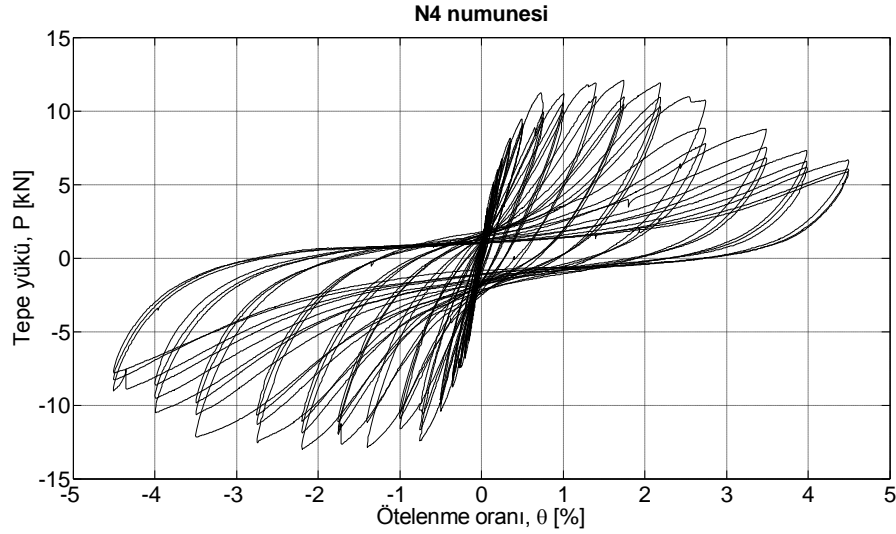
İlk eğilme çatlağı itme yönünde % 0,15 tepe ötelenme oranında kolon yüzünden yaklaşık 25 cm mesafede kiriş altında, 5,0 kN tepe yükünde oluşmuştur. Çekme yönünde ilk eğilme çatlağı ise % 0,25 ötelenmede ve aynı kesitte 7,2 kN yükte

gözlenmiştir. İtme ve çekme yönlerinde kiriş altında ve üstünde görülen bu çatlaklar ilerleyen çevrimlerde birbirleri ile birleşmiştir.

% 0,75 ötelenme seviyesinde üst kolon-birleşim arayüzünde kılcal düzeyde eğilme çatlağı gözlenmiştir. Birleşim kesme çatlakları itme ve çekme yönünde aynı ötelenme seviyesinin tekrarlayan çevrimlerinde sırasıyla 11,2 kN ve 11,7 kN tepe yükü değerlerinde oluşmuştur. % 1,0 ötelenme seviyesinde kılcal düzeyde seyreden birleşim hasarını, köşe bloklarda gelişen kılcal çatlaklar izlemiştir. Önceki numunelerden farklı olarak birleşim hasarı sonrasında ani yatay dayanım kaybı oluşmamış ve % 2,2 ötelenme seviyesine kadar yatay yük artmaya devam etmiştir.

% 1,4 tepe ötelenmesinde birleşim çatlakları yaklaşık 0,6 mm seviyesinde iken kiriş üzerinde ankrajların bulunduğu kesitte yoğunlaşan çatlaklar yaklaşık 1,0 mm seviyesindedir. % 1.75 ötelenme seviyesinden itibaren hasar birleşimde yoğunlaşmaya başlamış, birleşim kesme çatlakları yaklaşık 2 mm genişliğe ulaşmış fakat kompozit plak sayesinde beton konisinin ayrışması engellenmiş ve birleşimin bütünlüğü korunmuştur.

% 2,2 ötelenme seviyesinden itibaren kiriş üzerinde ankrajların bulunduğu kesitte ve komşu kesitlerde (birleşim yüzünden 20 cm ile 40 cm arası mesafede) yaygın hasar oluşmaya başlamıştır. Kolon üzerinde genellikle ankraj yerleştirilen bölgelerde de kılcal düzeyde çatlaklar görülmüştür. % 2.75 ötelenme seviyesinden itibaren kiriş alt ankrajlarının bulunduğu bölgede hasar yoğunlaşmaya başlamış ve itme yönünde % 3,5 ötelenme seviyesinde kiriş altındaki bu ankrajlar yenilerek betonun ayrışmasına ve dökülmesine sebep olmuştur. Beraberinde birleşim hasarı da yoğunlaşmıştır. Deney % 4,5 hedef ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir. Şekil 3.24'de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir.



Şekil 3.24 N4 numunesi tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

3.9.5 N5 Numunesi

N5 numunesi, Bölüm 3.2’de donatı detayları verilen birleşim numunesinin, 50 MPa matris dayanımına sahip 80/60 görünümünde %10 hacimce çelik lif barındıran 5 cm kalınlığındaki köşe bloklar ve 5 cm kalınlığındaki plak eleman ile iyileştirilmesi sonucu elde edilmiştir. Ankraj detayları Şekil 3.7.a’da sunulmuştur. Numuneye iletilen en büyük yatay yük % 2,2 ötelenme oranına karşılık gelen 19,1 kN olarak belirlenmiştir.

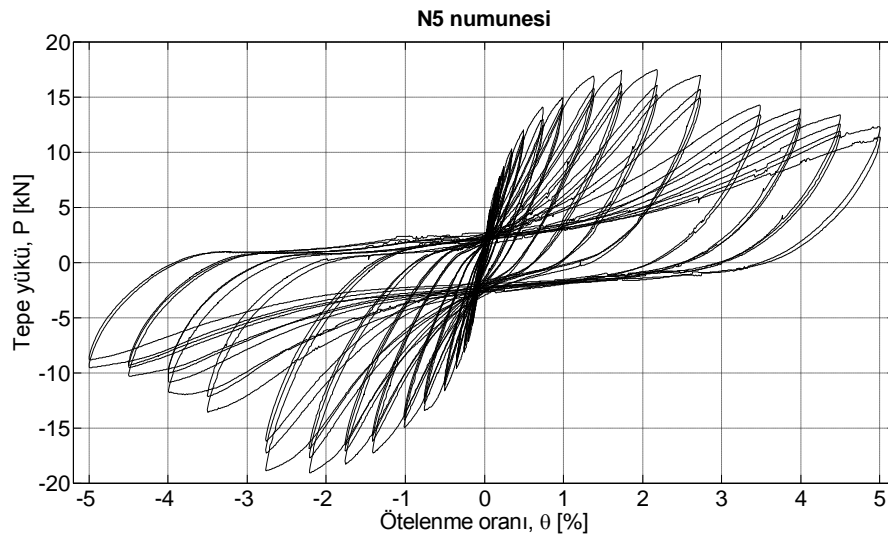
İlk eğilme çatlakı itme yönünde % 0,25 tepe ötelenme oranında kiriş birleşim arayüzünde, 6,6 kN tepe yükünde oluşmuştur. Çekme yönünde ilk eğilme çatlakı ise aynı ötelenme seviyesinde üst bloğun ankrajlarının bulunduğu kesitte, 9,6 kN yükte gözlenmiştir.

% 0,75 ötelenmede birleşim yüzünde kiriş eğilme çatlakı yaklaşık 1 mm genişliğine ulaştığında birleşim kesme çatlakları itme ve çekme yönünde aynı ötelenme seviyesinde sırasıyla 14,1 kN ve 13,4 kN tepe yükü değerlerinde oluşmuştur. % 1,4 ötelenme seviyesinde köşe bloklarda ve birleşimin her iki kolon arayüzünde kılcal çatlaklar izlemiştir. Kiriş eğilme çatlakları % 1,75 ötelenme seviyesinde yaklaşık 3 mm, % 2,2 ötelenme seviyesinde yaklaşık 5 mm genişliğe

ulaşmıştır. % 0,75 ötelenme seviyesinde oluşan birleşim hasarı sonrasında ani yatay dayanım kaybı oluşmamış, % 2,2 ötelenme seviyesine kadar yatay yük artmaya devam etmiştir. Bu seviyeden itibaren köşe blokların hasarında artış görülmüştür.

% 2,75 ötelenme seviyesine kadar kılcal düzeyde seyreden birleşim hasarı bu seviyeden itibaren yaklaşık 0,5 mm genişliğe ulaşmış fakat kompozit plak ve birleşime yerleştirilen iki adet ankraj sayesinde beton konisinin ayrışması engellenmiş ve birleşimin bütünlüğü korunmuştur. % 2,75 tepe ötelenmesinde itme yönünde kiriş altında birleşim arayüzündeki çatlak ve çekme yönünde birleşim yüzünden yaklaşık 25 cm mesafe kiriş üzerindeki eğilme çatlağı davranışa yön veren hasardır. Bu ötelenmede köşe blokların birleşimlerinde yer yer ayrışmalar gözlenmiştir.

% 3,5 ötelenme seviyesinden itibaren kompozit blokların birleşiminde ve ankraj bölgelerinde yoğun hasar, kiriş üzerinde ise yaygın bir hasar dağılımı gözlenmiştir. Numunenin kolonuna uygulanan aksenal yükte değişim olmamıştır. Numunenin görünür hasar modu kiriş eğilmesi olarak belirlenmiştir. Deney % 5,0 hedef ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir. Şekil 3.25’de numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir.



Şekil 3.25 N5 numunesi tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

3.9.6 N6 Numunesi

N6 numunesi, Bölüm 3.2’de donatı detayları verilen birleşim numunesinin, 50 MPa matris dayanımına sahip 80/60 görünümünde %10 hacimce çelik lif barındıran 5 cm kalınlığındaki köşe bloklar ve 5 cm kalınlığındaki plak eleman ile iyileştirilmesi sonucu elde edilmiştir. Ankraj detayları Şekil 3.7.b’de sunulmuştur. Numuneye iletilen en büyük yatay yük % 1,4 ötelenme oranına karşılık gelen 22,3 kN olarak belirlenmiştir.

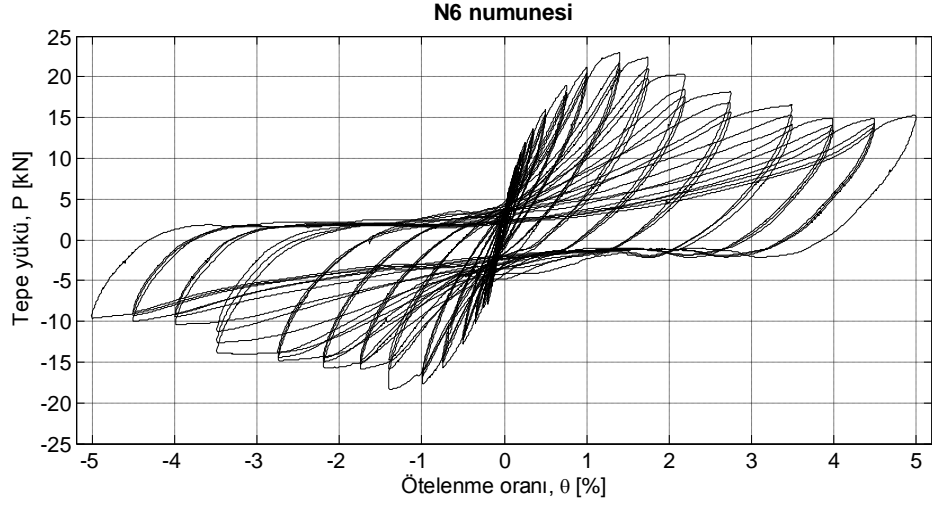
İtme ve çekme yönünde ilk eğilme çatlakları % 0,20 tepe ötelenme oranında, iyileştirme bölgesi dışında, kiriş üzerinde sırasıyla 10,4 kN ve 9,1 kN tepe yüklerinde oluşmuştur. Çekme yönünde ilk eğilme çatlakları ise üst bloğun ankrajlarının bulunduğu kesitte, % 0,35 ötelenme seviyesinde, 9,6 kN yükte gözlenmiştir. % 0,75 ötelenmede üst ve alt kolon-birleşim arayüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur.

Birleşim kesme çatlakları itme ve çekme yönünde % 1,4 ötelenme seviyesinde sırasıyla 22,3 kN ve 19,1 kN tepe yükü değerlerinde oluşmuş ve deney sonuna kadar kılcal düzeyde kalmış, kompozit plak ve birleşime yerleştirilen iki adet ankraj sayesinde beton konisinin ayrışması engellenmiş ve birleşimin bütünlüğü korunmuştur.

Kiriş üzerinde iyileştirme bölgesi dışında gelişen eğilme çatlakları % 1,0, % 1,4 % 1,75 ve % 2,2 ötelenme seviyelerinde sırasıyla yaklaşık 0,5 mm, 1 mm, 2 mm, 5 mm genişliğe ulaşmıştır. Birleşim yüzünden yaklaşık 35 cm mesafede kiriş üzerindeki eğilme çatlakları davranışa yön veren hasar olarak gözlenmiştir. % 2,75 ötelenmede sıyrılan kiriş boyuna donatısından dolayı donatı kancalarının birleşime ankrajlandığı bölgelerde hasar gelişmiştir.

İtme yönünde % 1,75 ve çekme yönünde % 1,4 ötelenme seviyesine kadar tepe yükü artmaya devam etmiş, deney sonuna kadar kompozit bloklarda herhangi bir hasar gözlenmemiştir. Numunenin görünür hasar modu kiriş eğilmesi olarak

belirlenmiştir. Şekil 3.26'da numuneye ait tepe yükü – tepe yerdeğiştirmesi grafiği verilmiştir. Deney % 4,5 hedef ötelenme oranına kadar devam ettirilmiştir.



Şekil 3.26 N6 numunesi tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

3.10 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Deney sonuçları, tepe yükü–tepe ötelenmesi ilişkisi, birleşimin kayma birim şekil değiştirmesi–kayma gerilmesi ilişkisi ve kolon, kiriş ve birleşimin şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine etkisi açısından değerlendirilmiştir. Ayrıca numunelerin yanal rijitliklerindeki değişim, birikimli enerji tüketme kapasiteleri ve görelî enerji tüketme oranları da kıyaslamalı olarak incelenmiştir.

3.10.1 Tepe Yükü – Tepe Ötelenmesi İlişkisi

Kontrol ve iyileştirilmiş numunelerin deneysel olarak elde edilen histeretik tepe yükü-tepe ötelenme oranı değerlerinin zarf eğrileri Şekil 3.27’de verilmiştir. Şekil 3.27.a’da verilen zarf eğrileri her bir hedef ötelenme seviyesinde elde edilen en yüksek tepe yükü değeri ve ona karşılık gelen ötelenme oranı kullanılarak çizilmiştir. Şekil 3.27.b’de verilen zarf eğrileri ise i nolu ötelenme seviyesinin ilk çevrimi ile (i-1) nolu hedef ötelenme seviyesinin ikinci çevriminin kesişim noktalarında saptanan yük değerleri ve karşılık gelen ötelenme oranları kullanılarak çizilmiştir (FEMA 356, 2000). İyileştirme seçeneklerinin eğrilere olan etkisi açık olarak görülmektedir. Şekilden görüldüğü üzere kolon-kiriş birleşim numuneleri arasında en yüksek yatay yüke N6 numunesinde ulaşılmıştır. En düşük yatay yük ise birleşiminde etriye bulunmayan N1 kontrol numunesinde oluşmuştur. Diğer numunelerin eğrileri, bu iki numunenin zarf eğrisi arasında dağılım göstermektedir.

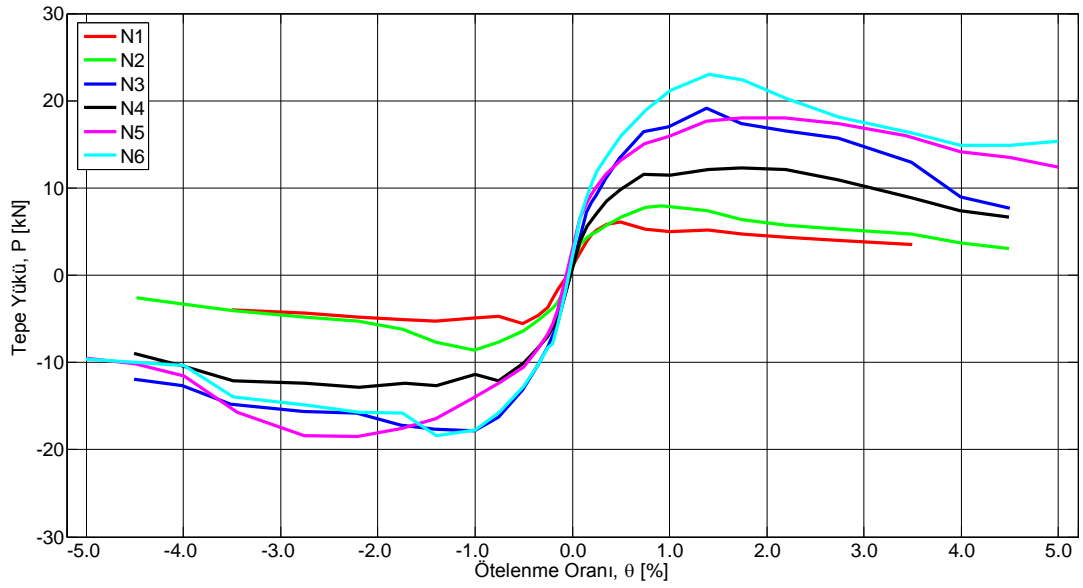
Eğriler incelendiğinde en yüksek yatay yüke karşılık gelen ötelenme seviyesinin, iyileştirilen numunelerde detayın etkinliğine bağlı olarak arttığı görülmektedir. Birleşiminde bulunan etriyeler sayesinde N2 numunesinin birleşim kesme hasarı N1 kontrol numunesine göre daha ileri tepe ötelenmesi değerlerine ertelenmiş ve yaklaşık % 50 daha yüksek tepe yüküne ulaşılmıştır.

N3 numunesinde kullanılan 10 cm kalınlıklı köşe bloklar ve plak eleman deney süresince hasar görmemiş fakat % 2,2 ötelenme seviyesinde üst köşe bloğun kiriş üzerindeki ankraji yenilmiştir. Bu durum % 1,4 ötelenme seviyesinden itibaren kılcal

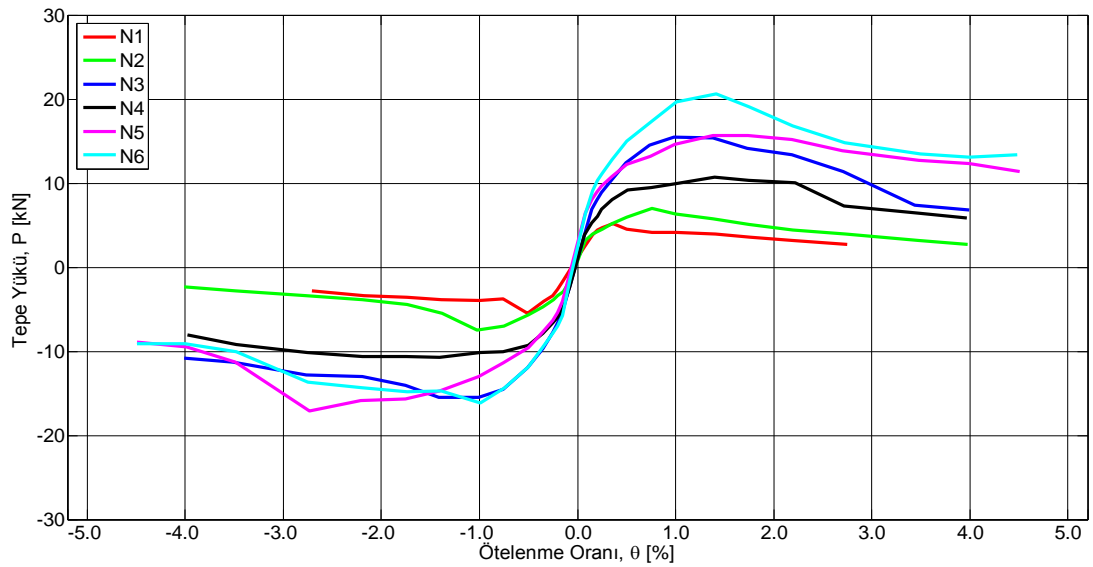
düzyeyde seyreden birleşim hasarını yaklaşık 2 mm seviyesine çıkarmıştır. Bununla birlikte iyileştirme amacıyla yerleştirilen kompozit plak elemanın desteği ile birleşimde beton konisinin şekillenmesi durdurulmuş, birleşimin bütünlüğü korunmuş ve numunenin göçme modu kiriş eğilmesi olarak gerçekleşmiştir. N3 numunesinde, N1 kontrol numunesine göre yaklaşık % 200 daha yüksek tepe yüküne ulaşılmıştır.

N4 numunesinde % 0,75 ötelenme seviyesinde itme ve çekme yönünde oluşan birleşim kesme çatlakları sebebiyle tepe yükü bir miktar azalmış fakat % 1,0 ötelenmeden % 2,2 ötelenmeye kadar yükselişine devam etmiştir. % 2,2 ötelenme seviyesinden itibaren kiriş üzerinde ankrajların bulunduğu kesitte ve komşu kesitlerde yaygın hasar oluşmaya başlamış ve bu ötelenme seviyesinde numunenin yanal yük yaşama kapasitesine ulaşılmıştır. % 2,75 ötelenme seviyesinden itibaren kiriş alt ankrajlarının bulunduğu bölgede hasar yoğunlaşmaya başlamış ve bu sebeple itme yönünde ulaşılan tepe yükleri çekme yönüne göre bir miktar düşük seyretmiştir. N4 numunesinde, N1 kontrol numunesine göre yaklaşık % 110 daha yüksek tepe yüküne ulaşılmıştır.

N5 numunesinde itme ve çekme yönünde % 0,75 ötelenmede oluşan birleşim kesme çatlakları, % 1,4 ötelenme seviyesinde köşe bloklarda ve birleşimin her iki kolon arayüzünde oluşan kılcal çatlaklar ve uzayan ve genişleyen kiriş eğilme çatlaklarına rağmen % 2,2 ötelenme seviyesine kadar yatay yük artmaya devam etmiştir. Bu seviyede en yüksek tepe yüküne ulaşılmış, tekrarlayan çevrimlerde köşe blokların hasarı artmış ve buna bağlı olarak tepe yükü azalmaya başlamıştır. % 2,75 ötelenme seviyesinde birleşim hasarı yoğunlaşmış fakat kompozit plak ve birleşime yerleştirilen iki adet ankraj sayesinde beton konisinin ayrışması ve tepe yükünün ani olarak azalması engellenmiştir. Numunenin davranışa yön veren hasar modu kiriş eğilmesi olarak belirlenmiştir. N5 numunesinde, N1 kontrol numunesine göre yaklaşık % 210 daha yüksek tepe yüküne ulaşılmıştır. N6 numunesinde itme ve çekme yönünde % 1,4 ötelenme seviyesinde oluşan birleşim kesme çatlakları deney sonuna kadar kılcal düzeyde kalmış, İtme yönünde % 1,75 ve çekme yönünde % 1,4 ötelenme seviyesine kadar tepe yükü artmaya devam etmiştir. İyileştirme yöntemi



(a)



(b)

Şekil 3.27. Tüm numunelerin histeretik tepe yükü-tepe ötelenme oranı değerlerinin (a) Her çevrimde ulaşılan en yüksek değerlerin zarf eğrileri, (b) FEMA 356 (2000) uyarınca oluşturulan zarf eğrileri.

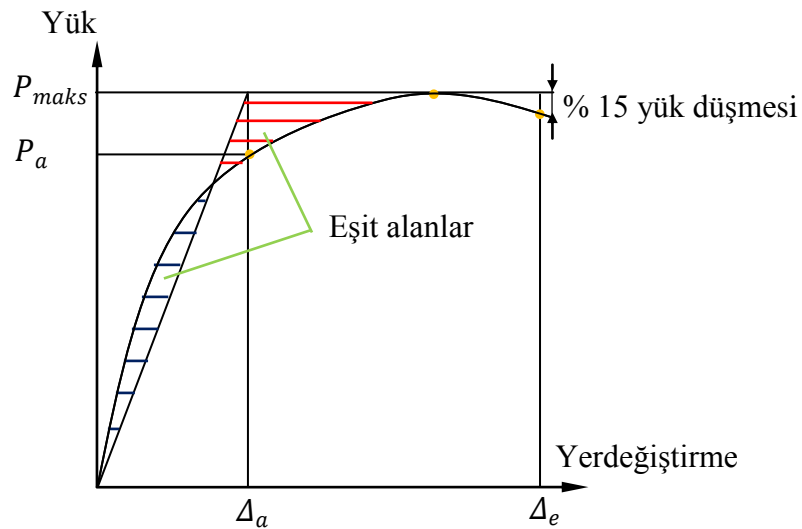
sayesinde beton konisinin ayrışması engellenmiş ve birleşimin bütünlüğü korunmuştur. % 2,75 ötelenmede sıyrılan kiriş boyuna donatısından dolayı donatı kancalarının birleşime ankrajlandığı bölgelerde hasar gelişmiştir. Fakat birleşim yüzünden yaklaşık 35 cm mesafede kiriş üzerindeki eğilme çatlakları davranışa yön

veren hasar olarak gözlenmiştir. N6 numunesinde, N1 kontrol numunesine göre itme ve çekme yönünde ortalama % 250 daha yüksek tepe yüküne ulaşılmıştır.

Sonuç olarak iyileştirilen numunelerde ulaşılan en büyük yatay yükler kontrol numunesine göre önemli miktarda artmış ve birleşim kesme hasarı kontrol numunesine göre daha ileri ötelenme seviyelerinde gerçekleşmiştir.

3.10.2 Yerdeğiştirme sünekliği

Yerdeğiştirme sünekliği, bir yapının veya elemanın dayanımında önemli kayıplar olmadan yapabildiği en büyük şekil değiştirmenin, başlangıç akma şekil değiştirmesine oranı olarak bilinir. Akma ve en büyük yerdeğiştirme değerleri, Park (1989) tarafından önerilen eşit enerji prensibine göre her numunenin tepe yükü- tepe yerdeğiştirmesi zarfı üzerinden tespit edilmiştir. Bunun için zarf eğrisi üzerine iki doğrulu bir eğri oturtulmaktadır (Şekil 3.28). Zarf eğrisi ve iki doğrulu eğrinin arasında kalan alanların eşitliğinden akma yükü (P_a) ve karşılık gelen yerdeğiştirme değeri (Δ_a) bulunmaktadır. En büyük yerdeğiştirme (Δ_e) ise, en büyük kesme kuvvetinde (P_{maks}) % 15 düşmenin meydana geldiği yerdeğiştirme değeridir.



Şekil 3.28 Yük-yerdeğiştirme zarfı üzerinde akma ve en büyük yerdeğiştirme değerlerinin eşit enerji prensibine göre hesabı

Hem sünek hem de gevrek hasar modu ile göçen numunelerin süneklikleri karşılaştırılmaya çalışılmaktadır. Fakat gevrek birleşim hasarı ile göçen numunelerde boyuna donatılar akmayacağından dolayı farklı hesap yöntemi kullanmamak amacıyla sünek göçme modu sergileyen numunelerin akma noktaları da şekil değiştirme ölçer verisinden değil yukarıda tarif edilen yöntemle bulunmuştur. Gevrek numuneler için belirlenen süneklik değerleri boyuna donatının akması ile ilgili olmadığından yalancı bir süneklik olarak görülmelidir. Yerdeğiştirme sünekliği en büyük yerdeğiştirmenin akmaya karşılık gelen yerdeğiştirmeye oranı olarak hesaplanmıştır (Δ_e/Δ_a). Tablo 3.3’de tüm numunelerin yerdeğiştirme sünekliği değerleri özetlenmektedir.

Tablo 3.3 Tüm numunelerin yerdeğiştirme sünekliği değerleri

Numune	Yükleme yönü	En büyük tepe yükü [kN]	Δ_a/L [%]	Δ_e/L [%]	Yerdeğiştirme sünekliği Δ_e/Δ_a	Ortalama yerdeğiştirme sünekliği
N1	İtme	6,15	0,36	0,75	2,08	2,18
	Çekme	5,66	0,44	1,00	2,27	
N2	İtme	7,63	0,57	1,38	2,42	2,30
	Çekme	8,98	0,64	1,40	2,19	
N3	İtme	18,73	0,74	2,74	3,70	3,69
	Çekme	18,35	0,75	2,76	3,68	
N4	İtme	12,03	0,76	2,56	3,37	4,20
	Çekme	12,99	0,72	3,62	5,03	
N5	İtme	17,46	0,81	3,37	4,16	3,82
	Çekme	19,11	0,94	3,26	3,47	
N6	İtme	23,03	0,80	2,19	2,74	2,74
	Çekme	18,37	0,80	2,19	2,74	

Tüm iyileştirilen numuneler N1 kontrol numunesine göre daha yüksek süneklik sergilemiştir. Birleşiminde etriye bulunan N2’nin sünekliği de N1’e göre bir miktar yüksektir. Birleşime yakın yerleştirilen saplamalar bölgeyi fazlaca rijitleştirdiğinden dolayı N6 numunesinde en büyük kesmeden sonra hızlı bir yatay dayanım kaybı oluşmaktadır. Bu nedenle güçlendirilen numuneler arasında en az süneklik artışı N6 numunesinde görülmektedir. Rijit bloklarla ve 10 cm’lik ankrajlarla iyileştirilen N3 ile narin bloklar ve saplamalarla iyileştirilen N5 numunesi benzer süneklik değerlerine ulaşmıştır. En yüksek süneklik ise N4 numunesinde hesaplanmıştır.

3.10.3 Birleşimin Kayma Gerilmesi – Kayma Birim Şekil Değişirmesi İlişkisi

3.10.3.1 Birleşimin kayma birim şekil değişirmesi hesabı

Birleşimin kayma birim şekil değişirmesi, birleşim paneline yerleştirilen ve Şekil 3.29.a’da görülen yerdeğişirme ölçer grubu ve düzlem şekil değişirme dönüşümleri kullanılarak Denklem (3.1) yardımıyla hesaplanmıştır,

$$\gamma_{xz} = \frac{\varepsilon_{\varphi} - \varepsilon_x \cos^2 \varphi - \varepsilon_z \sin^2 \varphi}{\sin \varphi \cos \varphi} \quad (3.1)$$

burada γ_{xz} birleşimin kayma birim şekil değişirmesi, ε_x ve ε_z sırasıyla x (yatay) ve z (düşey) doğrultularındaki birim şekil değişirme (Denklem (3.2)), ε_{φ} ise x eksenini ile saatin tersi yönde φ açısı yapan herhangi bir üçüncü doğrultudaki (diyagonal) birim şekil değişirme olmaktadır. Her bir birleşim paneline yerleştirilen altı adet yerdeğişirme ölçer grubundaki 4 adet üçgensel birim şekil değişirme rozeti ve kosinüs teoremi kullanılarak kayma birim şekil değişirmesi için dört adet tahmin (Denklem (3.3) - Denklem (3.6)) yapılmaktadır,

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta L_i}{L_i} \quad (3.2)$$

$$(\gamma_{xz})_1 = \frac{\varepsilon_6 - \varepsilon_1 \cos^2 \varphi - \varepsilon_4 \sin^2 \varphi}{-\sin \varphi \cos \varphi} \quad (3.3)$$

$$(\gamma_{xz})_2 = \frac{\varepsilon_5 - \varepsilon_1 \cos^2 \varphi - \varepsilon_2 \sin^2 \varphi}{\sin \varphi \cos \varphi} \quad (3.4)$$

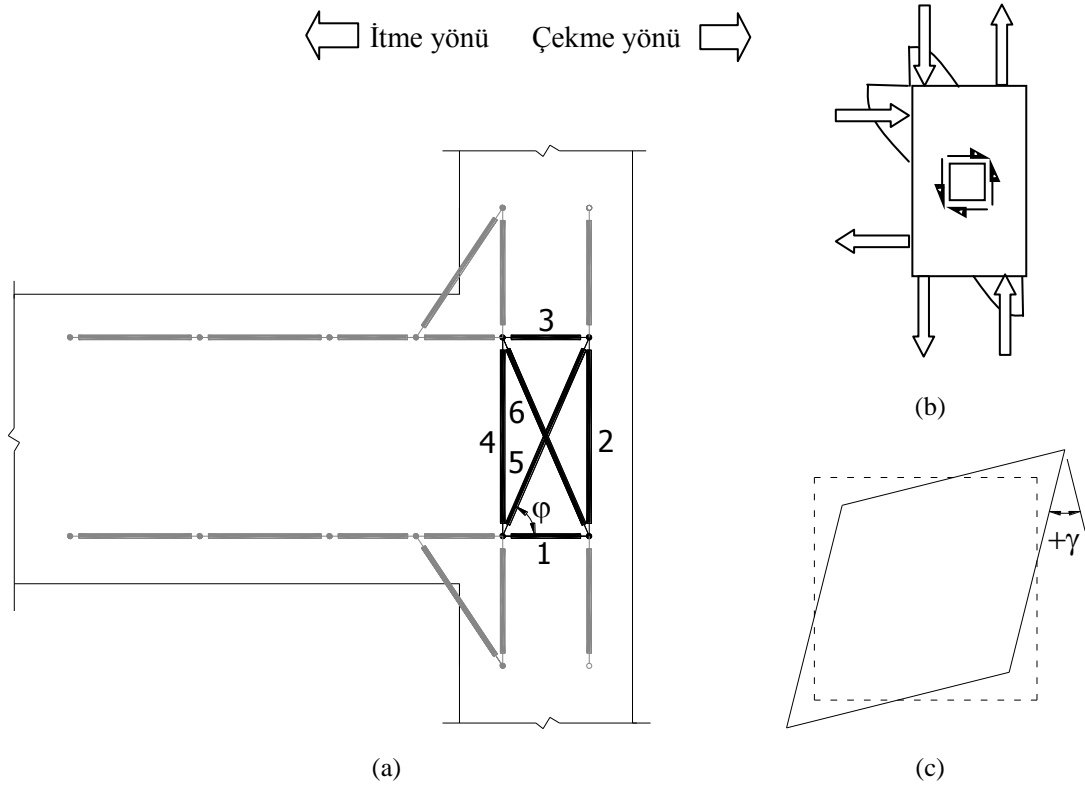
$$(\gamma_{xz})_3 = \frac{\varepsilon_5 - \varepsilon_3 \cos^2 \varphi - \varepsilon_4 \sin^2 \varphi}{\sin \varphi \cos \varphi} \quad (3.5)$$

$$(\gamma_{xz})_4 = \frac{\varepsilon_6 - \varepsilon_3 \cos^2 \varphi - \varepsilon_2 \sin^2 \varphi}{-\sin \varphi \cos \varphi} \quad (3.6)$$

Burada ΔL_i , L_i ve ε_i sırasıyla i nolu yerdeğiştirme ölçer uzunluğundaki değişim, ölçerin ilk uzunluğu ve sonuç birim şekil değiştirme değeridir. Kayma birim şekil değiştirmesi için bulunan dört adet tahmin,

$$\gamma_s = \frac{(\gamma_{xz})_1 + (\gamma_{xz})_2 + (\gamma_{xz})_3 + (\gamma_{xz})_4}{4} \quad (3.7)$$

denklemini içerisinde yerine yazılarak birleşim kayma birim şekil değiştirmesi hesaplanmıştır. İtme yönü için Şekil 3.29.b’de şematik olarak verilen iç kuvvet yönleri dikkate alındığında, kayma birim şekil değiştirmesi için yapılan ve Şekil 3.29.c’de görülen işaret kabulü, yükleme yönü ile uyumlu olmaktadır (itme yönünde yükleme sonucu pozitif kayma birim şekil değiştirmeleri oluşmaktadır).



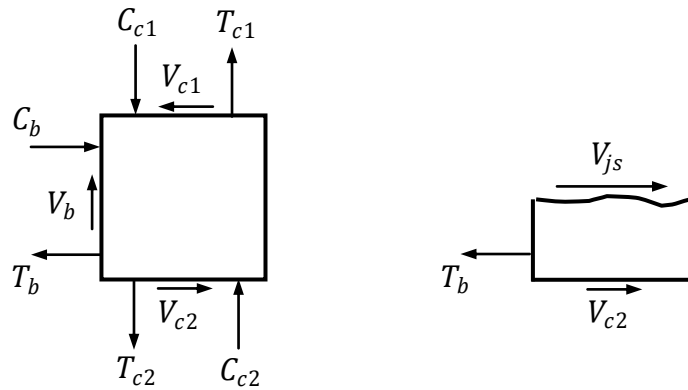
Şekil 3.29 (a) Birleşim üzerindeki yerdeğiştirme ölçerlerin yerleşimi, (b) İtme yönünde birleşime etkileyen iç kuvvetler, (c) Kayma birim şekil değiştirmesi için işaret kabulü.

3.10.3.2 Birleşimin normalize edilmiş yatay kayma gerilmesi hesabı

Birleşimin normalize edilmiş yatay kayma gerilmesi değerleri,

$$\tau_{js} = \frac{V_{js}}{\sqrt{f'_c} b_j h_c} \quad (3.8)$$

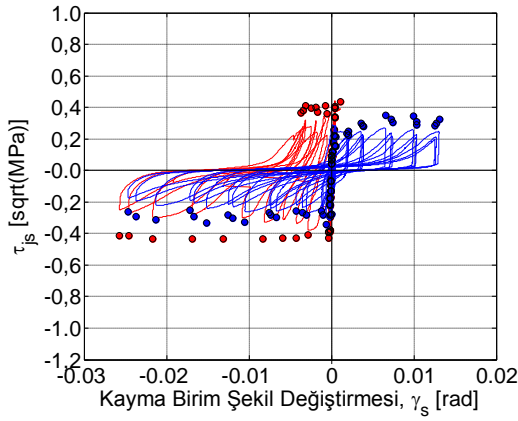
denklemini kullanılarak elde edilmiştir; Burada b_j , ACI-ASCE 352R-02 (2002) raporunda belirtilen birleşimin efektif genişliği, h_c kolonun derinliği, f'_c betonun basınç dayanımı, V_{js} ise birleşime aktarılan kesme kuvvetidir. V_{js} değerinin hesabında, kiriş birleşim arayüzünde kiriş kesitinin çekme bölgesinden Şekil 3.30'da görüldüğü gibi birleşime aktarılan normal kuvvetin (T_b) tahmin edilmesi için iki farklı yöntem kullanılmıştır.



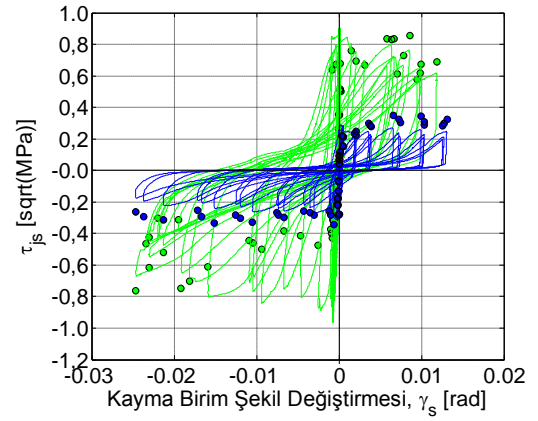
Şekil 3.30 Kiriş kesitinin çekme bölgesinden birleşime aktarılan T_b normal kuvvet ve V_{js} birleşim yatay kesme kuvveti

T_b kuvveti ilk yöntemde, deneyler sırasında ölçülen kiriş ucu kuvvetinin birleşim yüzünde oluşturduğu moment (M_z) kullanılarak ve kiriş kesitinde gelişecek bileşke çekme ve basınç kuvvetleri arasındaki moment kolunun sabit kalacağı ($jd=0,875d$) varsayımı ile ($T_b = M_z / (0,875d)$) hesaplanmaktadır.

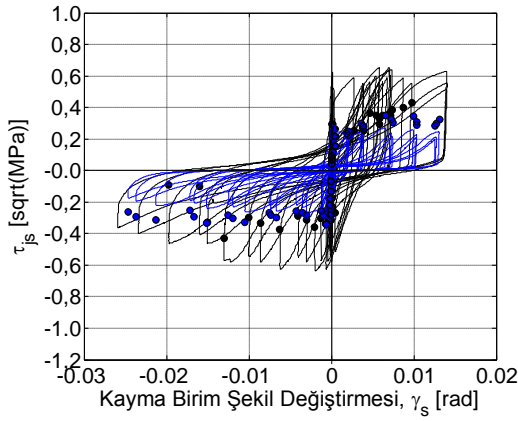
İkinci yöntemde ise T_b kuvveti, kiriş boyuna donatılarına yerleştirilen birim şekil değiştirme ölçerlerden alınan veri kullanılarak kirişin çekme bölgesindeki boyuna donatılarda gelişen toplam çekme kuvveti olarak hesaplanmaktadır.



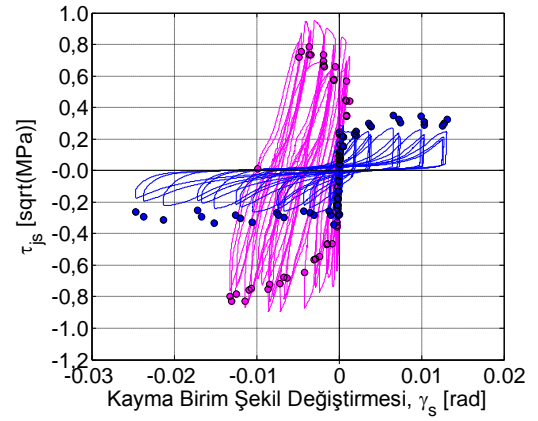
(a) N1 ve N2 numuneleri



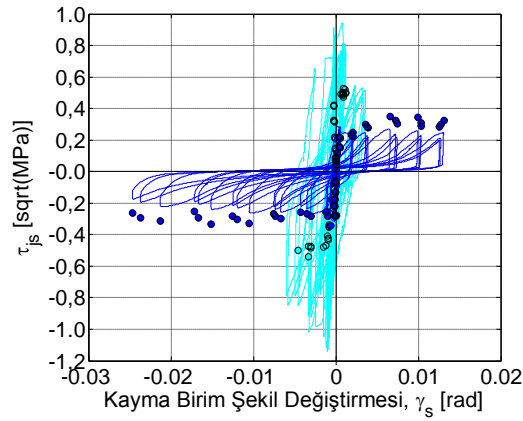
(b) N1 ve N3 numuneleri



(c) N1 ve N4 numuneleri



(d) N1 ve N5 numuneleri



(e) N1 ve N6 numuneleri

Şekil 3.31 Numunelerin birleşim kayma birim şekil değıştirmesi –normalize edilmiş kayma gerilmesi değęerlerinin karşılaştırmalı grafikleri.

Birim şekil değıştirme değęerlerinin kuvvete dönüştürülmesi işleminde ilgili donatının çelik karakteristik değęerleri ve uygun donatı modellenmesi ile OpenSees

(McKenna vd. 2000) sonlu elemanlar yazılımında orantısız çözümleme yapılmıştır. Her bir numune için yukarıda açıklandığı şekilde hesaplanan τ_{js} değerleri ve karşılık gelen birleşim kayma birim şekil değiştirmesi değerlerinin kontrol numunesine göre karşılaştırmalı grafikleri Şekil 3.31’de verilmiştir.

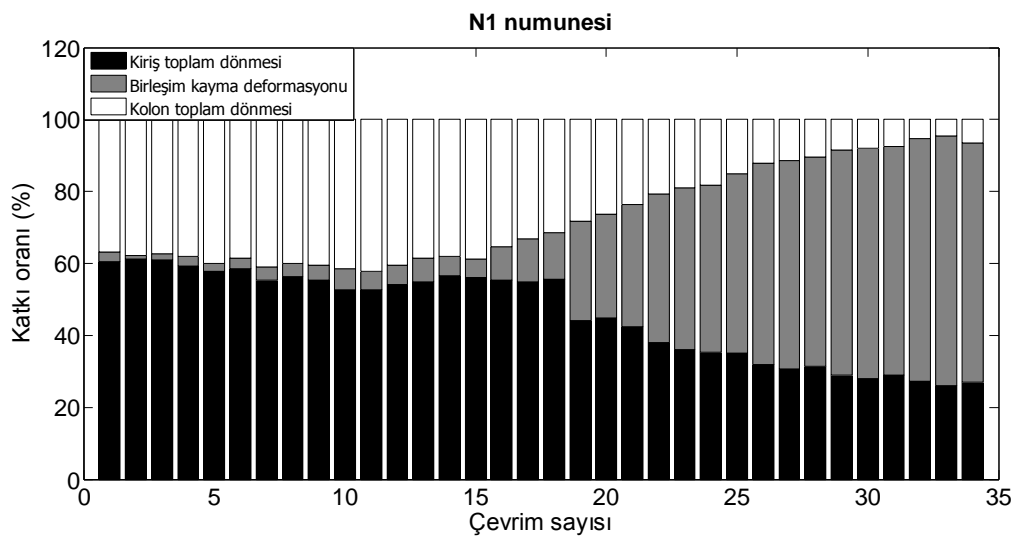
Grafik gösterim sırasında kiriş boyuna donatılarının birim şekil değiştirmesi yoluyla hesaplanan τ_{js} değerleri yalnızca her bir çevrimin itme ve çekme yönlerindeki en yüksek ötelenme değerlerine karşılık gelen (γ_s, τ_{js}) ikilileri olarak yuvarlak işaretlerle verilmiştir.

İyileştirilen numunelerden elde edilen kiriş ucu kesmesi hem kiriş kesitinden birleşime aktarılan hem de iyileştirme amaçlı yerleştirilen kompozit bloklar üzerinden kolon elemanlara aktarılan iç kuvvetler sebebiyle oluşmaktadır. Bu yolla elde edilen T_b değerleri, donatı birim şekil değiştirmeleri üzerinden elde edilen T_b değerlerinden bir miktar farklılık göstermektedir. Bu sebeple sürekli çizgilerle gösterilen τ_{js} değerleri ile yuvarlak işaretli olarak gösterilen değerler arasında da farklar bulunmaktadır.

Ötelenme seviyesi arttıkça pandülün ekseni düşeyle açı yapmakta, bu sebeple pandül üzerindeki aksinel kuvvetin yatay bir bileşeni de oluşmakta ve kiriş ucuna reaksiyon kuvveti olarak etkimektedir. Ötelenme seviyesi ile orantılı artış gösteren bu yatay bileşen hem T_b hem de V_{c2} değerini etkiler. Fakat tüm numunelerin sonuçları incelendiğinde birleşim kesme gerilmesi değerine etkisinin en fazla % 0,54 (% 5,0 öteleme oranında) olduğu hesaplanmıştır. Bu sebeple bu etki hesaplarda göz önüne alınmamıştır.

3.10.4 Tepe Ötelenmesine Katkı

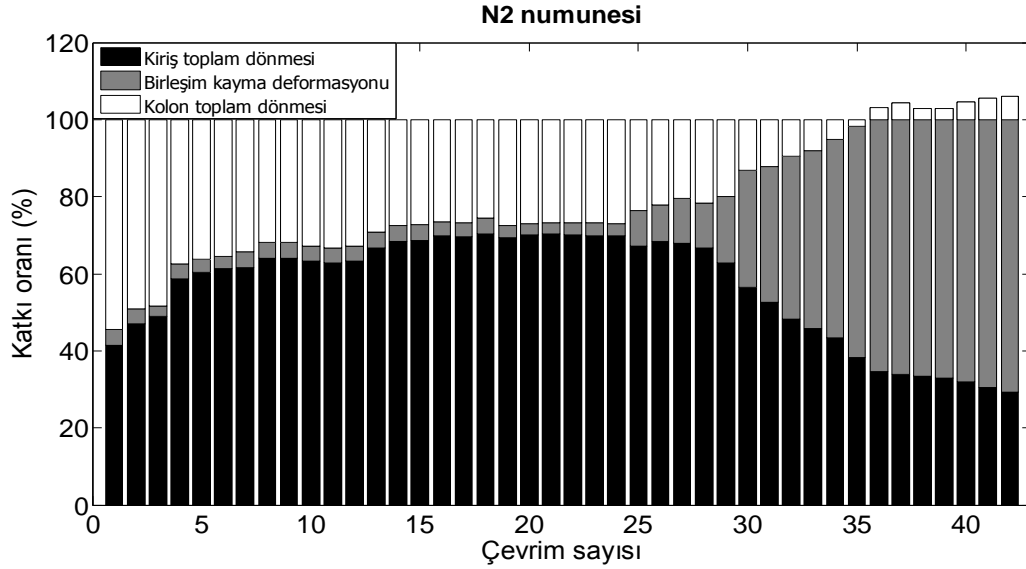
Her bir yükleme çevriminde numuneyi oluşturan alt elemanların (kolon, kiriş ve birleşim) numunenin tepe yerdeğiştirmesine olan katkısının ifade edilmesi hem hasar gözlemlerinin desteklenmesi hem de davranışın çözümlenmesi açısından son derece yararlı olmaktadır. Burada amaç çok detaylı bir çözümlenme değil, iyileştirme öncesi ve sonrası şekil değiştirme karakterinin uygun yaklaşıklıkta belirlenmesidir. Birleşim bölgesine yerleştirilen yerdeğiştirme ölçer ve ipli ölçer verilerinin, detayları EK B’de verilen şekilde çözümlenmesi ile elde edilen tepe ötelenmesine katkı oranlarının grafik gösterimleri EK A’da hem itme hem de çekme yönü için ayrı ayrı verilmiştir. Bu grafiklerin bir kısmında katkı toplamları %100’ü aşmaktadır. Bu durumun sebebi, numunede gelişen plastik şekil değiştirmeler nedeniyle eleman eksenlerinin deney başlangıcındaki konumuna göre itme veya çekme yönünde bir miktar kaymasıdır. İlgili hedef ötelenmenin tam çevrimi için hesap yapıldığında eksen kaymasından kaynaklı bu problem aşılmaktadır. Şekil 3.32 - Şekil 3.37 boyunca her bir tam çevrimdeki hareketi kapsayan katkı oranları görülmektedir. N2 ve N3 numunelerinin tam çevrim için verilen grafiklerindeki ileri ötelenme seviyelerinde gözlenen katkı oranı toplamlarının %100’ü aşması durumu ise formülasyonların çıkarılması sırasında yapılan geometrik kabullerin ileri ötelenme seviyelerinde sınırına ulaşılmasından kaynaklanmaktadır.



Şekil 3.32. N1 numunesinde alt bileşen şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranı.

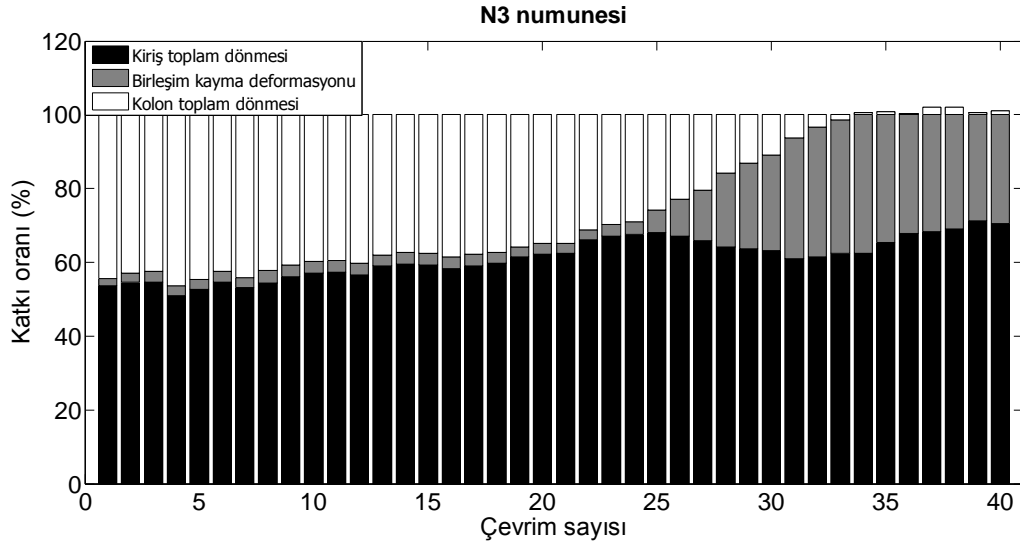
N1 numune deneyinin ilk çevriminde kolon ve kiriş elemanlardaki dönmelerin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 37 ve % 61 oranında gerçekleşmiştir. Birleşimin ilk kesme hasarı % 0,5 ötelenme seviyesinde 16. çevrimin itme yönünde ve % 0,75 ötelenme seviyesinde 19. çevrimin çekme yönünde görülmüştür. Birleşimin tepe ötelenmesine katkısının bu çevrimlerle beraber artışa geçtiği Şekil 3.32'de de görülmektedir. % 0,5 tepe ötelenme oranı ile beraber etkisini artıran birleşim hasarı sebebiyle deney sonunda birleşim şekil değiştirmesinin tepe ötelenmesine katkısı % 66 olarak belirlenmiştir.

N2 numune deneyinin ilk çevriminde kolon ve kiriş elemanlardaki dönmelerin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 54 ve % 41 oranında gerçekleşmiştir. Kirişin katkısı, % 0,15 ötelenme seviyesindeki 4. çevrimin itme yönünde kirişte gelişen ilk eğilme çatlağından 25. çevrimde ulaşılan % 1,4 ötelenmeye kadar hasar yoğunluğuna bağlı olarak artmıştır. Birleşimin ilk kesme hasarı % 1,0 ötelenme oranında görülmesine rağmen birleşim kayma donatısı sayesinde bu ötelenme oranında çatlak genişlikleri kılcal düzeyde kalmıştır. Bu sebeple birleşimin tepe ötelenmesine katkısı % 1,4 ve % 1,75 ötelenme oranlarında ulaşılan yaklaşık 0,3 mm ve 1,0 mm çatlak genişlikleri sebebiyle 25. ve 30. çevrimlerden itibaren yoğunlaşmıştır. Birleşimin tepe ötelenmesine katkısının bu çevrimlerle beraber artışa geçtiği Şekil 3.33'de de görülmektedir. Birleşimin tepe ötelenmesine katkısı % 1,4 ötelenmede % 9, deney sonunda yaklaşık % 71 olarak belirlenmiştir.



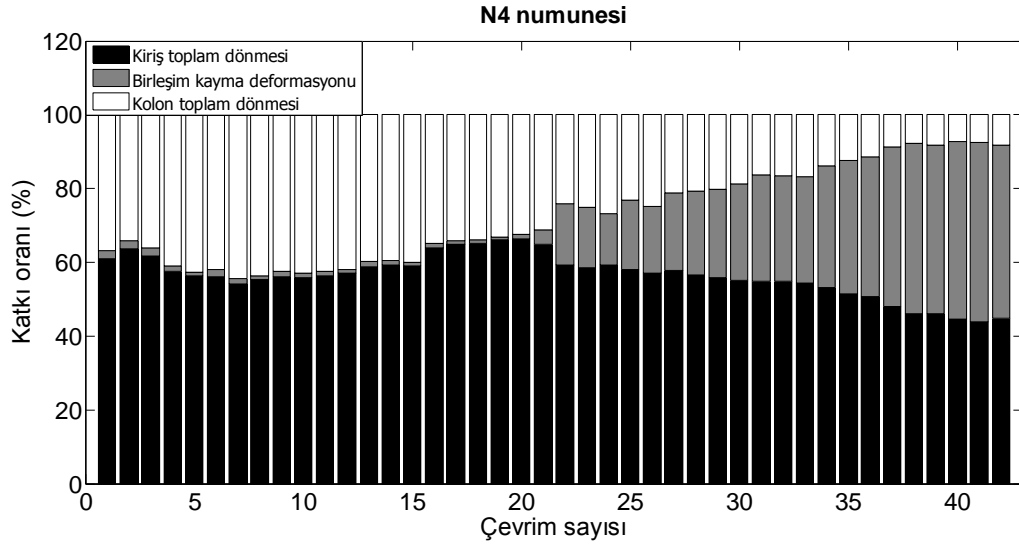
Şekil 3.33. N2 numunesinde alt bileşen şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranı.

N3 numune deneyinin ilk çevriminde kolon ve kiriş elemanlardaki dönmelerin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 44 ve % 54 oranında gerçekleşmiştir. Kirişin katkısı, % 0,15 ötelenme seviyesindeki ilk çevrimin itme yönünde kirişte gelişen ilk eğilme çatlğından 25. çevrimde ulaşılan % 1,75 ötelenmeye kadar hasar yoğunluğuna bağlı olarak artmıştır. İtme yönünde % 1,4 ötelenme oranında oluşan birleşim kesme hasarı kılcal düzeyde kaldığından kirişte gelişen daha yoğun hasar sebebiyle birleşim çatlğının tepe ötelenmesine etkisi kirişin katkısından daha az olmuştur. 25. çevrimde % 1,75 ötelenmede çekme yönünde görülen birleşim hasarı ile birlikte birleşimin etkisi Şekil 3.34'de de görüldüğü gibi artmaya başlamış ve % 2,75 ötelenme oranında % 38 katkı oranı ile en yüksek değerine ulaşmıştır. Kirişin katkısı 34. çevrimde ulaşılan % 2,75 ötelenmeden sonra tekrar artışa geçmiş ve deney sonunda kirişin ve birleşimin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 71 ve % 29 olarak belirlenmiştir.



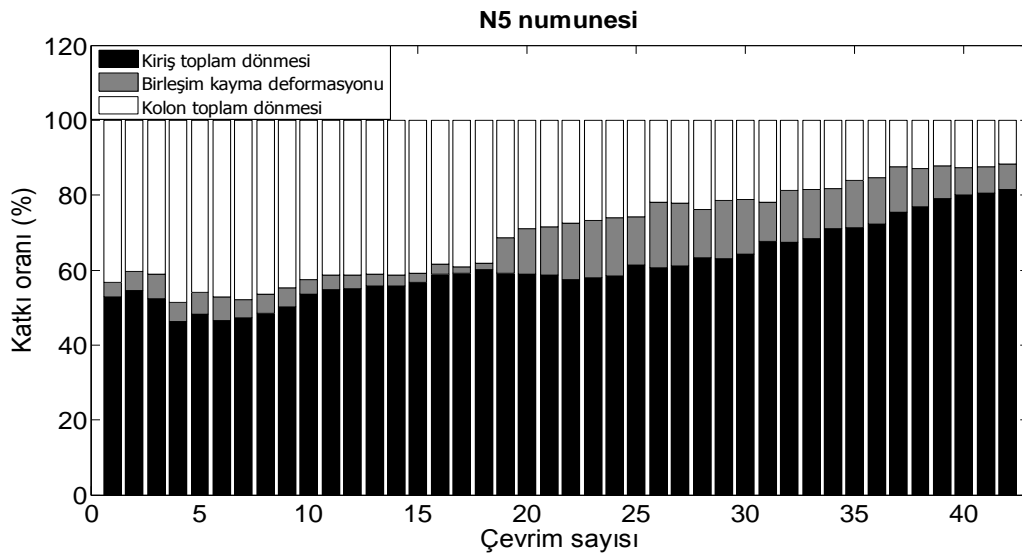
Şekil 3.34. N3 numunesinde alt bileşen şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranı.

N4 numune deneyinin ilk çevriminde kolon ve kiriş elemanlardaki dönmelerin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 37 ve % 61 oranında gerçekleşmiştir. Kirişin katkısı % 0,15 ötelenme seviyesindeki 4. çevrimin itme yönünde kirişte gelişen ilk eğilme çatlağından, % 0,75 ötelenme seviyesine kadar hasar yoğunluğuna bağlı olarak artmıştır. % 0,75 ötelenme seviyesindeki son iki çevrim olan 20. ve 21. çevrimlerde görülen itme ve çekme yönlerindeki birleşim hasarı ile birlikte birleşimin katkısı Şekil 3.35’de de görüldüğü gibi artmaya başlamıştır. % 1,0 ötelenme seviyesinde köşe bloklarda gelişen kılcal çatlaklar ile birlikte birleşimin katkısı ani olarak yükselmiş, deney sonunda % 47 ile en yüksek değerine ulaşmıştır. Deney sonunda kolon ve kiriş elemanların tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 8 ve % 45 olarak belirlenmiştir.



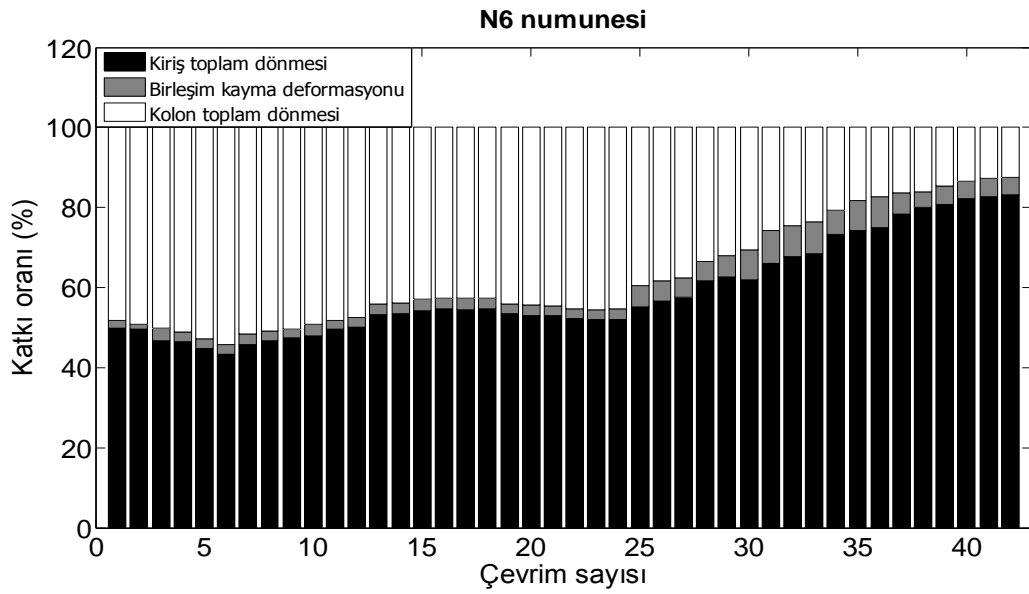
Şekil 3.35. N4 numunesinde alt bileşen şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranı.

N5 numune deneyinin ilk çevriminde kolon ve kiriş elemanlardaki dönmelerin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 43 ve % 53 oranında gerçekleşmiştir. Kirişin katkısı, itme yönünde kirişte gelişen ilk eğilme çatlağından % 0,75 ötelenme seviyesindeki 19. çevrime kadar hasar yoğunluğuna bağlı olarak artmıştır. % 0,75 ötelenme seviyesinde itme ve çekme yönlerindeki birleşim hasarı ile birlikte birleşimin katkısı % 10'a ulaşmıştır.



Şekil 3.36. N5 numunesinde alt bileşen şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranı.

Bu seviyeden, % 1,4 ötelenme seviyesindeki 26. çevrime kadar artarak % 18'lik en yüksek değerine varmıştır. Bu durum Şekil 3.36'da da izlenebilmektedir. Bu seviyeden itibaren etkinliği tekrar artan kiriş eğilmesi sebebiyle kirişin katkısı deney sonuna kadar gelişmiş ve davranışa yön vermiştir. Deney sonunda kolon ve kiriş elemanlardaki dönmenin ve birleşimdeki şekil değiştirmenin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 12, % 82 ve % 6 olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.37. N6 numunesinde alt bileşen şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranı.

N6 numune deneyinin ilk çevriminde kolon ve kiriş elemanlardaki dönmelerin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 48 ve % 50 oranında gerçekleşmiştir. Kirişin katkısı, % 0,20 ötelenme seviyesindeki 7. çevrimin itme ve çekme yönünde kirişte gelişen eğilme çatlaklarından % 0,75 ötelenme seviyesindeki 19. çevrime kadar hasar yoğunluğuna bağlı olarak artmıştır. % 0,75 ötelenmede üst ve alt kolon-birleşim arayüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuş ve kolon eğilmesinin tepe ötelenmesine katkısı bir miktar artmıştır. % 1,4 ötelenme seviyesindeki 25. çevrimde itme ve çekme yönlerindeki kılcal düzeyde birleşim hasarı ile birlikte birleşimin katkısı % 5'e ulaşmıştır. Bu seviyeden, % 2,2 ötelenme seviyesindeki 31. çevrime kadar artarak % 8'lik en yüksek değerine varmıştır. Bu durum Şekil 3.37'de de izlenebilmektedir. Bu seviyeden itibaren etkinliği tekrar artan kiriş eğilmesi ve kılcal düzeyde seyreden birleşim hasarı sebebiyle kirişin katkısı deney sonuna kadar gelişmiş ve davranışa yön vermiştir. Deney sonunda kolon ve kiriş elemanlardaki

dönmenin ve birleşimdeki şekil değiştirmenin tepe ötelenmesine katkısı sırasıyla % 13, % 4 ve % 83 olarak belirlenmiştir.

Her bir numunenin, deney süresince birleşimindeki şekil değiştirmeden ve kırıltaki dönmeden kaynaklı tepe ötelenmesine yaptığı katkıların toplam ötelenmeye oranı karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 3.38 ve Şekil 3.39'da verilmiştir.

N1 kontrol numunesinin birleşiminde kesme hasarının ilk gerçekleştiği % 0,5 ötelenme seviyesinde yaklaşık % 10 olarak başlayan tepe ötelenmesine katkı miktarı hızla artarak % 2,2 ötelenmede yaklaşık % 65 ve % 3,5 ötelenmede yaklaşık % 75'e ulaşmış ve davranışa yön veren unsur olmuştur.

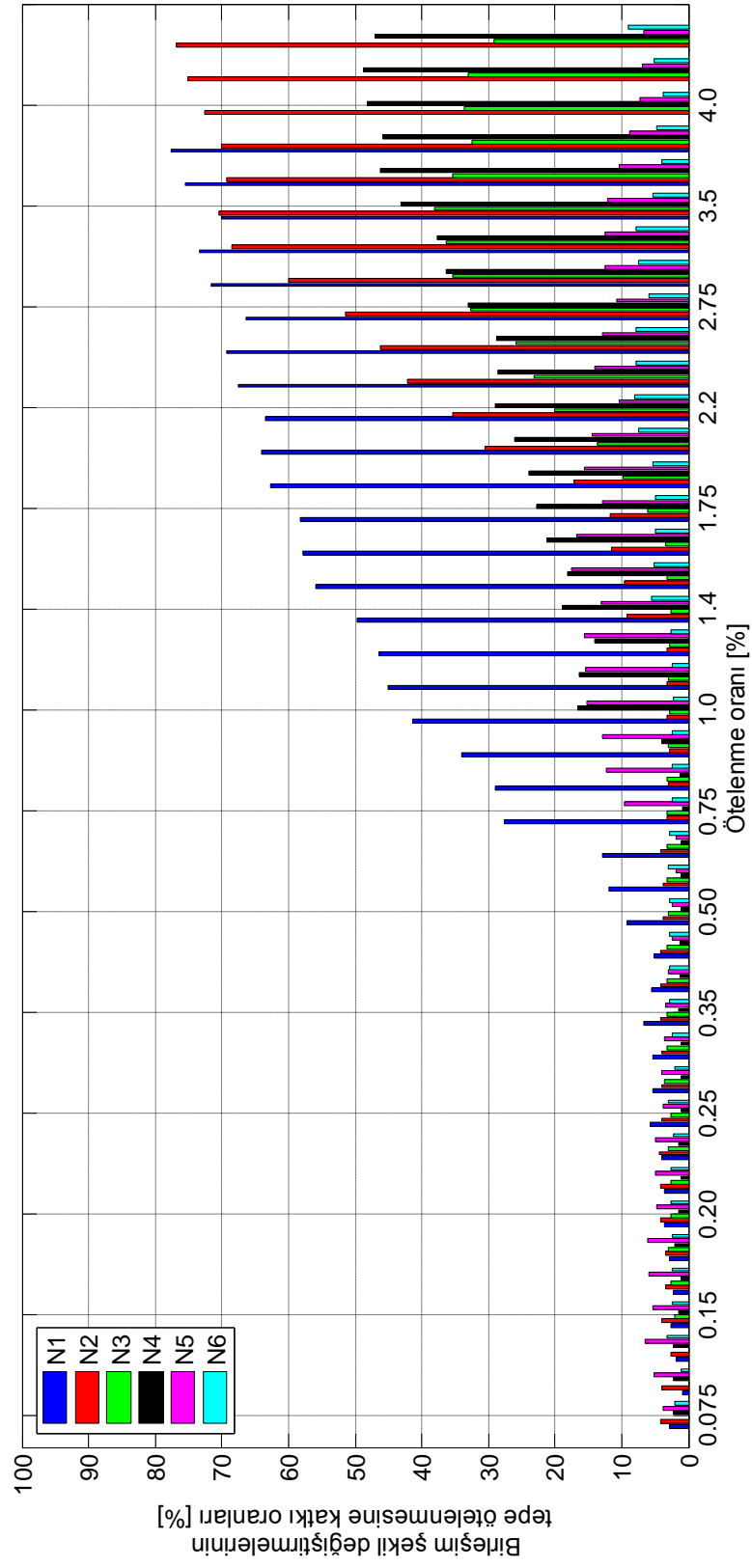
N2 kontrol numunesindeki birleşim kayma donatısı, birleşimin hasarını % 1,4 ötelenme seviyesine kadar erteleyebilmiş, hasarın gerçekleştiği bu ötelenme seviyesinde yaklaşık % 10 olan katkı miktarı ilerleyen ötelenmeyle beraber hızlı şekilde artarak % 2,2 ötelenmede % 40 ve % 3,5 ötelenmede yaklaşık % 70'e ulaşmış ve davranışa yön veren unsur olmuştur.

N3 numunesine uygulanan iyileştirme, birleşim kesme hasarını % 1,4 ötelenme seviyesine kadar erteleyebilmiş, hasarın gerçekleştiği bu ötelenme seviyesinde yaklaşık % 3 olan katkı miktarı % 1,75 ötelenmede yaklaşık % 10, % 2,2 ötelenmede yaklaşık % 23 seviyesinde seyretmiş, % 3,5 ötelenmede ise en yüksek değeri olan % 38'e ulaşmıştır. Fakat bu seviyeden sonra etkisi azalmış ve görünen hasar modu kırılt eğilmesi olarak şekillenmiştir.

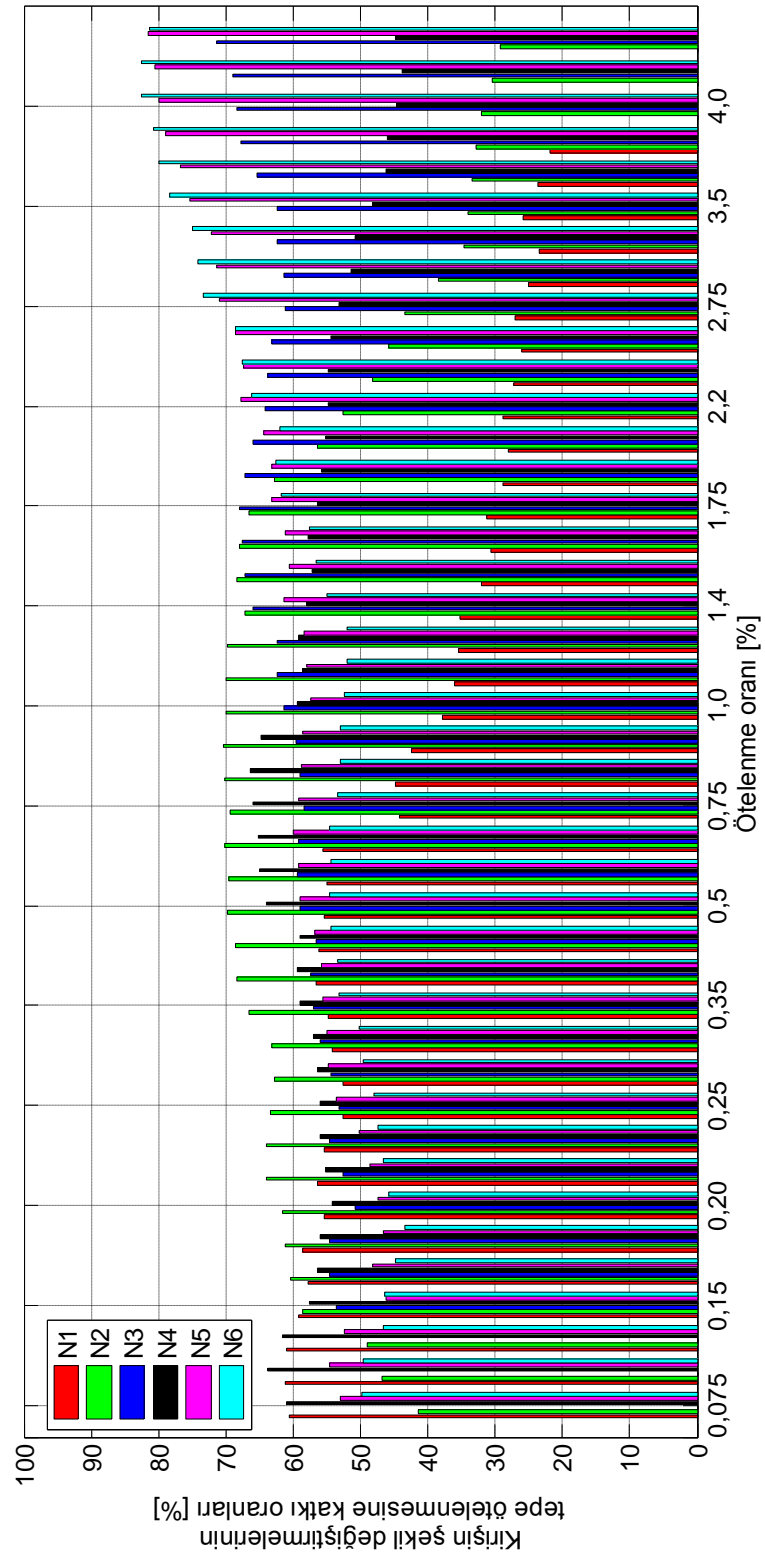
N4 numunesine uygulanan iyileştirme, birleşim kesme hasarını % 0,75 ötelenme seviyesine kadar erteleyebilmiş, hasarın gerçekleştiği bu ötelenme seviyesinde yaklaşık % 3 olan katkı miktarı % 1,0 ötelenmede yaklaşık % 15, % 2,2 ötelenmede yaklaşık % 30 seviyesinde seyretmiş, % 3,5 ötelenmede ise % 45'e ulaşmış ve etkinliğini kaybetmeye başlamıştır. Görünen hasar modu kırılt eğilmesidir.

N5 numunesine uygulanan iyileştirme, birleşim kesme hasarını % 0,75 ötelenme seviyesine kadar erteleyebilmiştir. Hasarın gerçekleştiği bu ötelenme seviyesinde yaklaşık % 10 olan katkı miktarı % 1,0 ötelenmede yaklaşık % 15, % 2,2 ötelenmede yaklaşık % 13 seviyesinde seyretmiş, % 3,5 ötelenmede ise yaklaşık % 10'e inmiş ve deney sonuna kadar etkinliğini kaybetmeye devam etmiştir. % 1,4'den itibaren her hedef ötelemenin ilk ve sonraki çevrimlerinde görülen sıçramalar köşe blokların hasarının ilerlemesi ile ilişkilidir. Deney sonunda görünen hasar modu giriş eğilmesi olarak belirlenmiştir.

N6 numunesine uygulanan iyileştirme, birleşim kesme hasarını % 1,4 ötelenme seviyesine kadar erteleyebilmiştir. Hasarın gerçekleştiği bu ötelenme seviyesinde yaklaşık % 5 olan katkı miktarı deney sonuna kadar % 10'un üzerine çıkmamıştır. Deney sonunda görünen hasar modu giriş eğilmesi olarak belirlenmiştir.



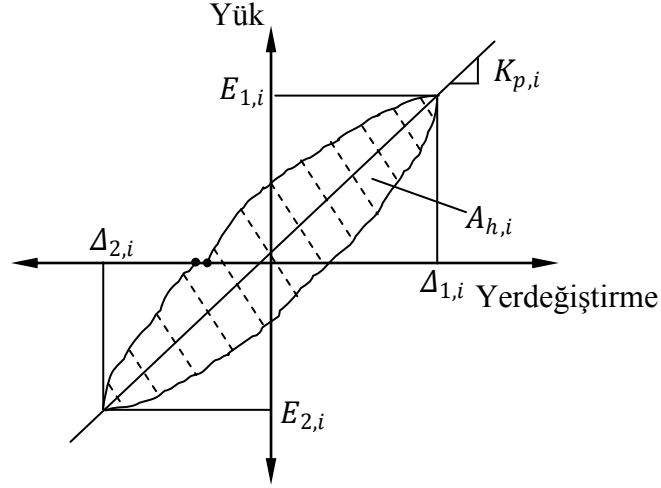
Şekil 3.38 Birleşim şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranları



Şekil 3.39 Kirişin şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkı oranları

3.10.5 Rijitlik Azalması

Tersinir tekrarlı yükleme altında test edilen numunelerin davranışlarının rijitlik azalması açısından değerlendirilmesi için *tepeden tepeye rijitlik* yöntemi kullanılmıştır.



Şekil 3.40. *Tepeden tepeye rijitlik ve enerji tüketiminin hesabı.*

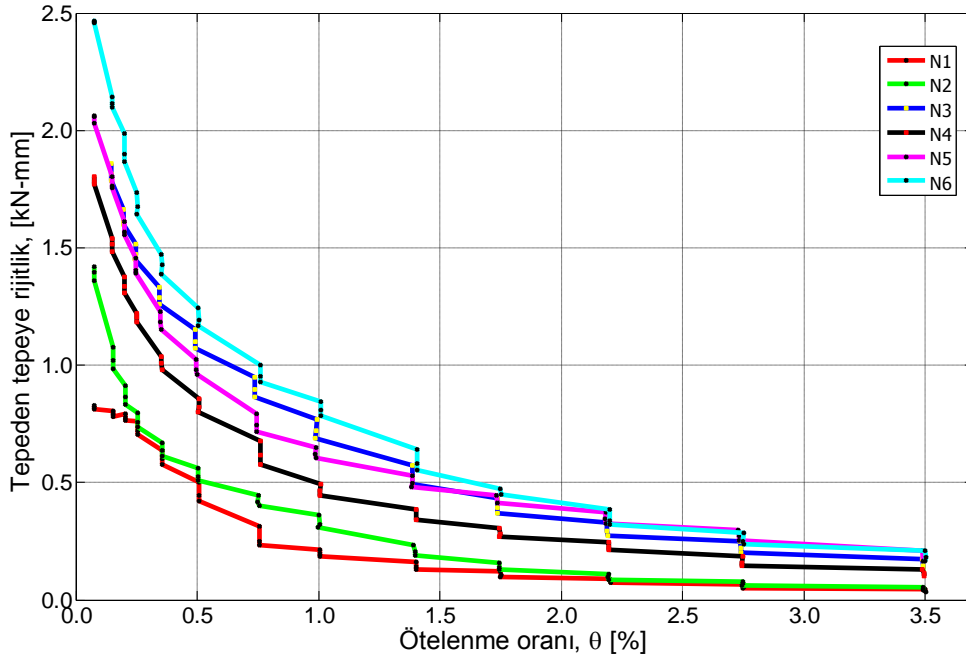
Şekil 3.40’da gösterildiği gibi bir yükleme çevriminde itme ve çekme yönlerinde ulaşılan tepe noktalarını birleştiren doğrunun eğimi olarak bilinen *tepeden tepeye rijitlik* değerleri,

$$K_{p,i} = \frac{E_{1,i} + E_{2,i}}{\Delta_{1,i} + \Delta_{2,i}} \quad (3.9)$$

denklemini kullanılarak hesaplanmıştır. Burada $A_{h,i}$, $E_{1,i}$, $E_{2,i}$, $\Delta_{1,i}$ ve $\Delta_{2,i}$ değerleri sırasıyla i nolu çevrimdeki kapalı eğrinin alanı, itme ve çekme yönlerindeki mutlak değerce en büyük tepe yükleri ve tepe ötelenmeleridir.

Bulunan rijitlik değerlerinin tepe ötelenmesine göre değişimi, Şekil 3.41’de tüm numuneler için verilmiştir. Grafikte verilen rijitlik değerleri üçer tam çevrim olarak uygulanan hedef ötelenmeler sonucu deneysel olarak elde edilen tepe yükü-tepe ötelenmesinin tüm çevrimleri üzerinden hesaplanmıştır. Artan tepe ötelenmeleri

sonucu numunelerde gelişen eğilme ve kesme çatlakları, donatı aderans kaybı veya sıyrılması, ankraj çubuklarında gelişen aderans kaybı, kompozit elemanlarda gelişen hasar vb. sebeplerle rijitlik değerleri azalma göstermektedir. Aynı hedef ötelenmenin tekrarlayan çevrimlerinde rijitlik değerleri bir miktar azalmaktadır.



Şekil 3.41. Tüm numunelerin deney süresince yanal rijitliğindeki değişim.

Şekilden görüldüğü gibi birleşiminde kayma donatısı bulunmayan N1 kontrol numunesi gevrek kırılma sergilemiş ve tüm numunelerin eğrileri arasında alt sınırı oluşturmuştur. Bütün numuneler genelde % 0,15 - % 0,25 ötelenme seviyelerinde gelişen kılcal düzeyde ilk eğilme çatlakları ile beraber ciddi şekilde rijitlik kaybetmiştir. N1 numunesinde birleşim şekil değiştirmesinin tepe ötelenmesine katkısı özellikle % 0,25 ötelenme sevisinden başlayarak artış göstermiş ve bu numunenin rijitlik azalması karakterini de diğer numunelerden farklı kılmıştır. N1 numunesinde % 0,5 ve % 0,75 ötelenme seviyelerinde gelişen birleşim hasarının etkileri ilgili ötelenmelerin tekrarlayan çevrimlerinde görülmektedir.

Uygulanan iyileştirmelerin etkinliğine bağlı olarak N3, N4, N5 ve N6 numunelerinin başlangıç rijitliklerinde N1 numunesine göre sırasıyla %118, %118, %149 ve %202 artış sağlanmıştır. Bu numunelerin % 1,75 ötelenme seviyesindeki

rijitlikleri N1 numunesine göre sırasıyla %277, %177, %311 ve %344 daha yüksektir.

Tablo 3.4’de numunelerin başlangıç yanal rijitliği (K_b), ulaşılan en yüksek tepe yükü (E_{maks}) ve karşılık gelen tepe ötelenme oranı ($\theta_{E_{maks}}$) ile bu ötelenme seviyesindeki yanal rijitlik değeri ($K_{E_{maks}}$) görülmektedir. Tabloda ayrıca en yüksek yüke ulaşıldığı andaki rezerv rijitlik değeri ve başlangıç rijitliğine oranı da verilmiştir. N1 numunesinde bu oranın yüksek olması numunenin belirli bir bölgesine sıkışan gevrek göçmeye işaret etmektedir. Yaygın hasar oluşumunda ve sünek davranışta yanal rijitliğin artan ötelenme ile yumuşak bir azalım sergilemesi ve numuneyi oluşturan alt elemanların birlikte yumuşaması beklenir. N5 numunesinde $\theta_{E_{maks}}$ değerinde ulaşılan rezerv rijitlik oranı ve numunede gözlenen hasar bu anlamda örtüşmektedir.

Tablo 3.4. Yanal rijitlik değerlerinin özeti

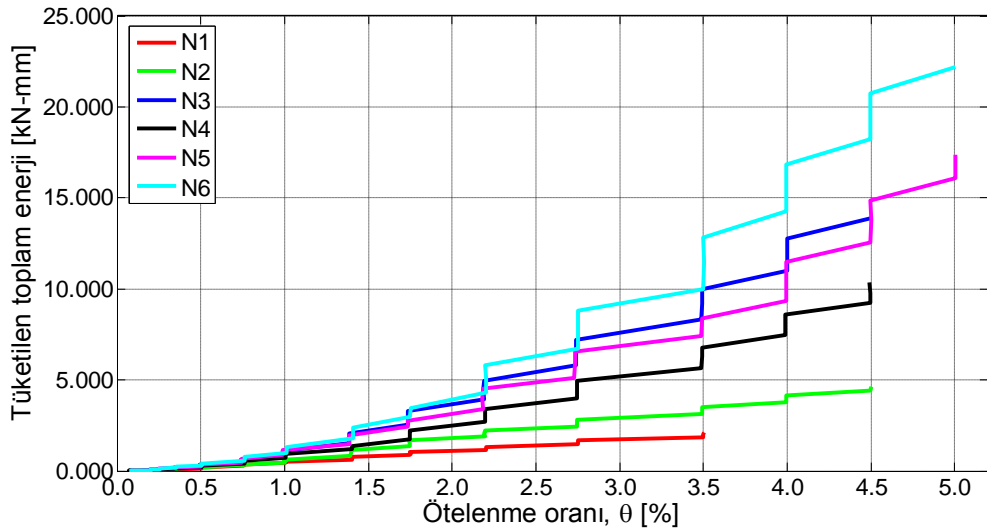
Numune	K_b [kN/mm]	E_{maks} [kN]	$\theta_{E_{maks}}$ [%]	$K_{E_{maks}}$ [kN/mm]	$\left(\frac{K_{E_{maks}}}{K_b}\right)$ [%]
N1	0,81	6,20	0,50	0,42	52
N2	1,36	9,00	1,00	0,31	23
N3	1,78	18,70	1,40	0,49	28
N4	1,77	13,00	2,20	0,21	12
N5	2,03	19,10	2,20	0,33	16
N6	2,46	22,30	1,40	0,55	23

3.10.6 Enerji Tüketimi

3.10.6.1 Birikimli Enerji Tüketimi

Tersinir tekrarlı yükleme altında test edilen numunelerin davranışlarının enerji tüketimi açısından değerlendirilmesi için numunelerin “birikimli enerji tüketimi” değerleri hesaplanmıştır. Tüketilen enerji, Şekil 3.40’da gösterildiği gibi bir yükleme çevriminde itme ve çekme yönlerinde ulaşılan tepe noktaları arasında kalan kapalı eğrinin alanı olarak hesaplanmaktadır.

Test edilen tüm numunelerin enerji tüketimi-tepe ötelenme oranı ilişkisi Şekil 3.42’de verilmiştir. Grafikte görülen değerler üçer tam çevrim olarak uygulanan tepe yerdeğiştirmeleri sonucu deneysel olarak elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisinin ayrılaştırılan her bir çevriminde tüketilen enerjinin birikimli değerlerini göstermektedir. Eğrilerdeki sıçramalar aynı ötelenme hedefinde gerçekleşen üç çevrimin eklenik etkisidir. Ötelenme hedeflerini birbirine bağlayan doğrusal çizgiler görselliği artırmak için konulmuştur. Şekil 3.42’den görüldüğü gibi N1 kontrol numunesi diğer numuneler arasında enerji tüketimi açısından alt sınırı oluşturmaktadır. Birleşiminde kayma donatısı bulunan N2 kontrol numunesi de iyileştirilen numuneler göz önüne alındığında N1 numunesine benzer davranmıştır.



Şekil 3.42. Numunelerin deney süresince enerji tüketimi.

Tablo 3.5. Numunelerin belirli ötelenmelerdeki enerji tüketimlerinin kontrol numunesine oranı

Numune	Tüketilen enerji [kN.mm]				N1 numunesine göre artış [%]			
	%1,00	%1,75	%2,20	%3,50	%1,00	%1,75	%2,20	%3,50
N1	524	1024	1323	2090	-	-	-	-
N2	623	1668	2210	3518	19	63	67	68
N3	1120	3293	4969	9996	114	222	276	378
N4	947	2246	3384	6793	81	119	156	225
N5	1145	2767	4497	8356	119	170	240	300
N6	1300	3429	5821	12840	148	235	340	514

Birleşimine yakın ankrajlanan kompozit bloklar ve birleşimin içerisinde geçen ankraj grubu sayesinde diğer numuneler arasında en düşük birleşim kayma birim şekil değiştirmeleri N6 numunesinde gözlenmiş ve artan tepe yerdeğiştirmeleri boyunca diğer numunelere göre en yüksek enerji tüketimi bu numunede gerçekleşmiştir (Şekil 3.42).

Yüksek ötelenmeli çevrimlerde tepe yükü değerleri arttığından eğriler arasındaki fark hızlı bir şekilde açılmaktadır. Eğrilerin kıyaslanabilmesi için hesaplanan enerji değerlerinin normalize edilmesi tercih edilen bir yöntemdir. Böyle bir inceleme bir sonraki bölümde verilmiştir.

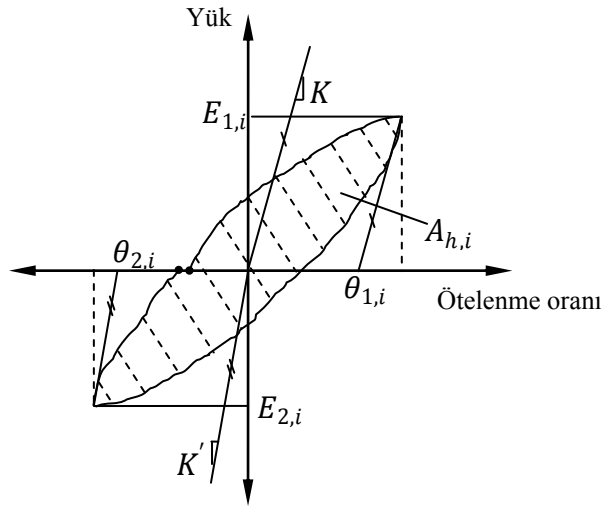
3.10.6.2 Göreli Enerji Tüketim Oranı

Görelî enerji tüketim oranı olarak adlandırılan bir başka enerji tüketimi ölçüsünde Şekil 3.43’de tariflenen enerji tüketimi değeri, ilgili çevrim için hesaplanan ideal enerji tüketimi değerine oranlanır (ACI T1.1-01). Tersinir tekrarlı yükler altında test edilen çerçeve türü numunelerin enerji tüketim performanslarının kıyaslanması için,

$$\beta_i = \frac{A_{h,i}}{(E_{1,i}+E_{2,i})(\theta_{1,i}+\theta_{2,i})} \quad (3.10)$$

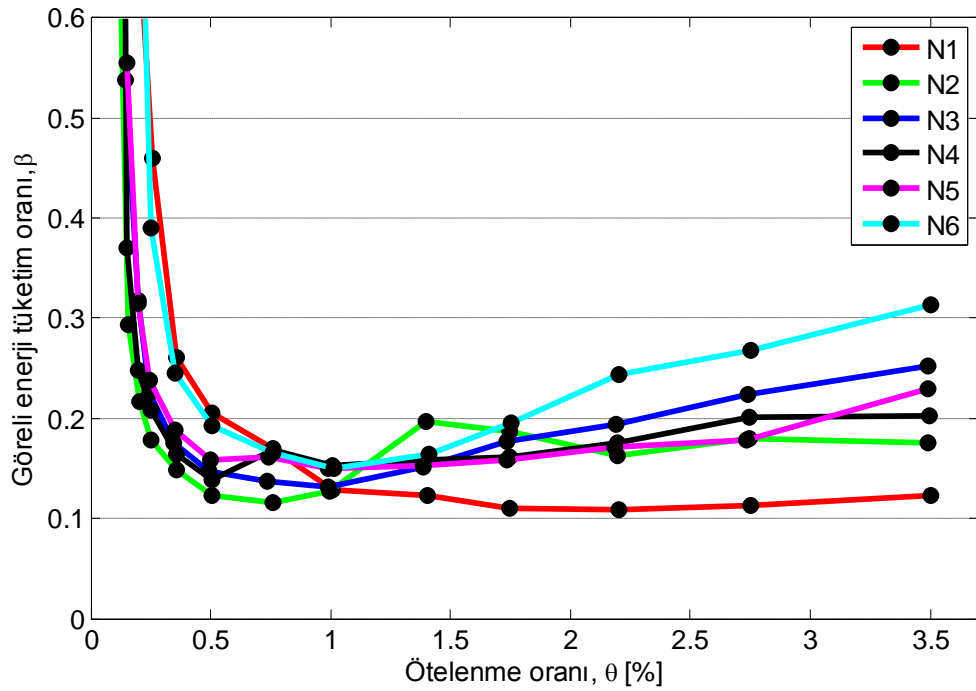
denklemleri yardımıyla hesaplanan göreli enerji tüketim oranının (β_i), tepe ötelenmesi ile değişim grafiği kullanılmıştır. Burada $A_{h,i}$, $E_{1,i}$, $E_{2,i}$, $\theta_{1,i}$ ve $\theta_{2,i}$ değerleri sırasıyla i nolu hedef ötelenmenin üçüncü çevrimdeki kapalı eğrinin alanı (Şekil 3.43), itme (1 nolu indis) ve çekme (2 nolu indis) yönlerindeki mutlak değerce en büyük tepe yükleri ve kalıcı (rezidüel) tepe ötelenme oranlarıdır.

Yüklemenin ilk çevrimlerinde numune henüz elastik bölgede iken azalma eğilimi gösteren β_i değerleri gelişen çatlaklarla ve tüketilen enerji ile birlikte tekrar yükselişe geçmektedir. Test edilen numuneler için Şekil 3.44’de verilen eğriler de bu davranışı göstermiştir. Moment çerçevelerinin yapısal testleri için kabul kriterleri öneren ACI T1.1-01 (2001) raporunda, test edilen numunelerin $\pm\%3.5$ ötelenme



Şekil 3.43. Görel enerji tüketim oranının hesabı.

oranı için hesaplanacak görel enerji tüketim oranının 0.125'den az olmasının sönümün yetersiz olmasına işaret edebileceği belirtilmektedir. Eğriler ayrıca, enerji tüketim değerlerinin normalize edilmesi ile elde edildiğinden, farklı yatay yük kapasitesine sahip numunelerin enerji tüketim performanslarının görel olarak kıyaslanmasını mümkün kılmaktadır. Artan ötelenmeler boyunca β_i değerlerindeki artış şişmanlayan histeretik eğrilerden kaynaklanmaktadır.



Şekil 3.44. Numunelerin görel enerji tüketim oranları.

BÖLÜM DÖRT

SAYISAL MODEL ÇALIŞMALARI

4.1 Giriş

Pilot numunelerin doğrusal olmayan statik analizi OpenSees (McKenna vd. 2000) sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu yazılımın öne çıkan özellikleri kurulan modele statik ve yerdeğiştirme kontrollü yüklemelerin aynı anda uygulanabilmesi ve kolon-kiriş birleşimlerinin tanımlanabilmesi için özel olarak geliştirilmiş araçlara (çevrim sıkışması ve donatı sıyrılması malzemesi) sahip olmasıdır. N1p (iyileştirilmemiş pilot numune) ve N3p (iyileştirilmiş pilot numune), malzeme, geometri ve mesnet şartları göz önünde bulundurularak modellenmiş ve fiziksel numunelere deney sırasında kolon tepesinden uygulanan sabit eksenel yük ve tersinir tekrarlı yatay yükleme ile aynı koşullar altında çözümlenmiştir. Ayrıca kolon ve kiriş eleman özellikleri numunelerle aynı olan fakat birleşimi rijit davranacak sayısal bir modelin de çözümlenmesi yapılmıştır. N1p ve N3p numunelerinin deneylerinden elde edilen tepe yükü-tepe yerdeğiştirmesi grafikleri, kurulan sayısal modellerin sonuçları ile karşılaştırılmış ve Bölüm 4.4’de verilmiştir.

Deney numunesinin davranışını etkileyen malzeme, kesit boyutları ve özellikleri, eleman boyutları, mesnet şartları, yükleme tipi vb. karakteristikleri ve bu her bir karakteristikle bağlantılı kabul ve modelleri (malzeme modelleri, kesit modeli vb.) aynı anda kurulan sayısal model içerisine yerleştirebilmek için çok sayıda değişkenin tanımlanması (veya tahmin edilmesi) gerekmektedir. Bu değişkenlerin bir kısmı fiziksel değer, bir kısmı ise deneysel olarak bulunan katsayılardır.

4.2 Malzeme Modelleri

4.2.1 Beton

Benzetimi yapılan pilot birleşim numunelerinin deney günü test edilen beton numunelerinin silindir basınç dayanımları ortalaması $f'_c = 10 \text{ MPa}$ olarak

bulunmuştur. Bu basınç dayanımına karşılık gelen beton elastisite modülü ACI 318R-08'de tariflenen şekilde;

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad (4.1)$$

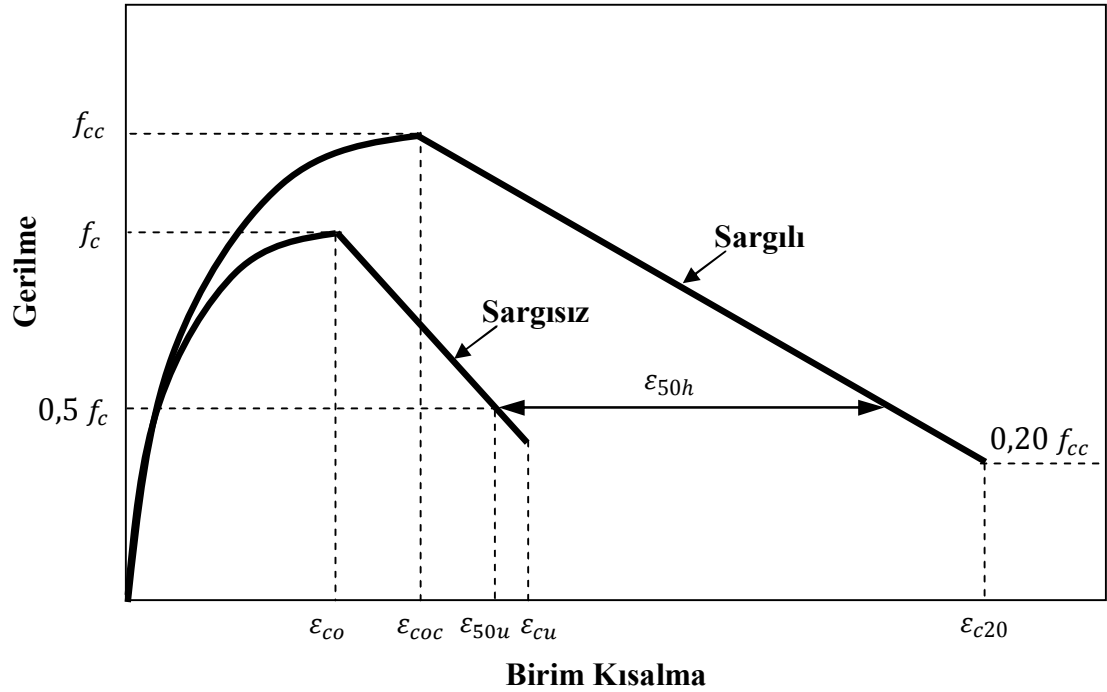
formülü ile $E_c = 14863 \text{ MPa}$ olarak hesaplanmıştır. Betonun maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalması $\varepsilon_{co} = 2 \frac{f_c'}{E_c} = 0,00135$ olarak hesaplanmıştır.

Betonun gerilme-birim uzama davranışı, Karsan-Jirsa'nın yükleme/boşaltma rijitliklerinin doğrusal azalım ilişkilerini kullanan tek eksenli geliştirilmiş Kent ve Park modeli ile elde edilmiştir (McKenna vd. 2000). Bu beton modelinde betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir. Şekil 4.1'de gösterildiği gibi sargılı ve sargısız beton için iki ayrı $\sigma - \varepsilon$ eğrisi önerilmektedir (Ersoy ve Özcebe, 2001). Her iki eğride de $\sigma - \varepsilon$ eğrisinin maksimum gerilmeye kadar olan bölümü ikinci derece bir parabol, eğrinin gerilme azalmasını gösteren ikinci bölümü ise bir doğru parçası ile tanımlanmaktadır. OpenSees yazılımı kullanılarak kurulan sayısal modellerde Concrete01 adlı bu malzeme modelinden yararlanılmıştır. Tersinir tekrarlı yükleme durumunda bu eğriler bir dayanım zarfı oluşturmaktadır.

Sargısız beton durumunda $\sigma - \varepsilon$ eğrisinin parabolik ilk bölümü Denklem (4.2), doğrusal ikinci bölümü ise Denklem (4.3) - Denklem (4.5) ile tanımlanmaktadır. Beton dayanımı $f_c = 10 \text{ MPa}$, bu dayanıma karşılık gelen birim kısalma ise $\varepsilon_{co} = 0,00135$ olarak hesaplanmıştır. Maksimum birim kısalma $\varepsilon_{cu} = 0,004$ olarak işlemlere alınmıştır.

$$\sigma_c = f_c \left(\frac{2 \varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right) \quad (4.2)$$

$$\sigma_c = f_c \left(1 - Z_u (\varepsilon_c - \varepsilon_{co}) \right) \quad (4.3)$$



Şekil 4.1 Beton için kabul edilen gerilme-birim şekil değiştirme modeli.

$$Z_u = \frac{0,5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0,285 * f_c}{142 * f_c - 1000} \quad (4.5)$$

Sargılı beton durumunda ise $\sigma - \varepsilon$ eğrisini oluşturan iki eğri Denklem (4.6) ve Denklem (4.7) ile elde edilmektedir. Beton dayanımı f_{cc} ve bu dayanıma karşılık gelen birim kısılma ε_{coc} sargı etkisiyle sargısız beton durumundaki değerlere göre Denklem (4.8) ve Denklem (4.9)'de görüldüğü şekilde artmaktadır. Yardımcı denklemler Denklem (4.10) - Denklem (4.13) boyunca verilmiştir.

$$\sigma_c = f_{cc} \left(\frac{2 \varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} \right)^2 \right) \quad (4.6)$$

$$\sigma_c = f_{cc} * (1 - Z_c (\varepsilon_c - \varepsilon_{coc})) \geq 0,2 f_{cc} \quad (4.7)$$

$$f_{cc} = K \times f_c \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_{coc} = K \times \varepsilon_{co} \quad (4.9)$$

$$K = 1 + \rho_s \frac{f_{ywk}}{f_c} \quad (4.10)$$

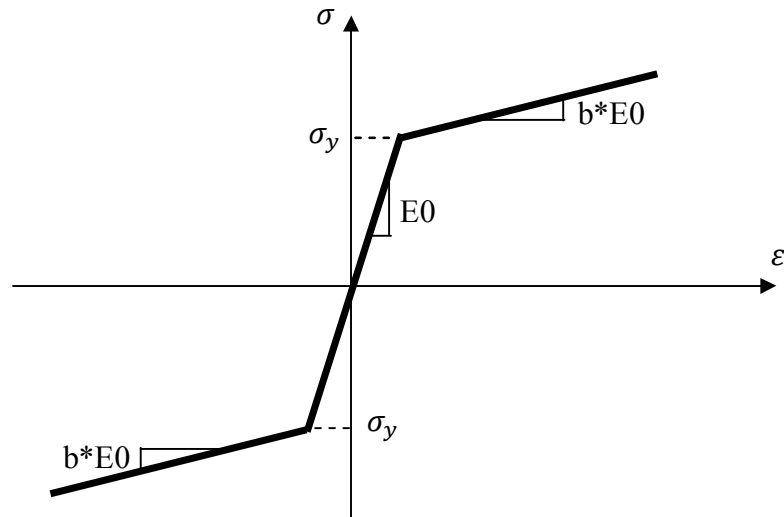
$$\rho_s = \frac{A_{s0} \times l_s}{s \times b_k \times h_k} \quad (4.11)$$

$$Z_c = \frac{0,5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{coc}} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0,75 * \rho_s * \left(\frac{b_k}{s}\right)^{0.5} \quad (4.13)$$

4.2.2 Donatı çeliği

Donatı çeliğinin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi, kinematik pekleşme yapabilen tek eksenli çift doğrulu çelik davranışı ile elde edilmiştir.



Şekil 4.2 Donatı çeliği için kabul edilen gerilme-birim şekil değiştirme modeli.

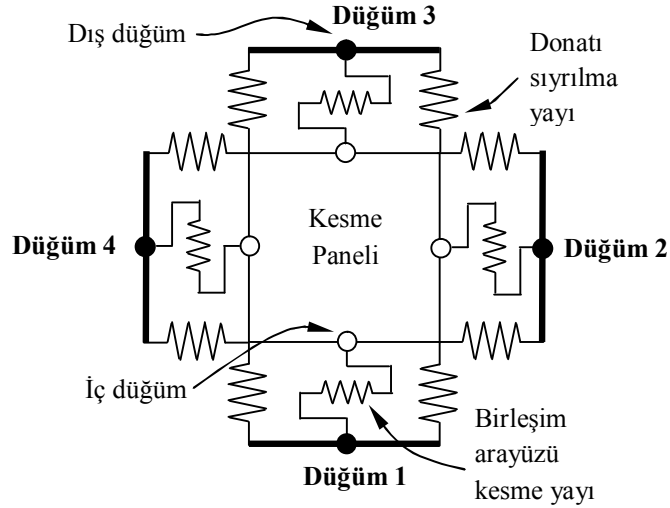
OpenSees yazılımı kullanılarak kurulan sayısal modellerde, *Steel01* olarak adlandırılan ve davranışı Şekil 4.2'de verilen bu malzeme modelinden yararlanılmıştır (McKenna vd. 2000). Modelde kullanılan donatı çeliğinin akma

dayanımı $f_y = 342 \text{ MPa}$ ve elastisite modülü $E_s = 202470 \text{ MPa}$ deneysel olarak bulunmuştur. Pekleşme oranı için ise ön tanımlı değer olarak $b = 0.01$ kabul edilmiştir.

4.3 Sayısal Modellerin Kurulması

OpenSees yazılımı kullanılarak kurulan sayısal modellerde kolon ve kiriş elemanları tanımlayan çubuk elemanlar (*nonlinearBeamColumn*) yayılı plastisiteli olarak seçilmiş ve elemanların kesitleri lif tabanlı (fiber based) olarak modellenmiştir. Kesitler düzenli şekilde belirli sayıda life (alt parçaya) ayrılmakta ve artan şekil değiştirmeler sonucu ilgili kesitin her bir lifindeki birim şekil değiştirme miktarı yazılım tarafından izlenerek lifi oluşturan malzemenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi takip edilmektedir. Bu sayede sayısal modelin kiriş kesitleri için moment-eğrilik, kolon kesitleri içinse etkileşim diyagramının önceden tanımlanması gerekmemiştir. Kesitlerdeki çekirdek betonunu oluşturan liflere sargılı beton, kabuk betonunu oluşturan liflere ise sargısız beton davranışı atanmıştır.

Kolon-kiriş birleşimini modellemek için kullanılan ve Şekil 4.3’de görülen eleman (*BeamColumnJoint Element*) ise hem kolon ve kiriş boyuna donatılarının sıyrılma davranışını hem de birleşimin kesme davranışını barındıran iki boyutlu karmaşık bir süper elemandır. Kolon-kiriş birleşimi elemanının davranışına *Barslip* ve *Pinching4* malzeme modelleri yön vermektedir. *Barslip* malzemesi sayesinde kolon-kiriş birleşimine ankrajlanan donatıların iç kuvvet-sıyrılma davranışı donatı sıyrılma yayı ile modellenmiş ayrıca tersinir yükler altında yapışma mukavemetinin bozulması da dikkate alınmıştır. *Pinching4* malzemesi ile de birleşimin kesme panelinin davranışı modellenmekte ve tersinir yükleme altında yük-yerdeğiştirme eğrisinde görülen çevrim sıkışması davranışı kurulan sayısal modele aktarılmaktadır. Bu amaçla, tersinir tekrarlı yükleme boyunca N1p ve N3p deney numunelerinin yük-yerdeğiştirme ilişkisinden çıkarılan ve Şekil 4.4’de tariflenen yükleme ve boşaltma rijitliğinin azalması (reloading-unloading stiffness degradation) ve dayanım azalması (strength degradation) karakterine ait parametrelerin tanımlanması gerekmektedir (OpenSees Development Team, 2009). Azalım ilişkileri çevrim sayısına da bağlıdır.



Şekil 4.3 Kolon-kiriş birleşimi elemanı.

Dayanım:

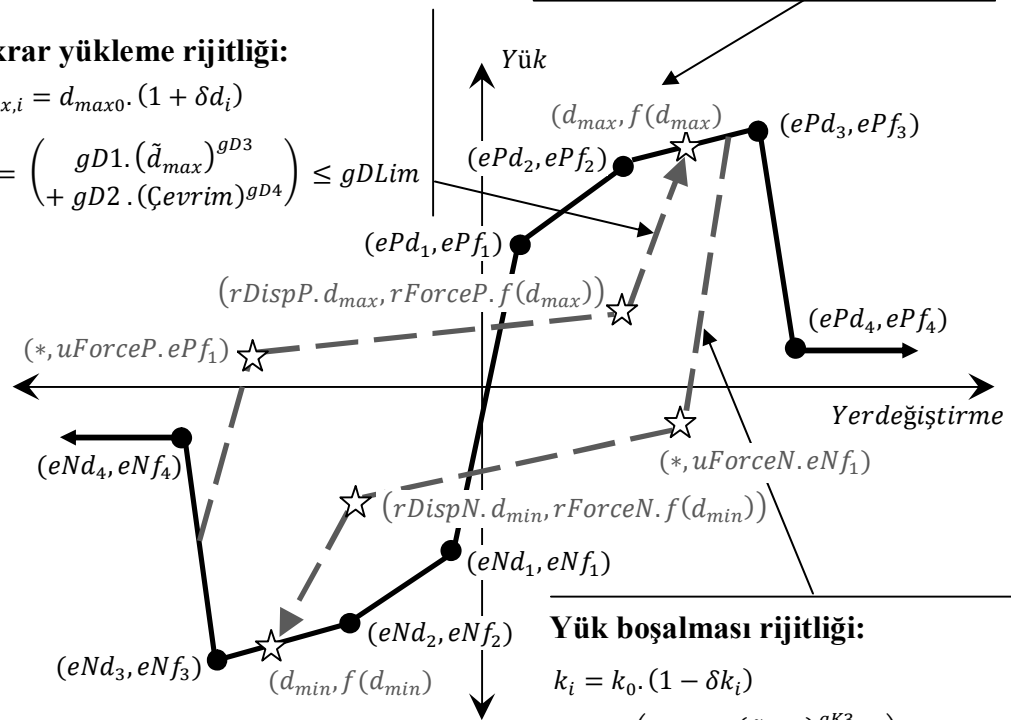
$$f_{max,i} = f_{max0} \cdot (1 - \delta f_i)$$

$$\delta f_i = \left(\begin{array}{l} gF1. (\tilde{d}_{max})^{gF3} \\ + gF2. (\text{Çevrim})^{gF4} \end{array} \right) \leq gFLim$$

Tekrar yükleme rijitliği:

$$d_{max,i} = d_{max0} \cdot (1 + \delta d_i)$$

$$\delta d_i = \left(\begin{array}{l} gD1. (\tilde{d}_{max})^{gD3} \\ + gD2. (\text{Çevrim})^{gD4} \end{array} \right) \leq gDLim$$

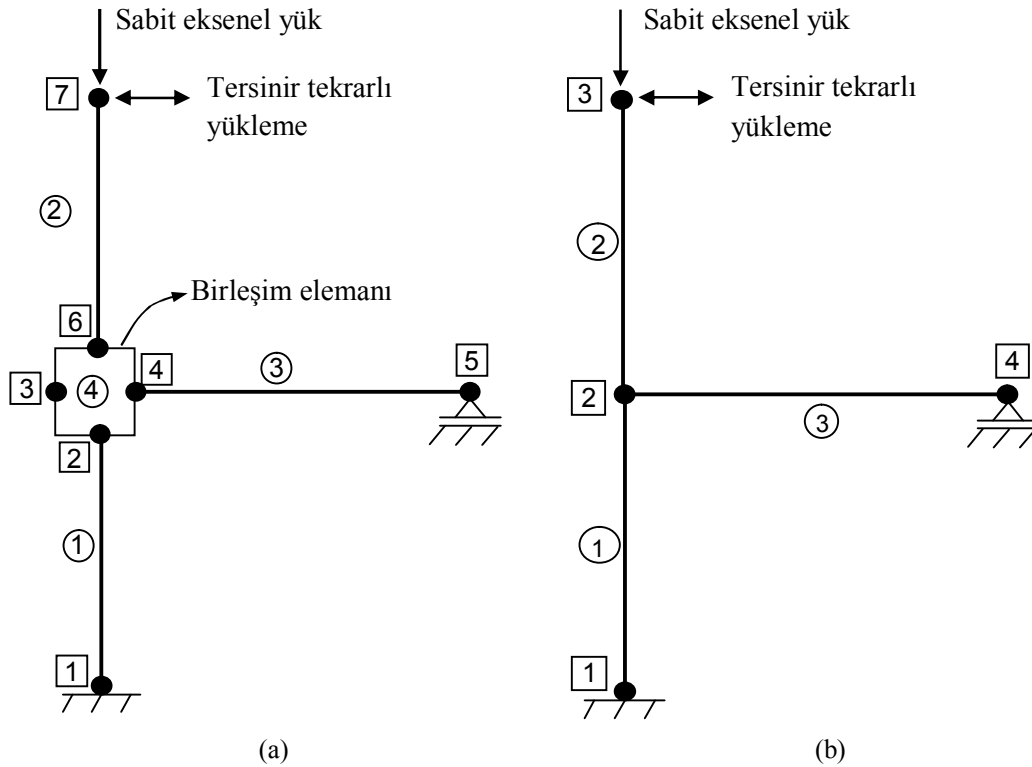
**Yük boşalması rijitliği:**

$$k_i = k_0 \cdot (1 - \delta k_i)$$

$$\delta k_i = \left(\begin{array}{l} gK1. (\tilde{d}_{max})^{gK3} \\ + gK2. (\text{Çevrim})^{gK4} \end{array} \right) \leq gKLim$$

Şekil 4.4 Birleşim panelinin histeretik davranışı, dayanım ve rijitlik azalımı ilişkileri.

Model-1, doğrusal olmayan özellikte kolon ve kiriş elemanlarından ve kolon-kiriş birleşimi elemanından oluşmaktadır. Bu modelde N1p deney numunesine ait karakteristikler kullanılarak benzetim gerçekleştirilmiştir. Model-2, N3p deney numunesinin benzetimi amacıyla hazırlanmıştır. Hazırlanan bu makro model, N3p numunesinin deney sonuçları ile kalibre edilerek birleşime ait dayanım ve azalım parametreleri elde edilmiştir. Kurulan modellerin düğüm ve eleman numaralandırması Şekil 4.5.a’da verilmiştir. Deneyler sonrası elde edilen tepe yükü-tepe yerdeğiştirmesi grafikleri ve benzetim sonrası elde edilen grafikler Bölüm 4.4’te verilmektedir. Model-3 ise sadece doğrusal olmayan özellikte kolon-kiriş elemanlarından oluşmaktadır. Tüm elastik ötesi şekil değiştirmeler kolon ve kiriş elemanlarda gelişecektir. Bu model, birleşim dayanımının yeterli olması durumunda elde edilecek yük –yerdeğiştirme davranışının araştırılması için hazırlanmıştır. Kurulan modelin düğüm ve eleman numaralandırması Şekil 4.5.b’de verilmiştir.



Şekil 4.5 (a) Birleşim paneli eklenmiş kenar kolon-kiriş birleşimi modellerine ait numaralandırma (Model-1, Model-2), (b) Sadece kolon ve kiriş elemanlardan oluşan Model-3’e ait numaralandırma.

Birleşim elemanına sahip modellerin deneysel veri ile kalibre edilmesi sırasında *Pinching4* malzemesine itme ve çekme yönlerinde ayrı parametreler atanmıştır. N1p pilot numunesinin modeli (Model-1) Tablo 4.1, Tablo 4.2 ve Tablo 4.3’de verilen parametreler kullanılmıştır.

Tablo 4.1 Zarf eğrisini tanımlayan pozitif ve negatif yönlerdeki durak noktaları.

Pozitif durak noktaları				Negatif durak noktaları			
Ötelenme [%]		Yük [kN]		Ötelenme [%]		Yük [kN]	
ePd1	0,18	ePf1	5,0	eNd1	0,20	eNf1	5,0
ePd2	0,54	ePf2	8,2	eNd2	0,60	eNf2	8,7
ePd3	1,00	ePf3	7,3	eNd3	1,00	eNf3	7,0
ePd4	1,50	ePf4	7,1	eNd4	1,50	eNf4	6,3

Tablo 4.2 Histeretik rijitlik ve dayanım azalım katsayıları.

Yük boşalması rijitliği		Yeniden yükleme rijitliği		Dayanım	
gK1	1.0	gD1	0.2	gF1	0.5
gK2	0.0	gD2	0.0	gF2	0.0
gK3	1.0	gD3	0.2	gF3	1.0
gK4	0.0	gD4	0.0	gF4	0.0
gK5	0,9	gD5	0.5	gF5	0.9

Tablo 4.3 Yeniden yükleme ve boşaltma kollarının durak noktalarını tanımlayan parametreler.

Yeniden yüklemenin başladığı en büyük yerdeğiştirme oranı		Yeniden yüklemenin başladığı en büyük yük oranı		Yük boşalması sırasında gelişen dayanım oranı	
rDispP	0,32	rForceP	0,20	uForceP	0,1
rDispN	0,10	rForceN	0,30	uForceN	0,1

N3p pilot numunesinin modeli (Model-2) için de Tablo 4.4, Tablo 4.5 ve Tablo 4.6’da verilen parametreler kullanılmıştır.

Tablo 4.4 Zarf eğrisini tanımlayan pozitif ve negatif yönlereki durak noktaları.

Pozitif durak noktaları				Negatif durak noktaları			
Ötelenme [%]		Yük [kN]		Ötelenme [%]		Yük [kN]	
ePd1	0,18	ePf1	9,0	eNd1	0,22	eNf1	11,8
ePd2	1,10	ePf2	17,0	eNd2	1,20	eNf2	18,1
ePd3	2,95	ePf3	18,2	eNd3	3,00	eNf3	16,0
ePd4	3,90	ePf4	13,1	eNd4	3,90	eNf4	8,9

Tablo 4.5 Histeretik rijitlik ve dayanım azalım katsayıları.

Yük boşalması rijitliği		Yeniden yükleme rijitliği		Dayanım	
gK1	1,2	gD1	0,5	gF1	0,0
gK2	0,0	gD2	0,5	gF2	0,0
gK3	0,3	gD3	2,0	gF3	0,0
gK4	0,0	gD4	2,0	gF4	0,0
gK5	0,5	gD5	0,5	gF5	0,0

Tablo 4.6 Yeniden yükleme ve boşaltma kollarının durak noktalarını tanımlayan parametreler.

Yeniden yüklemenin başladığı en büyük yerdeğiştirme oranı		Yeniden yüklemenin başladığı en büyük yük oranı		Yük boşalması sırasında gelişen dayanım oranı	
rDispP	0,35	rForceP	0,30	uForceP	0,05
rDispN	0,35	rForceN	0,30	uForceN	0,05

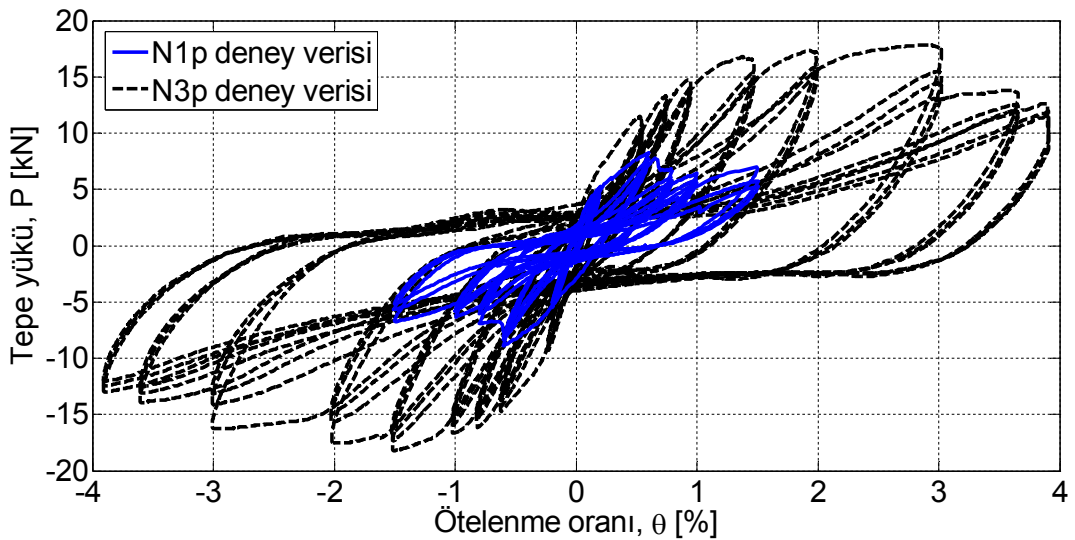
4.4 Analiz Sonuçları

Bu bölümde, N1p ve N3p pilot numunelerinden deneysel olarak elde edilen ve ayrıca kurulan sayısal modellerin çözümlenmesinden elde edilen tepe yükü - tepe ötelenme oranı eğrileri kıyaslamalı olarak incelenmiştir.

Deneysel olarak elde edilen ve Şekil 4.6'da verilen eğriler göz önüne alındığında N1p numunesinde ulaşılan en yüksek tepe yükünün ve göçme anında ulaşılan en

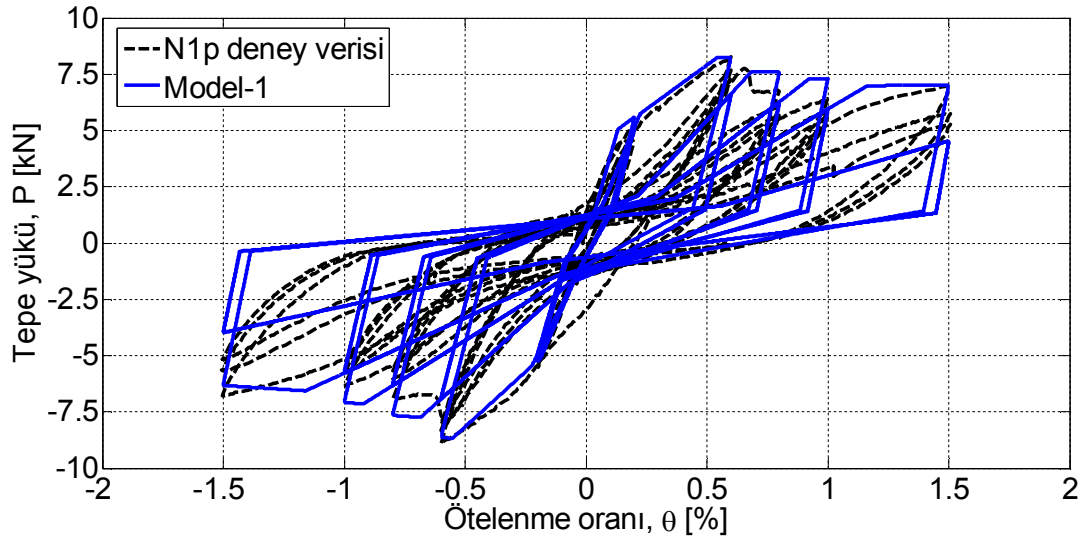
yüksek ötelenme oranının N3p numunesine göre oldukça farklı olduğu görülür. N1p numunesinde birleşim hasarına bağlı gevrek bir davranış, N3p numunesinde ise minör düzeyde birleşim hasarı ve kirişte oluşan plastik mafsalları sonucu çok daha sünek bir davranış elde edilmiştir.

Özellikle N1p numunesinin ve belirli oranda N3p numunesinin yük-ötelenme eğrisinde gözlenen çevrim sıkışmasının kurulan sayısal modellerin sonuçlarında da gözlenmesi gerekmektedir. Bölüm 4.3'te bahsedildiği gibi bu davranış, sayısal modellerde tanımlanan kolon-kiriş birleşimi elemanı, bu elemanın tanımlanması sırasında kullanılan donatı sıyrılması malzemesi ve birleşim paneli kesme yayı sayesinde elde edilmiştir.

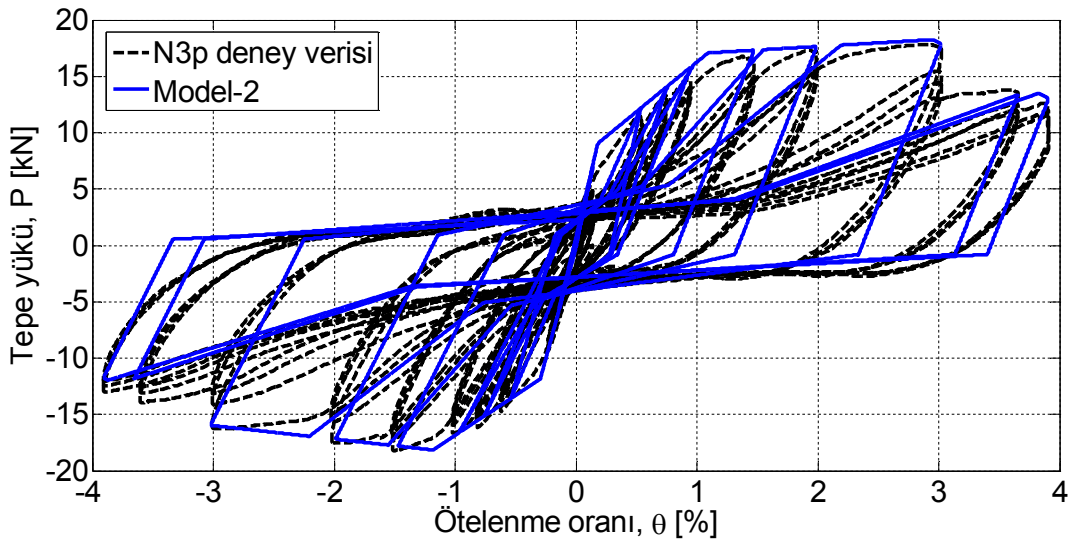


Şekil 4.6 N1p ve N3p numunelerinin deney verisi.

Şekil 4.7'de N1p numunesinin deneyi ve Model-1'in çözümlenmesi ile elde edilen tepe yükü-tepe ötelenme oranı eğrileri verilmiştir. Şekil 4.8'de ise N3p numunesinin deneyi ve Model-2'nin çözümlenmesi ile elde edilen tepe yükü-tepe ötelenme oranı eğrileri görülmektedir. Kurulan her iki sayısal modelde de deneysel olarak elde edilen başlangıç rijitlikleri, en yüksek tepe yükleri ve genel olarak yük-ötelenme eğrileri uygun yaklaşıklıkta simüle edilmiştir.

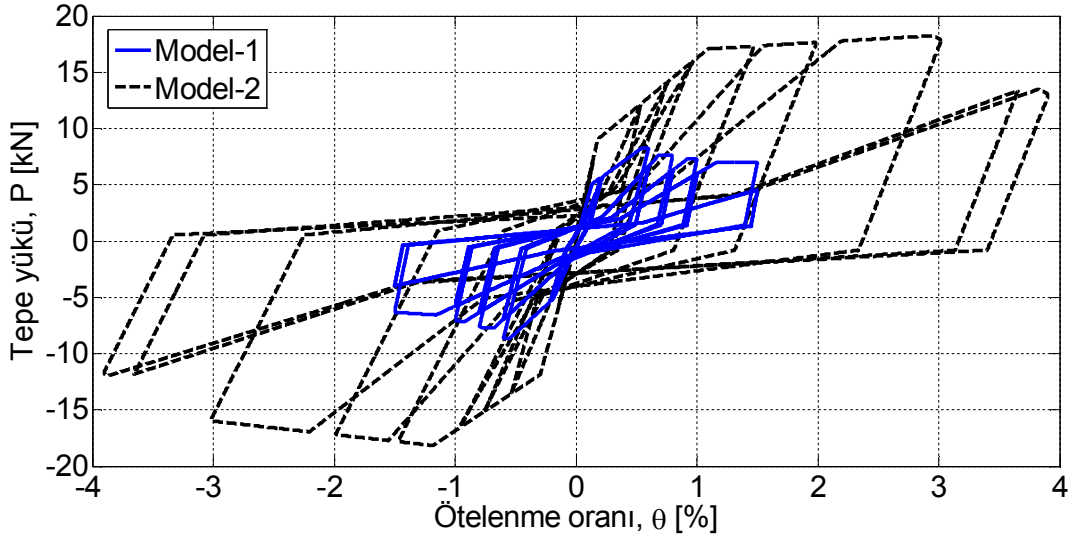


Şekil 4.7 N1p numunesi ve Model-1'in tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.



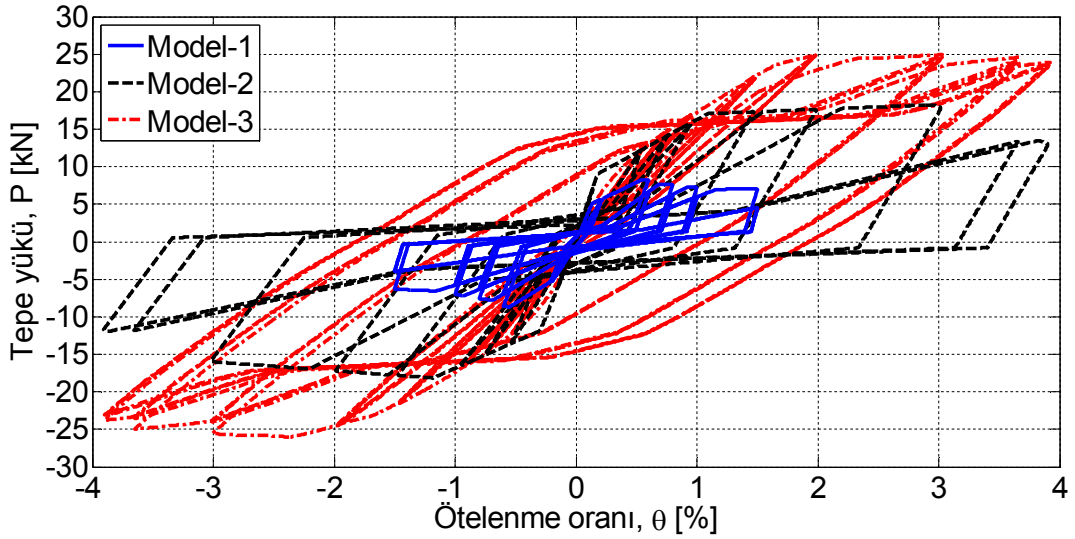
Şekil 4.8 N3p numunesi ve Model-2'nin tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

N1p numunesine ait modelde itme ve çekme yönleri için bulunan başlangıç rijitlikleri sırasıyla 1,21 ve 1,09 kN/mm, en yüksek tepe yükleri ise 8,2 kN ve 8,7 kN olarak hesaplanmıştır. N3p numunesine ait modelde itme ve çekme yönleri için bulunan başlangıç rijitlikleri sırasıyla 2,17 kN/mm ve 2,33 kN/mm, en yüksek tepe yükleri ise 18,2 kN ve 18,1 kN olarak hesaplanmıştır. Bu iki modelin tepe yükü – tepe ötelenmesi eğrileri Şekil 4.9'da verilmiştir. Sayısal modellerin çözümlenmeleri, deney verisi ile uyumlu olacak şekilde Model-1'de $\pm\%$ 1,5, Model-2'de ise $\pm\%$ 3,9 tepe ötelenme oranlarına kadar devam ettirilmiştir.



Şekil 4.9 Model-1 ve Model-2 ile elde edilen tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

Kurulan üç sayısal modelin karşılaştırmalı tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği Şekil 4.10'da sunulmuştur. Birleşim elemanı içeren Model-1 ve Model-2, doğrusal olmayan kolon ve kiriş elemanlardan oluşan Model-3'e göre belirgin bir çevrim sıkışması davranışı göstermektedir. Kiriş boyuna donatılarını akıtan tepe yükü değeri EK E'de verilen ön analizlerle uyum içindedir.



Şekil 4.10 Her üç modelden elde edilen tepe yükü-tepe ötelenme oranı grafiği.

BÖLÜM BEŞ

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Kolon-kiriş birleşimlerinin SIFCON bloklar ve kimyasal ankrajlar kullanılarak iyileştirilmesinin, birleşimin histeretik davranışına etkisinin incelendiği bu deneysel ve analitik çalışmada ulaşılan genel sonuçlar özet halinde bu bölümde sunulmuştur. Ayrıca benzer konularda ileride yapılacak çalışmalar için de önerilerde bulunulmuştur.

5.1 Tez Çalışmasından Elde Edilen Genel Sonuçlar

- Birleşimlerin iyileştirilmesi amacıyla ve önerilen yöntemeye uygun olarak L şekilli köşe bloklar olarak hazırlanan SIFCON kompozitler tekrarlı yatay yükler altında ileri ötelenme seviyelerine kadar yanal dayanımlarını korumuşlar, bu amaç için kullanımlarını mümkün kılacak sünekliği sergilemişlerdir.
- Düşük lif dozajı-yüksek matris dayanımı ve yüksek lif dozajı-düşük matris dayanımı ilkelerine göre tasarlanmış blok numunelerinin tepe ötelenmesi-yanal rijitlik eğrileri tüm numunelerin eğrileri arasında alt sınırı oluşturmuştur.
- Hem lif dozajı hem de matris basınç dayanımı yüksek olan blok numunesinde tepe ötelenmesi-yanal rijitlik ilişkisi açısından diğer numunelere göre belirgin bir iyileşme sağlanmıştır.
- Blok kalınlığı, kompozitin yanal yük altındaki davranışını etkileyen en önemli parametre olmuştur.
- Tüm blok numunelerinde en yüksek tepe yükü % 3,6 ötelenme seviyesinde görülmüştür. Kompozitler, ileri ötelenme seviyelerinde benzer davranmışlar, matris bozulmaları yaklaşık % 4,8, matris ayrışmaları ise yaklaşık % 7,4 ötelenme seviyesinden itibaren başlamıştır.
- Birikimli enerji tüketimi açısından bakıldığında yüksek lif-düşük matris dayanımı seçeneği kompozitin enerji tüketim performansını düşük lif-yüksek matris dayanımı seçeneğine göre bir miktar düşürmüştür.

- Birikimli enerji tüketimi diğer blok numunelerine göre belirgin şekilde yüksek olan S2 numunesi (yüksek kalınlık-düşük lif dozajı-düşük matris dayanımı), görelî enerji tüketimi açısından bakıldığında % 3,0 ötelenmeye kadar diğer numunelere göre bir miktar yüksektir fakat sonrasında bu özelliğini yitirmiştir.
- Kompozit bloklar arasında en yüksek görelî enerji tüketim performansını yüksek lif dozajı-yüksek matris dayanımına sahip fakat kalınlığı düşük olan S3 numunesi sergilemiştir.
- Birleşim deneyleri kapsamında test edilen kontrol numunesi (N1), kesme paneli içerisinde kayma donatısı bulunmayan eski tip bir çerçeve yapının dış kolon-kiriş birleşimini temsil etmektedir. İyileştirilen numunelerin yatay yük taşıma kapasiteleri kontrol numunesine göre önemli miktarda artmış, birleşim kesme hasarı kontrol numunesine göre daha ileri ötelenme seviyelerinde gerçekleşmiştir.
- Kontrol numunesinde, kesme hasarının görülmesinden sonra hızlı bir şekilde dağılan birleşim paneli ve oluşan beton konisi, iyileştirilen numunelerde yerleştirilen kompozit plak elemanın desteği ile engellenmiş ve birleşimin bütünlüğü korunmuştur.
- İyileştirilen numunelerin başlangıç rijitliği kontrol numunesine göre belirgin şekilde artmış, yanal rijitlikleri daha yavaş bir azalım göstermiş ve ileri ötelenme seviyelerinde daha yüksek oranda korunmuştur.
- İyileştirme ile kiriş üzerinde oluşan plastik mafsallın yeri kolon yüzünden uzağa taşınmış, kiriş boyuna donatısının aderans boyunun artması sağlanmıştır.
- İyileştirme sayesinde, etkili kesme alanının arttırılması ile birleşimin kesme kapasitesi artmıştır.
- İyileştirilen birleşim numunelerinin *görünür* birleşim kesme dayanımları artmış, aynı tepe ötelenme değerleri için numunelerin kontrol numunesine göre birleşim kayma şekil değiştirmeleri azalmıştır.
- Uygulanan iyileştirme yönteminin ana amacı gevrek olan birleşim kesme göçmesini önlemek, olası birleşim hasarını geciktirmek ve sınırlamak ve ayrıca hasar modunu sünek olan kirişin eğilme göçmesine dönüştürmektir. İyileştirilen numunelerde hasar modu hedeflenen şekilde gevrek birleşim

kesme göçmesinden sünek kiriş eğilmesine çevrilmiştir. Her bir yükleme çevriminde numuneyi oluşturan alt elemanlarda oluşan şekil değiştirmelerin, numunenin tepe yerdeğiştirmesine olan katkı miktarı hesaplanarak hasar modunun değişimi gösterilmiştir.

- İyileştirme sayesinde birleşim numunelerinin görelî enerji tüketim oranları oldukça artmıştır.
- Numunelerin birleşiminde gerçekleşen kesme hasarından sonra da enerji tüketim performanslarında büyük düşmeler gözlenmemiştir.

5.2 Gelecek Çalışmalar İçin Öneriler

- İyileştirme amaçlı tasarlanacak çimento esaslı kompozitlerin değişik geometrik formda hazırlanmış örneklerinin tersinir tekrarlı yükler altındaki davranışlarının incelenmesi için daha kapsamlı araştırmalar yürütülmelidir.
- Döşeme ve enine doğrultudaki kiriş etkisini de dikkate alarak hazırlanacak tam ölçekli birleşim numuneleri üzerinde daha kapsamlı benzer çalışmaların yapılması ve önerilen iyileştirme yönteminin etkinliğinin incelenmesi gereklidir. Ulaşılan sonuçlar bu tez kapsamındaki test sonuçları ile sınırlıdır ve genelleme yapılamaz.

KAYNAKLAR

- ACI-ASCE Committee 352R (2002). *Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352R-02R)*, American Concrete Institute.
- ACI T1.1-01 (2001). *Acceptance criteria for moment frames based on structural testing*, American Concrete Institute.
- ACI 318R.08 Committee 318 (2008). *Building code requirements for structural concrete and commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- Adin, M. A., Yankelevsky, D. Z., & Farhey, D. N. (1993). Cyclic behavior of epoxy-repaired reinforced concrete beam-column joints. *ACI Structural Journal*, 90(2), 170-179.
- Alcocer, S. M., & Jirsa, J. O. (1993). RC frame connections rehabilitated by jacketing. *ACI Structural Journal*, 90(3), 249–261.
- Amoury, T., & Ghobarah, A. (2002). Seismic rehabilitation of beam–column joint using gfrp sheet. *Engineering Structures*, 24(11), 1397–1407.
- Antonopoulos, C.P. & Triantafillou, T.C. (2003). Experimental investigation of FRP strengthened RC beam-column joints analysis of FRP strengthened RC beam-column joints. *Journal of Composites. for Construction*, 7(1), 39-49.
- ASTM A7096/A706M-06a (2006). *Standard specification for low-alloy steel deformed and plain bars for concrete reinforcement*, American Society for Testing Materials, Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, Pennsylvania.
- ASTM C39-96 (1996). *Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens*, American Society for Testing Materials, Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, Pennsylvania.

- Attaalla, S. (1997). *Sismic capacity of beam-column joints in multistory reinforced concrete frame buildings*, Ph.D. Thesis. University of Southern California, Los Angeles, California.
- Attaalla, S. (2004). General analytical model for nominal shear stress of type 2 normal and high strength concrete beam-column joints. *ACI Structural Journal*, 101(1), 65-75.
- Bakir, P. G., & Boduroglu, H. M. (2002). A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam-column joints. *Engineering Structures*, 24(8), 1105–1117.
- Beres, A., White, R. N., & Gergely, P. (1992). *Seismic performance of interior and exterior beam-to-column joints related to lightly reinforced concrete frame buildings: Detailed experimental results*, Cornell University, Ithaca, NY, Report No 92-7.
- Beres, A. B. (1994). *Experimental and analytical study of the performance of reinforced concrete frames with non-ductile details*, Ph.D. Thesis, Cornell University, Ithaca, NY.
- Beres, A., Pessiki, S. P., White, R. N., & Gergely, P. (1996). Implications of experiments on seismic behavior of gravity load designed rc beam to column connections. *Earthquake Spectra*, 12(2), 185-198.
- Biddah, A., Ghobarah, A., & Aziz, T. S. (1997). Upgrading of nonductile reinforced concrete frame connections. *Journal of Structural Engineering*, 123(8), 1001-1010.
- Ozcebe, G., Kurt, E., Binici, B., Kurc, O., Canbay, E., Akpınar, A. (2009) Performance Comparisons of Seismic Assessment Methods with PSD Test Results of a Deficient RC Frame. *ATC-SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, 1, 319-330.
- Chaimahawan, P., & Pimanmas, A. (2009). Seismic retrofit of substandard beam-column joint by planar joint expansion. *Mater. Struct.*, 42(4), 443-459.

- Clyde, C., Pantelides, C. P., & Reaveley, L. D. (2000). *Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. PEER 2000-5.
- Coskun, H. (2002). *Construction of SIMCON retrofitted reinforced concrete columns*, Ph.D. Thesis, North Carolina State University.
- Douglas, K. S., Billington, S. (2006). Rate Dependence in High-Performance Fiber-Reinforced Cement-Based Composites for Seismic Applications, *International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in Structural Applications*, 17-25
- Durrani, A. J., & Wight, J. K. (1982). *Experimental and analytical study of internal beam to column connections subjected to reversed cyclic loading*, UMEE 82-R3, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
- Durrani, A. J., & Wight, J. K. (1985). Behavior of interior beam to column connections under earthquake type loading. *ACI Structural Journal*, 82(3), 343-349.
- EFNARC (2002). *Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete*.
- Ehsani, M. R., & Wight, J. K. (1982). *Behavior of external reinforced concrete beam to column connections subjected to earthquake type loading*, UMEE 82-R5, University of Michigan.
- Ehsani, M. R., & Wight, J. K. (1985). Effect of transverse beams and slab on behavior of reinforced concrete beam to column connections. *ACI Structural Journal*, 82(2), 188-195.
- Ehsani, M. R., & Wight, J. K. (1985). Exterior reinforced concrete beam-to-column connections subjected to earthquake-type loading. *ACI Journal*, 82(4), 492-499.

- Engindeniz, M., Lawrence, F. K., & Zureick, A. (2005). Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: State of the art. *ACI Structural Journal*, 102(2), 1–14.
- Engindeniz, M. (2008). *Repair and strengthening of pre-1970 reinforced concrete corner beam-column joints using CFRP composites*, Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
- Ersoy, U., Özcebe, G. (2001). *Betonarme, temel ilkeler, TS-500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliği'ne (1998) göre hesap*, Ankara: Bizim Büro Basımevi
- Ertas, O., Özden, Ş., & Özturan, T. (2006). Ductile connections in precast concrete moment resisting frames. *PCI Journal*, 51(3), 2-12.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC.
- Fenwick, R. C., & Irvine, H. M. (1977). *Reinforced concrete beam-column joints for seismic loading*, University of Auckland, Auckland, New Zealand, School of Engineering Report No: 142.
- Fischer, G., Fukuyama, H., & Li, V. C. (2002). *Effect of matrix ductility on the performance of reinforced ECC column members under reversed cyclic loading conditions*. Proceedings, DFRCC Int. Workshop, Takayama, Japan, 269-278.
- Fujii, S., & Morita, S. (1991). *Comparison between interior and exterior RC beam-column joint behavior*, Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance (SP-123), American Concrete Institute, Detroit, 123, 145-166.
- Geng, Z., Chajes, M. J., Chou, T., & David, Y. P. (1998). the retrofitting of reinforced concrete column-to-beam connections. *Journal of Composites Science and Technology*, 58(8), 1297-1305.
- Gergely, J., Pantelides, C. P., & Reaveley, L. D. (2000). Shear strengthening of rct-joints using cfrp composites. *Journal of Composites for Construction*, 4(2), 56-64.

- Ghobarah, A., Aziz, T. S., & Biddah, A. (1997). Rehabilitation of reinforced concrete frame connections using corrugated steel jacketing. *ACI Structural Journal*, 94(3), 282–294.,
- Ghobarah, A., & Said, A. (2002). Shear strengthening of beam column joints. *Engineering Structures*, 24(7), 881–888.
- Gokdemir, H., Tankut, T., & Ersoy, U. (2009). *Seismic strengthening of reinforced concrete beam-column joints*, WCCE – ECCE – TCCE Joint Conference: Earthquake & Tsunami.
- Hakuto, S., Park, R., & Tanaka, H. (1999). Effect of deterioration of bond of beam bars passing through interior beam-column joints on flexural strength and ductility. *ACI Structural Journal*, 96(5), 858-864.
- Hakuto, S., Park, R., & Tanaka, H. (2000). Seismic load tests on interior and exterior beam -column joints with substandard reinforcing details. *ACI Structural Journal*, 97(1), 11–25.
- Hanson, N. W., & Connor, H. W. (1967). *Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 533-560.
- Hertanto (2005). Seismic assessment of pre-1970's reinforced concrete structure, M.Sc. Thesis. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Hwang, S. J., & Lee, H. (1999). Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance. *ACI Structural Journal*, 96(5), 846-858.
- Hwang, S. J., & Lee, H. (2000). Analytical model for predicting shear strengths of interior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance. *ACI Structural Journal*, 97(1), 35-44.

- Hwang, S. J., & Lee, H. (2002). Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and-tie model. *Journal of Structural Engineering*, 128(12), 1519-1526.
- İncecik, O. (2007). *Betonarme yapıların kolon – kiriş-birleşim bölgelerinin deprem performanslarının incelenmesi*, Yüksek Lisans Tezi. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Joh, O., Goto, J., Shibata, T. (1991). *Influence of transverse joint and beam reinforcement and relocation of beam plastic hinge region on beam-column joint stiffness deterioration; Design of beam-column joints for seismic resistance* (ACI Publication SP-123). J. O. Jirsa ed., ACI, Farmington Hills.
- Kaya, O., Yalcin, C., Parvin, A., & Altay, S. (2008). Repairing of shear-damaged RC joint panel zone using chemical epoxy injection methodology, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Kaya, O. (2010). *Seismic retrofitting of RC beam-column joints using composite materials*, Ph.D. Thesis, Boğaziçi University, İstanbul, Turkey.
- Lee, L. N., Wight, J. K., & Hanson, R. D. (1975). *Repaired beam-column sub assemblages subjected to earthquake type loads*, Fifth European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, No. 95.
- Lee, L. N., Wight, J. K., & Hanson, R. D. (1977). Rc beam-column joints under large load reversals. *Journal of Structural Division*, 103(12), 2337-2349.
- Leon, R. T. (1989). Interior joints with variable anchorage lengths. *Journal of Structural Engineering*, 115(9), 2261-2275.
- Lin, C. (2000). *Seismic behavior and design of reinforced concrete interior beam-column joints*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Research Report No. 2000-1.

- Lowes, L. N., & Altoontash, A. (2003). Modeling reinforced-concrete beam column joints subjected to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 129(12), 1686-1694.
- Lowes, L. N., Mitra, N., & Altoontash, A. (2004). *A beam column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. PEER 2003-10.
- McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2000). *Open system for earthquake engineering simulation*, Berkeley, CA., University of California. Available from: <<http://opensees.berkeley.edu>>.
- Meinheit, D. F., Jirsa, J. O. (1977). *The shear strength of reinforced concrete beam-column joints*, Department of Civil Engineering, University of Texas, Austin, CESRL Report No. 77-1.
- Mosier, W. G. (2000). *Sesimic assessment of reinforced concrete beam-column joints*, M.Sc. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Washington.
- Mısıır, İ.S., Özçelik, Ö. ve Kahraman, S. (2009). Kolon-kiriş birleşimlerinin davranışlarının değerlendirilmesi ve konu üzerine yürütülen deneysel çalışmalar. *İMO İzmir Şube Bülteni*, 146, 12-17.
- OpenSees Development Team (2009). *OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation Manual*, OpenSees version: 2.1.0, University of California, Berkeley, California.
- Özcebe, G., Yüçemen, M. S. Aydoğan, V. (2004) Statistical Seismic Vulnerability Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings in Turkey on a Regional Scale. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 749-773.
- Pampanin, S., Christopoulos, C., & Chen, T-H. (2006). Development and validation of a haunch metallic seismic retrofit solution for existing under-designed rc frame buildings. *Earthquake and Structural Dynamics*, 35, 1739-1766.

- Pantelides, C. P., Hansen, J., Nadauld, J., & Reaveley, L. D. (2002). *Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. PEER 2002-18.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley and Sons.
- Park, R., (1989). Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 22(3), 155-166.
- Paulay, T., & Park, R. (1984). *Joints in reinforced concrete frames designed for earthquake resistance*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Report No.84-9.
- Paulay, T., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1978). Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions. *ACI Journal*, 75(11), 585-593.
- Popov, E. P., Bertero, V. V., & Viwathanatapa, S. (1975). *Analytical and experimental hysteretic loops for R/C subassemblages*, Fifth European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, No.89.
- Prota, A., Nanni, A., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2000). *Seismic upgrade of beam-column joints with FRP reinforcement*, Industria Italiana del Cemento.
- Sağbaşı, G. (2007). *Nonlinear finite element analysis of beam-column subassemblies*, M.Sc. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Scarpas, A., & Paulay, T. (1981). *The inelastic behavior of earthquake resistant reinforced concrete exterior beam-column joints*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Report No: 81-2.
- Shannag, M. J., Nabeela, A. D., & Ghazi, A. F. G. (2005). Lateral load response of high performance fiber reinforced concrete beam-column joints. *Journal of Construction and Building Materials*, 19(7), 500-508.

- Tankut, T., Ersoy U., Ozcebe, G., Baran, M. ve Okuyucu, D. (2006). *In service seismic strengthening of RC framed building*, Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction, NATO Science Series, 66, 47-62.
- TDY-1975 (1975). *Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik*.
- Tsonos, A. G., Tegos, I. A., & Penelis, G. G. (1993). Seismic resistance of type 2 exterior beam column joints reinforced with inclined bars. *ACI Structural Journal*, 89(1), 3-12.
- Ünal, M. (2010). Analytical modeling of reinforced concrete beam to-column connections, M.Sc. Thesis. Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- Wang, Y. C., & Hsu, K. (2009). Shear strength of rc jacketed interior beam- column joints without horizontal shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, 106(2), 222-232.
- Wong, H. F. (2005). *Shear strength and seismic performance of non-seismically designed reinforced concrete beam-column joints*, Ph.D. Thesis. Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong.
- Yakut, A. (2004). Preliminary seismic performance assessment procedure for existing RC buildings. *Engineering Structures*, 26(10), 1447-1461.
- Yazıcı, H., Yiğiter, H., Aydın, S. ve Baradan, B. (2006). Autoclaved SIFCON with high volume Class C fly ash binder phase, *Cement and Conc. Resistance*, 36, 481-486.

EKLER

EK A : BİRLEŞİM NUMUNESİ TEST SONUÇLARININ ÖZETİ

EK B : TOPLAM TEPE ÖTELENMESİNE KATKI

EK C : BİRLEŞİM NUMUNELERİNİN HAZIRLANMASI

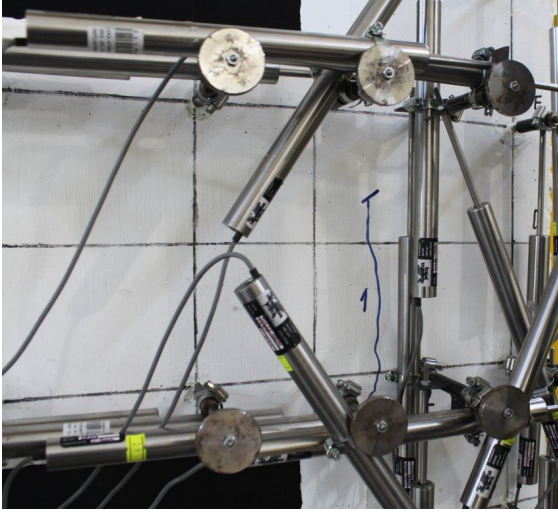
**EK D : BİRLEŞİM NUMUNELERİ İÇİN DENEY ORTAMININ
HAZIRLANMASI**

EK E : KOLON, KİRİŞ VE BİRLEŞİMİN TEORİK DAYANIMLARI

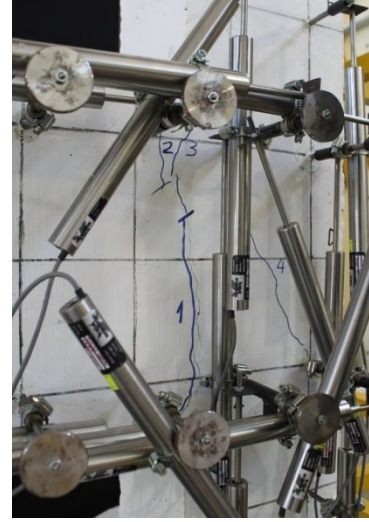
EK A – BİRLEŞİM NUMUNESİ TEST SONUÇLARININ ÖZETİ

- Hasar modu fotoğrafları
- Tepe yükü – tepe ötelenme oranı grafikleri
- Birleşimin kayma gerilmesi – kayma birim şekil değiştirmesi grafikleri
- Tepeden tepeye rijitlik grafikleri
- Tüketilen toplam enerji grafikleri
- Göreli enerji tüketim oranı grafikleri
- Tepe ötelenmesine katkı grafikleri
- Test sonuçlarının özet tabloları

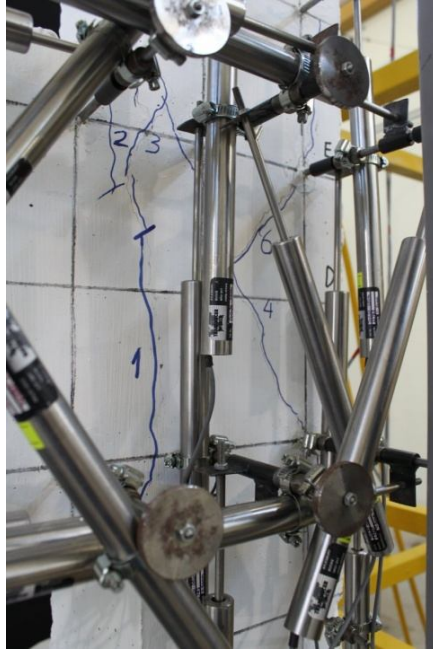
A.1 N1 Kontrol Numunesi



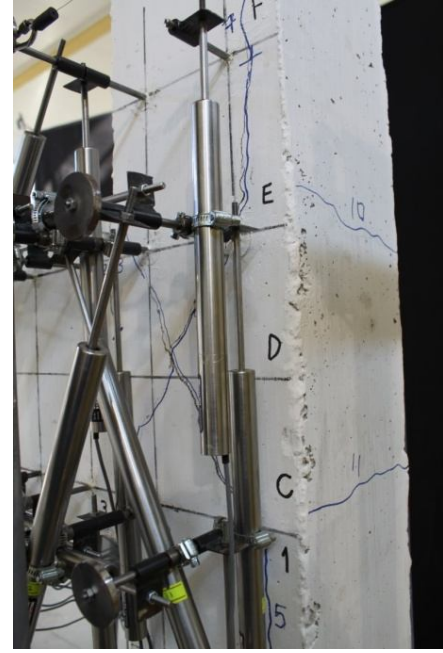
(a)



(b)



(c)

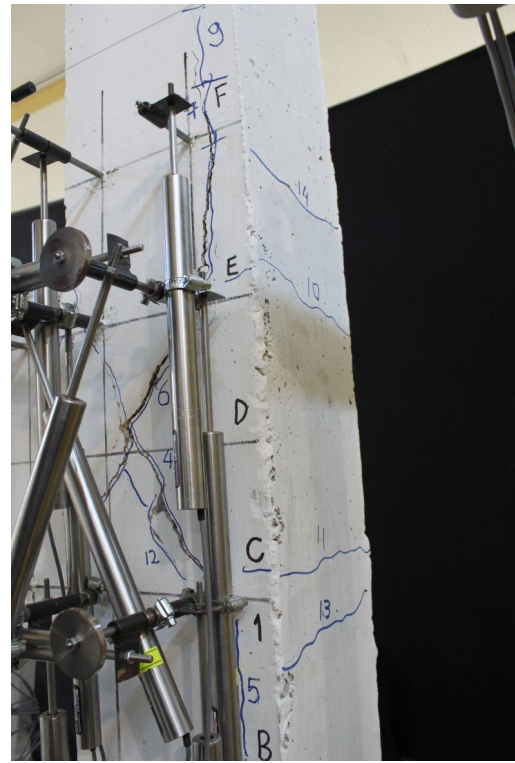


(d)

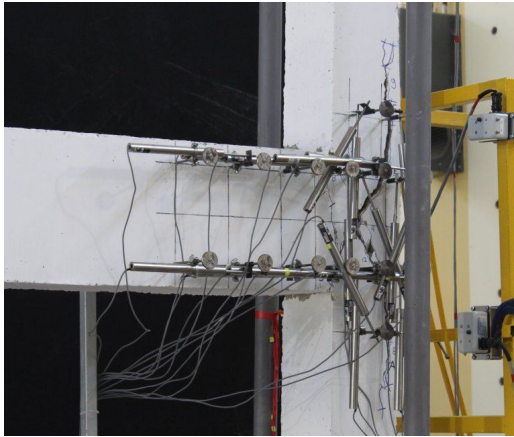
Şekil A.1 N1 numunesi hasar modu



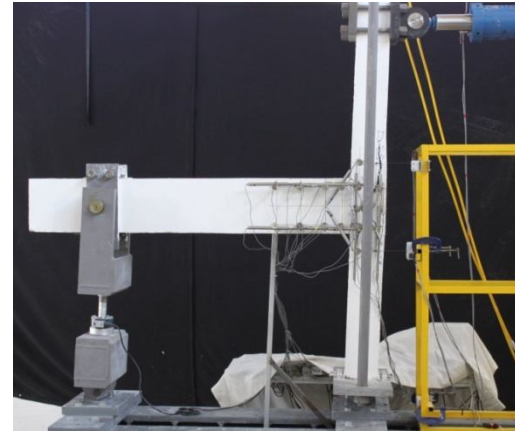
(a)



(b)

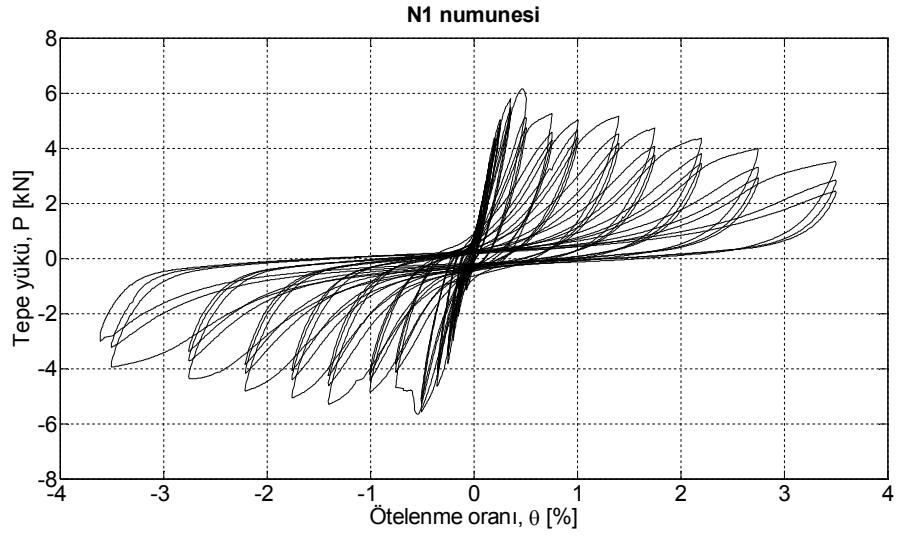


(c)

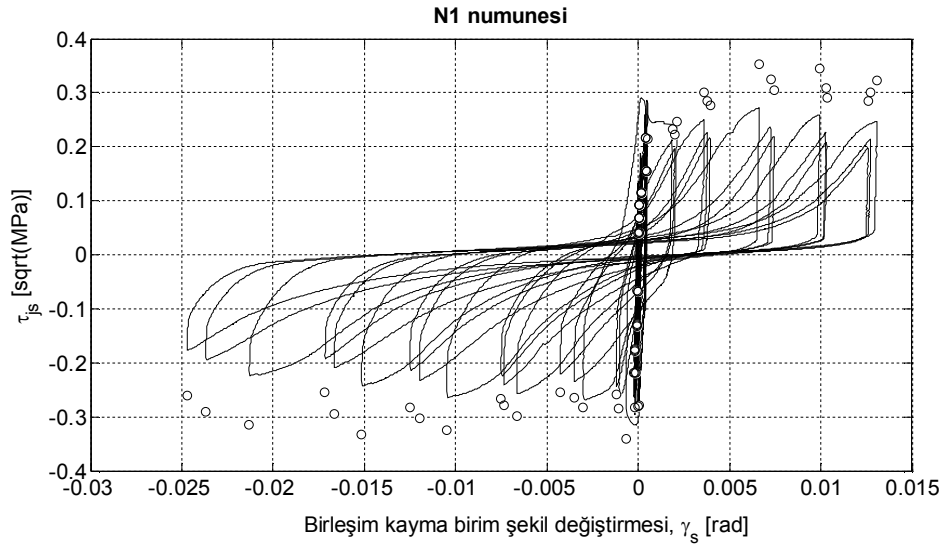


(d)

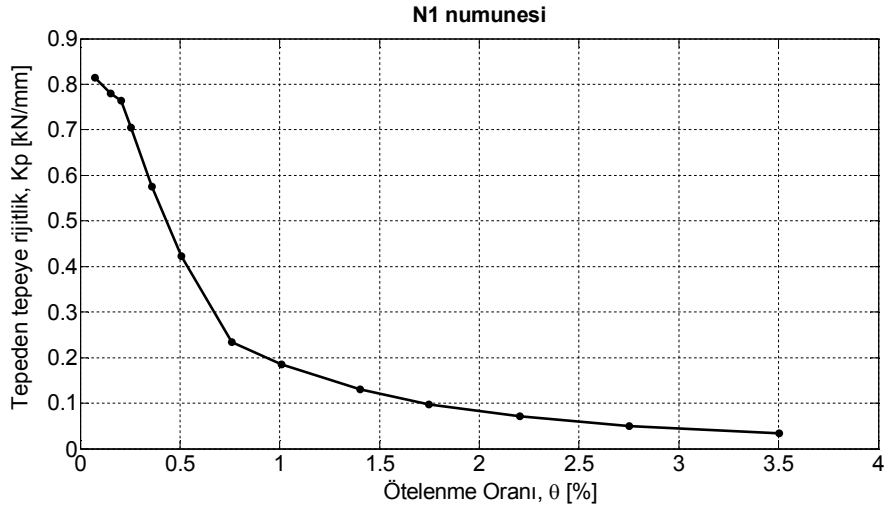
Şekil A.2 N1 numunesi hasar modu



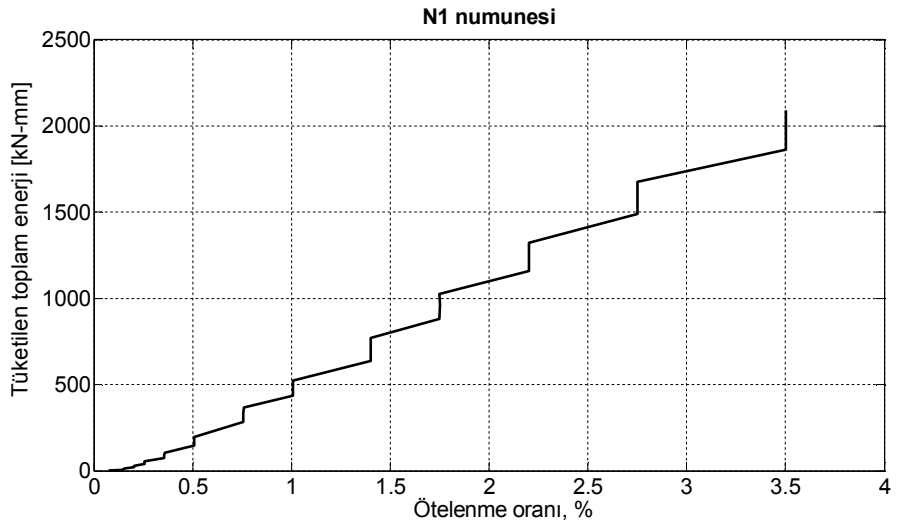
Şekil A.3 Tepe yükü-tepe ötelenme oranı, N1 numunesi



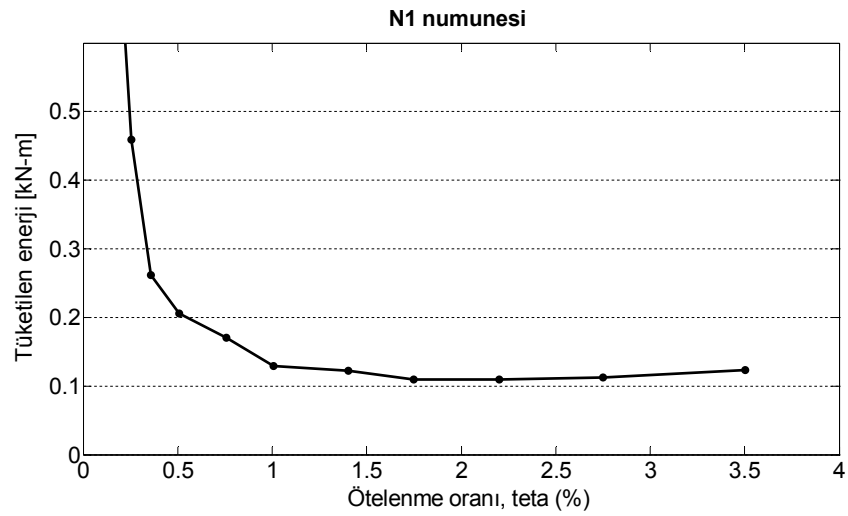
Şekil A.4 Birleşim kayma gerilmesi-kayma birim şekil değıştirmesi, N1 numunesi



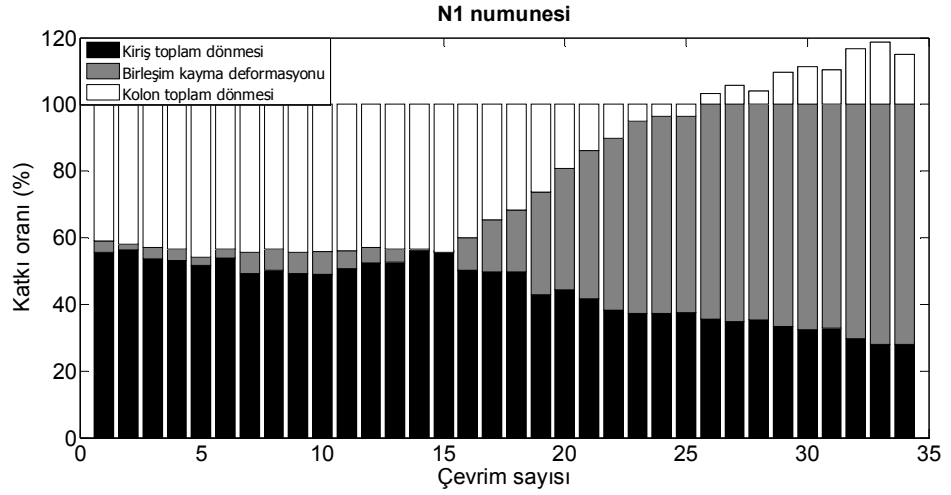
Şekil A.5 Tepeden tepeye rijitlik, N1 numunesi



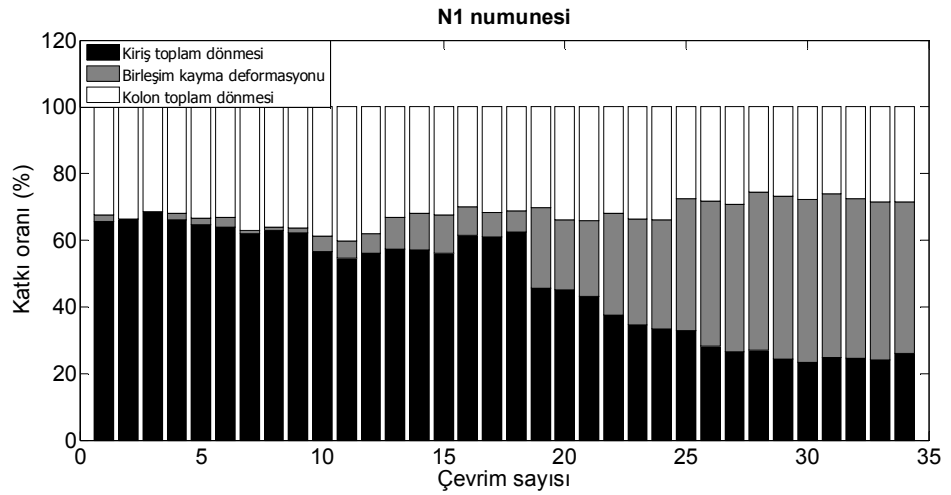
Şekil A.6 Tüketilen toplam enerji, N1 numunesi



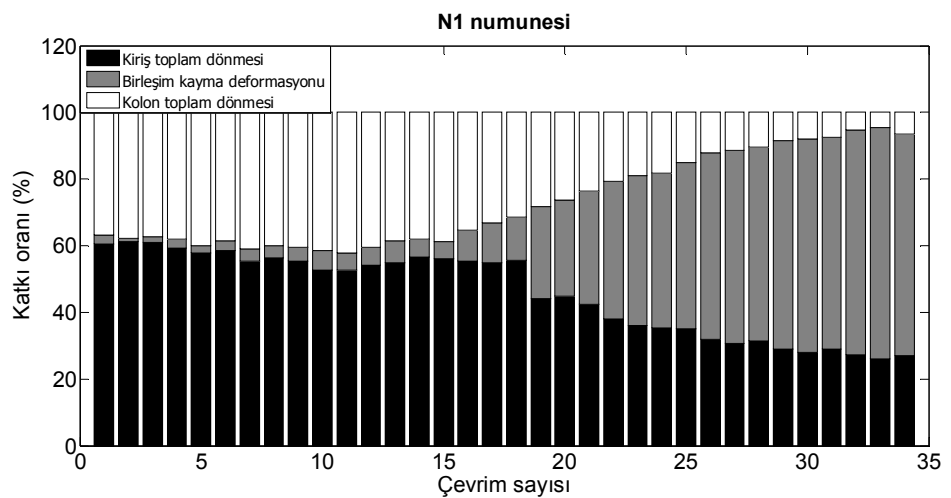
Şekil A.7 Görelî enerji tüketim oranı, N1 numunesi



Şekil A.8 Tepe ötelenmesine katkı, pozitif yön, N1 numunesi.



Şekil A.9 Tepe ötelenmesine katkı, negatif yön, N1 numunesi



Şekil A.10 Tepe ötelenmesine katkı, N1 numunesi

Tablo A.1 N1 numunesinin test sonuçları özet tablosu

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,08	1,73	1,7	2,4	11,1	0,08	8,3	0,06	0,000051	-	-	-
-0,08	-1,74	-1,2	-1,6	-7,6	-0,05	-5,2	-0,04	-0,000034	0,83	1,3	1,3
0,08	1,73	1,8	2,5	11,5	0,08	8,5	0,06	0,000033	-	-	-
-0,08	-1,73	-1,1	-1,5	-6,9	-0,05	-5,1	-0,04	-0,000034	0,82	1,1	2,4
0,08	1,73	1,8	2,6	12,0	0,09	8,5	0,06	0,000033	-	-	-
-0,08	-1,73	-1,0	-1,4	-6,3	-0,05	-5,0	-0,04	-0,000018	0,81	1,1	3,5
0,15	3,50	3,5	4,8	22,4	0,16	16,3	0,12	0,000067	-	-	-
-0,15	-3,42	-2,1	-3,0	-13,7	-0,10	-8,7	-0,06	-0,000034	0,81	3,6	7,0
0,15	3,50	3,5	4,8	22,4	0,16	16,5	0,12	0,000049	-	-	-
-0,15	-3,42	-2,0	-2,8	-13,1	-0,09	-8,6	-0,06	-0,000052	0,79	3,3	10,3
0,15	3,51	3,5	4,8	22,5	0,16	16,6	0,12	0,000049	-	-	-
-0,15	-3,42	-1,9	-2,7	-12,5	-0,09	-8,6	-0,06	-0,000052	0,78	3,1	13,4
0,20	4,69	4,4	6,1	28,4	0,20	22,0	0,16	0,000164	-	-	-
-0,20	-4,61	-3,0	-4,2	-19,5	-0,14	-11,7	-0,08	-0,000038	0,79	5,8	19,2
0,20	4,67	4,3	6,0	28,0	0,20	22,4	0,16	0,000180	-	-	-
-0,20	-4,58	-2,9	-4,0	-18,6	-0,13	-11,7	-0,08	-0,000038	0,78	5,5	24,7
0,20	4,70	4,3	6,0	28,0	0,20	22,6	0,16	0,000162	-	-	-
-0,20	-4,59	-2,8	-3,9	-18,0	-0,13	-11,6	-0,08	-0,000036	0,76	5,2	29,9
0,26	5,87	5,0	7,0	32,6	0,24	27,5	0,20	0,000227	-	-	-
-0,25	-5,78	-3,8	-5,3	-24,8	-0,18	-14,8	-0,11	-0,000139	0,76	9,2	39,1
0,26	5,89	4,9	6,8	31,7	0,23	27,7	0,20	0,000173	-	-	-
-0,25	-5,80	-3,5	-4,9	-23,0	-0,17	-14,6	-0,11	-0,000157	0,72	8,1	47,2
0,25	5,86	4,8	6,8	31,4	0,23	27,6	0,20	0,000155	-	-	-
-0,25	-5,80	-3,4	-4,7	-22,0	-0,16	-14,6	-0,11	-0,000175	0,71	7,5	54,7
0,36	8,20	5,8	8,1	37,6	0,27	35,7	0,26	0,000185	-	-	-
-0,35	-8,15	-4,6	-6,5	-30,1	-0,22	-19,7	-0,14	-0,000399	0,64	21,1	75,8

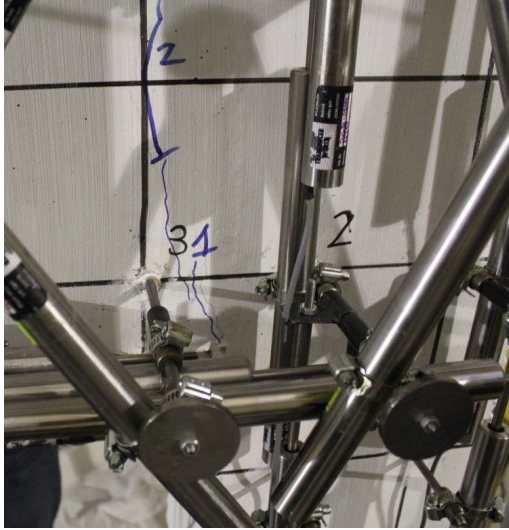
Tablo A.1. N1 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,36	8,20	5,5	7,7	35,6	0,26	35,6	0,26	0,000028	-	-	-
-0,35	-8,12	-4,3	-6,0	-27,9	-0,20	-19,6	-0,14	-0,000468	0,60	15,0	90,8
0,36	8,23	5,3	7,4	34,3	0,25	35,2	0,25	-0,000026	-	-	-
-0,35	-8,11	-4,1	-5,7	-26,6	-0,19	-19,5	-0,14	-0,000486	0,58	12,8	103,6
0,51	11,67	6,2	8,6	39,9	0,29	43,1	0,31	0,000660	-	-	-
-0,51	-11,69	-5,6	-7,8	-36,2	-0,26	-27,2	-0,20	-0,000501	0,50	42,2	145,8
0,51	11,65	5,1	7,1	33,1	0,24	35,9	0,26	0,001055	-	-	-
-0,51	-11,66	-5,3	-7,3	-34,2	-0,25	-27,3	-0,20	-0,000434	0,44	27,0	172,7
0,51	11,65	4,8	6,6	30,8	0,22	32,7	0,24	0,001220	-	-	-
-0,51	-11,69	-5,1	-7,1	-33,2	-0,24	-27,5	-0,20	-0,000385	0,42	23,1	195,8
0,76	17,40	5,3	7,3	34,1	0,25	35,8	0,26	0,003004	-	-	-
-0,76	-17,42	-5,7	-7,9	-36,7	-0,27	-31,3	-0,23	-0,002099	0,31	87,3	283,1
0,76	17,42	4,6	6,4	29,7	0,21	33,5	0,24	0,003532	-	-	-
-0,76	-17,41	-4,1	-5,8	-26,9	-0,19	-29,3	-0,21	-0,001882	0,25	48,8	331,9
0,76	17,45	4,3	6,0	27,8	0,20	32,3	0,23	0,004289	-	-	-
-0,76	-17,41	-3,8	-5,4	-24,9	-0,18	-28,2	-0,20	-0,002025	0,23	34,7	366,6
1,01	23,17	5,0	7,0	32,6	0,23	37,7	0,27	0,006636	-	-	-
-1,01	-23,14	-4,9	-6,8	-31,7	-0,23	-37,9	-0,27	-0,003628	0,21	68,6	435,3
1,01	23,14	4,7	6,5	30,3	0,22	35,4	0,26	0,007363	-	-	-
-1,01	-23,14	-4,4	-6,2	-28,8	-0,21	-36,0	-0,26	-0,003805	0,20	49,0	484,3
1,01	23,17	4,4	6,1	28,2	0,20	33,8	0,24	0,007515	-	-	-
-1,01	-23,19	-4,2	-5,9	-27,4	-0,20	-35,1	-0,25	-0,003940	0,18	39,9	524,2
1,40	32,22	5,2	7,2	33,4	0,24	41,2	0,30	0,010495	-	-	-
-1,41	-32,34	-5,3	-7,4	-34,4	-0,25	-44,5	-0,32	-0,006628	0,16	113,7	637,9
1,40	32,24	4,5	6,3	29,3	0,21	38,2	0,28	0,011986	-	-	-
-1,41	-32,33	-4,6	-6,5	-30,0	-0,22	-41,1	-0,30	-0,007263	0,14	75,1	713,0

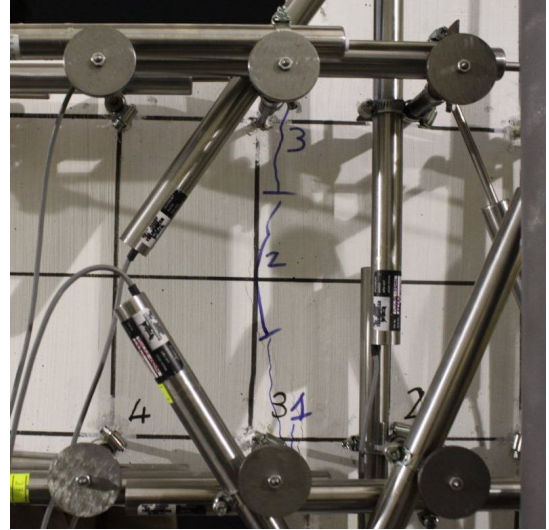
Tablo A.1. N1 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
1,40	32,23	4,2	5,8	27,0	0,20	35,9	0,26	0,012509	-	-	-
-1,41	-32,33	-4,3	-5,9	-27,7	-0,20	-38,5	-0,28	-0,007448	0,13	56,1	769,1
1,75	40,23	4,7	6,6	30,7	0,22	42,0	0,30	0,015141	-	-	-
-1,76	-40,42	-5,1	-7,1	-32,9	-0,24	-43,7	-0,32	-0,009950	0,12	112,1	881,1
1,75	40,27	4,1	5,7	26,4	0,19	37,2	0,27	0,016668	-	-	-
-1,76	-40,46	-4,4	-6,2	-28,7	-0,21	-39,1	-0,28	-0,010307	0,11	81,9	963,1
1,75	40,20	3,7	5,2	24,3	0,18	32,1	0,23	0,017167	-	-	-
-1,76	-40,45	-4,1	-5,7	-26,5	-0,19	-36,7	-0,26	-0,010337	0,10	61,1	1024,2
2,20	50,61	4,4	6,1	28,2	0,20	39,8	0,29	0,021303	-	-	-
-2,21	-50,82	-4,8	-6,7	-31,2	-0,23	-40,8	-0,29	-0,013087	0,09	136,4	1160,6
2,20	50,65	3,8	5,3	24,6	0,18	36,7	0,26	0,023698	-	-	-
-2,21	-50,76	-4,2	-5,8	-27,1	-0,20	-38,0	-0,27	-0,012747	0,08	88,9	1249,4
2,20	50,65	3,5	4,8	22,4	0,16	33,1	0,24	0,024702	-	-	-
-2,21	-50,82	-3,9	-5,4	-25,0	-0,18	-35,9	-0,26	-0,012595	0,07	74,0	1323,4
2,75	63,31	4,0	5,5	25,8	0,19	40,0	0,29	0,029962	-	-	-
-2,76	-63,41	-4,4	-6,1	-28,4	-0,20	-40,8	-0,29	-0,015057	0,07	167,2	1490,6
2,75	63,29	3,3	4,6	21,4	0,15	35,7	0,26	0,034333	-	-	-
-2,76	-63,41	-3,7	-5,2	-24,3	-0,18	-38,1	-0,27	-0,013938	0,06	99,6	1590,2
2,75	63,26	2,9	4,1	18,9	0,14	31,0	0,22	0,036245	-	-	-
-2,76	-63,39	-3,4	-4,7	-21,8	-0,16	-36,6	-0,26	-0,013150	0,05	84,2	1674,4
3,50	80,52	3,5	4,9	22,7	0,16	39,0	0,28	0,043819	-	-	-
-3,51	-80,62	-3,9	-5,5	-25,6	-0,18	-42,4	-0,31	-0,016213	0,05	186,7	1861,1
3,50	80,53	2,8	4,0	18,4	0,13	32,1	0,23	0,050474	-	-	-
-3,50	-80,60	-3,2	-4,5	-21,0	-0,15	-37,8	-0,27	-0,014272	0,04	123,9	1985,0
3,50	80,56	2,4	3,4	15,8	0,11	28,2	0,20	0,053337	-	-	-
-3,61	-83,09	-3,0	-4,2	-19,5	-0,14	-37,9	-0,27	-0,014168	0,03	105,4	2090,4

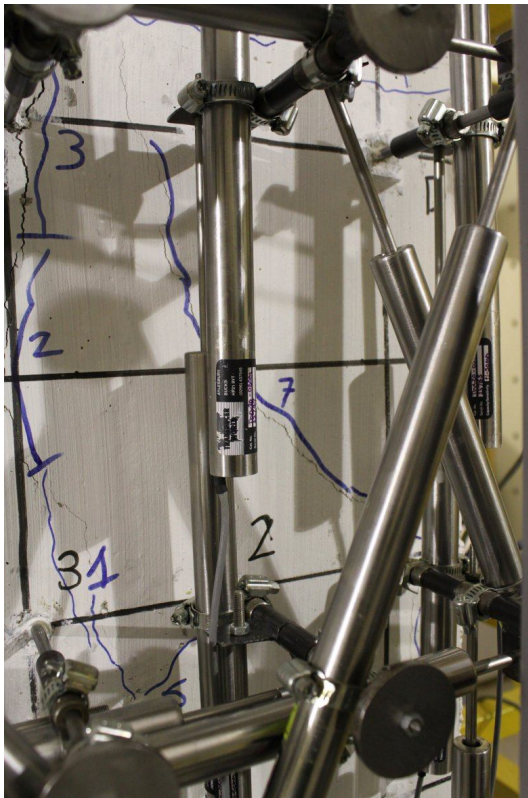
A.2 N2 Kontrol Numunesi



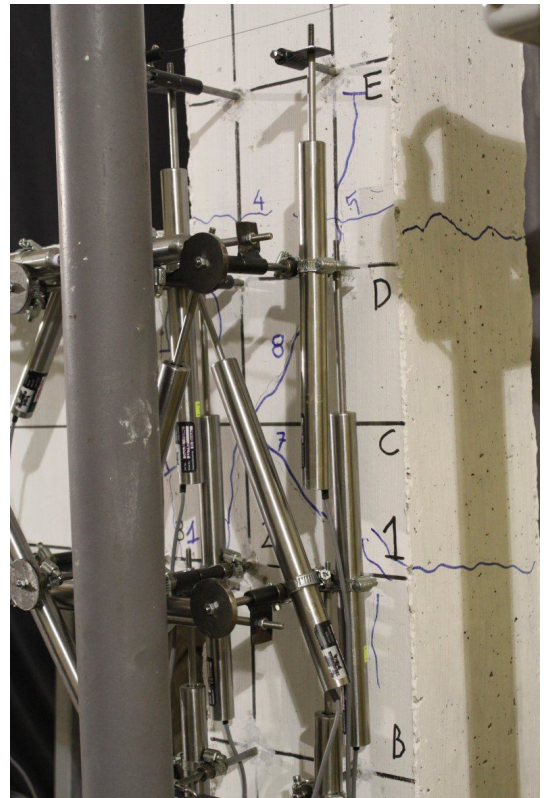
(a)



(b)

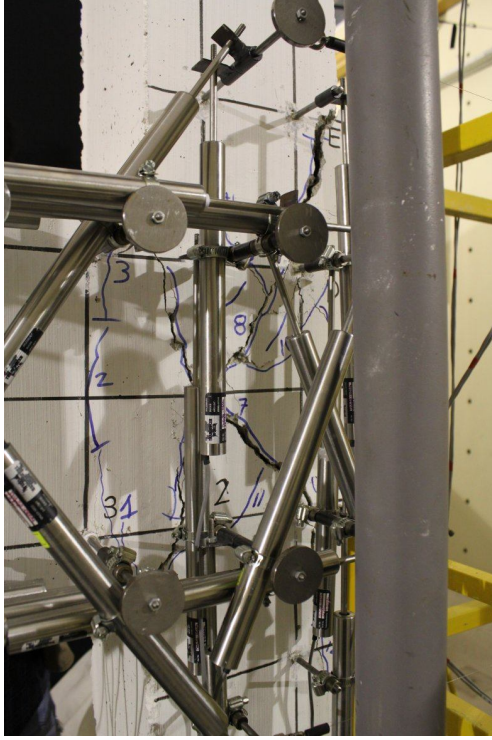


(c)

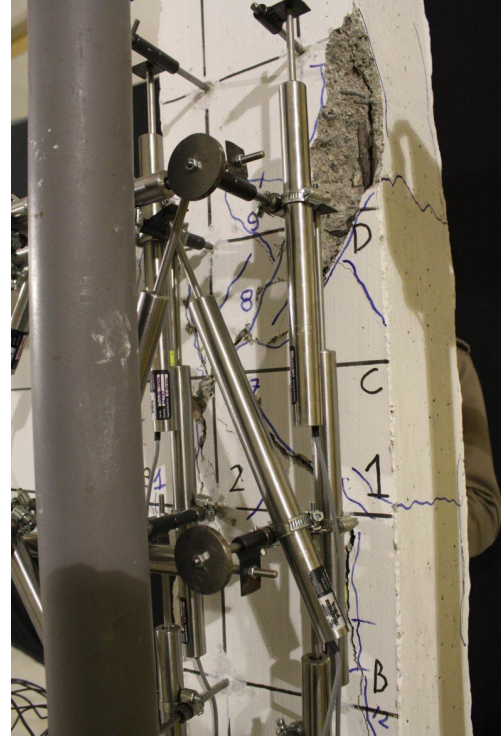


(d)

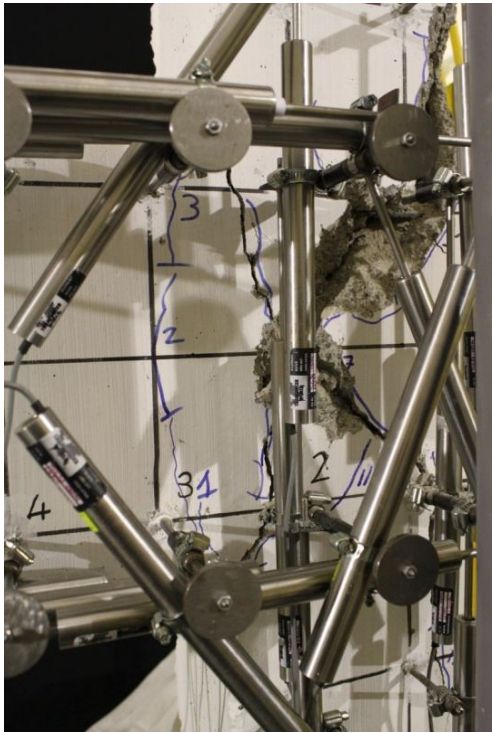
Şekil A.11 N2 numunesi hasar modu



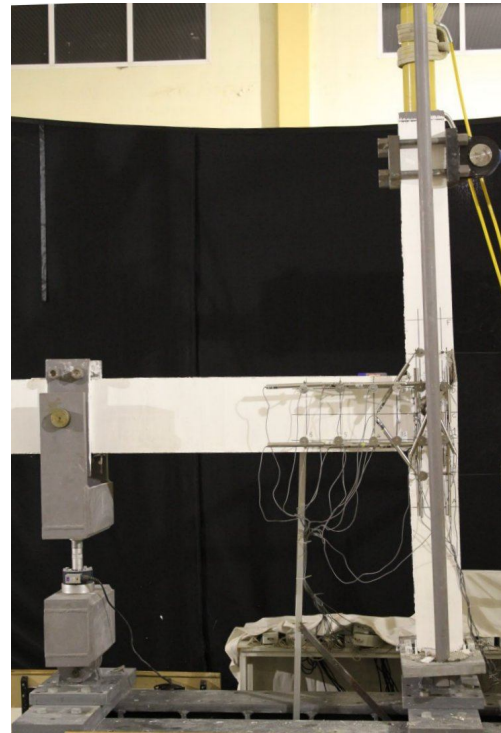
(a)



(b)

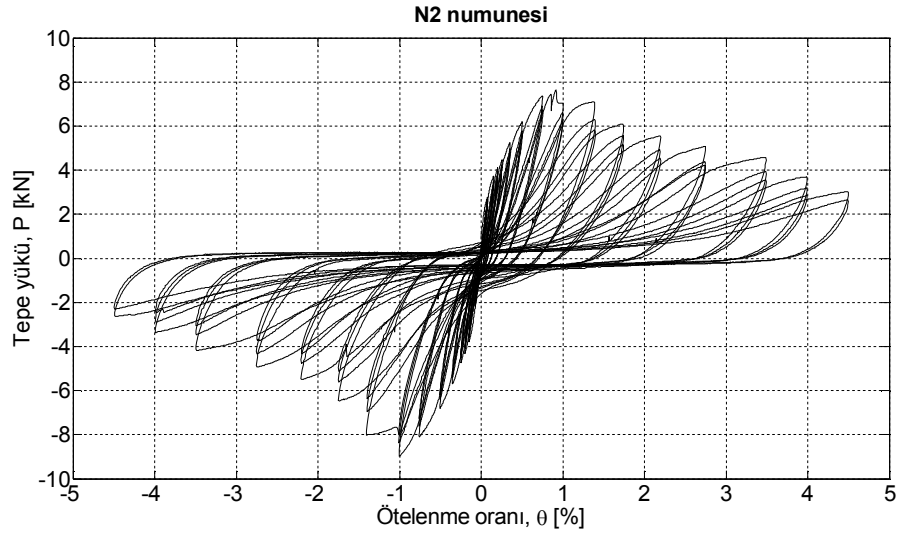


(c)

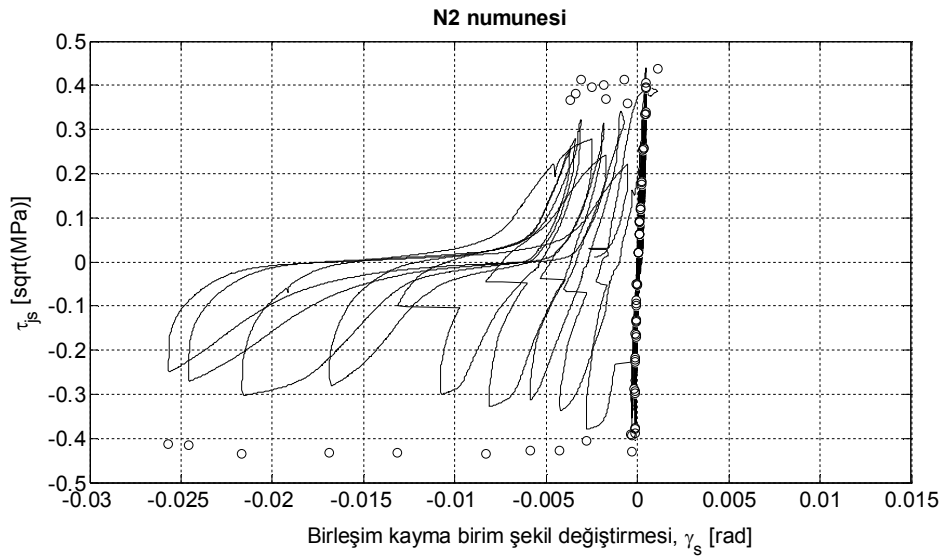


(d)

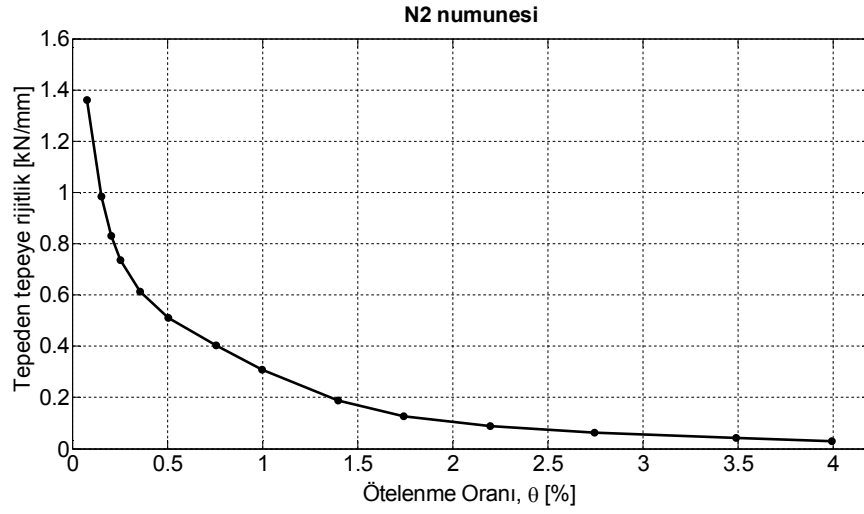
Şekil A.12 N2 numunesi hasar modu



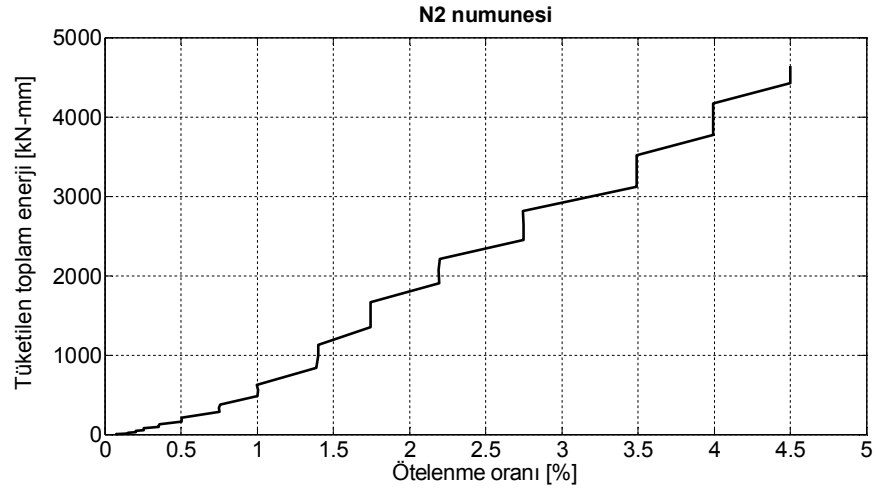
Şekil A.13 Tepe yükü-tepe ötelenme oranı, N2 numunesi



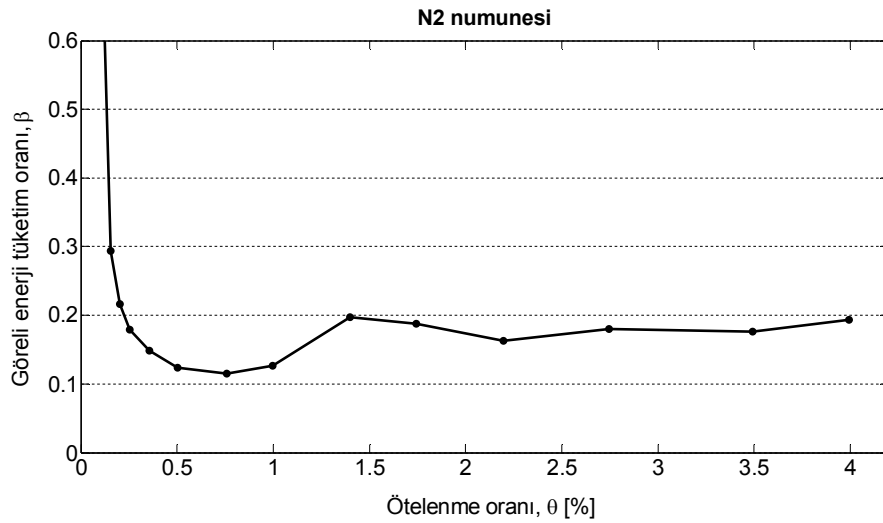
Şekil A.14 Birleşim kayma gerilmesi-kayma birim şekil değişimi, N2 numunesi



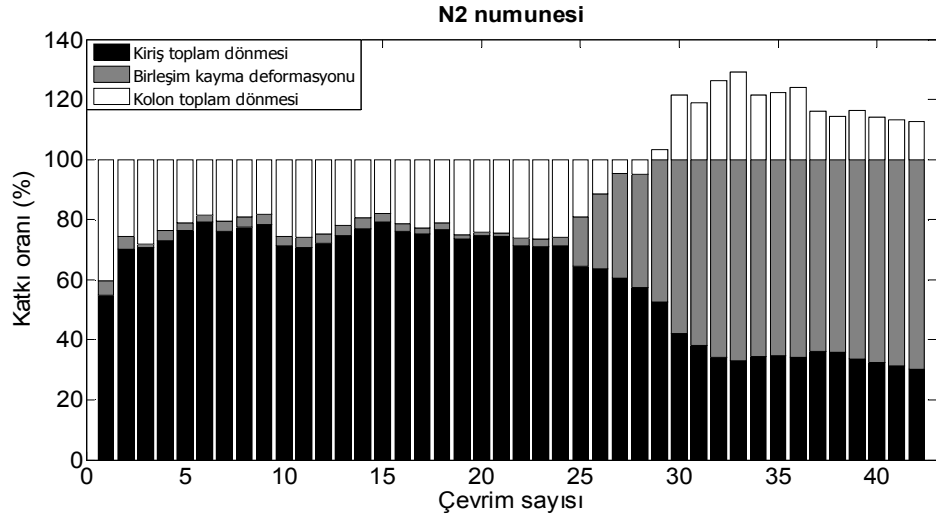
Şekil A.15 Tepeden tepeye rijitlik, N2 numunesi



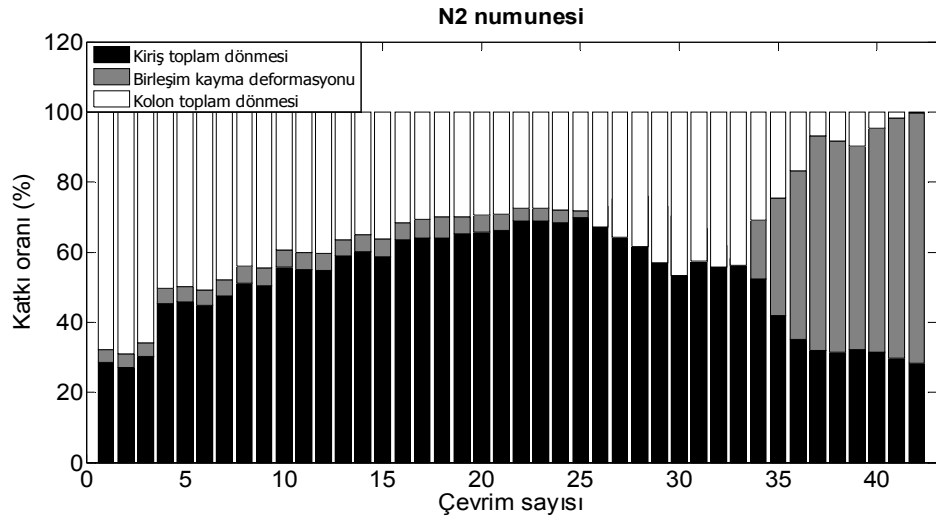
Şekil A.16 Tüketilen toplam enerji, N2 numunesi



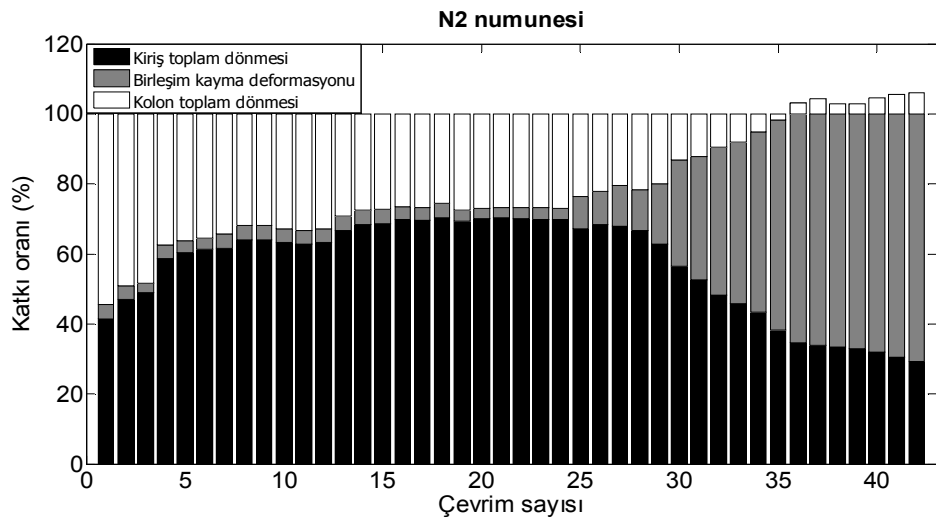
Şekil A.17 Görel enerji tüketim oranı, N2 numunesi



Şekil A.18 Tepe ötelenmesine katkı, pozitif yön, N2 numunesi.



Şekil A.19 Tepe ötelenmesine katkı, negatif yön, N2 numunesi



Şekil A.20 Tepe ötelenmesine katkı, N2 numunesi

Tablo A.2 N2 numunesinin test sonuçları özet tablosu

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,08	1,78	2,8	3,7	17,1	0,12	6,5	0,05	0,000044	-	-	-
-0,07	-1,69	-2,2	-3,0	-14,0	-0,10	-2,5	-0,02	-0,000038	1,42	2,7	2,7
0,08	1,78	2,7	3,6	16,7	0,12	6,6	0,05	0,000034	-	-	-
-0,07	-1,72	-2,2	-3,1	-14,5	-0,10	-2,7	-0,02	-0,000038	1,40	1,8	4,5
0,08	1,76	2,6	3,4	15,6	0,11	6,4	0,05	0,000023	-	-	-
-0,07	-1,70	-2,2	-3,0	-14,2	-0,10	-2,8	-0,02	-0,000048	1,36	1,5	6,1
0,15	3,55	3,7	5,0	23,2	0,17	11,2	0,08	0,000063	-	-	-
-0,15	-3,45	-3,8	-5,3	-24,6	-0,18	-7,8	-0,06	-0,000088	1,07	7,7	13,7
0,15	3,53	3,5	4,7	21,7	0,16	12,0	0,09	0,000052	-	-	-
-0,15	-3,44	-3,6	-5,0	-23,5	-0,17	-7,9	-0,06	-0,000084	1,02	5,1	18,9
0,15	3,54	3,4	4,5	21,0	0,15	12,6	0,09	0,000047	-	-	-
-0,15	-3,44	-3,5	-4,9	-22,8	-0,16	-8,0	-0,06	-0,000079	0,98	4,5	23,4
0,20	4,68	4,1	5,6	25,8	0,19	16,4	0,12	0,000088	-	-	-
-0,20	-4,56	-4,3	-6,0	-28,0	-0,20	-11,3	-0,08	-0,000117	0,91	9,0	32,5
0,20	4,68	3,9	5,3	24,3	0,18	16,8	0,12	0,000085	-	-	-
-0,20	-4,58	-4,1	-5,7	-26,5	-0,19	-11,5	-0,08	-0,000125	0,87	7,3	39,7
0,20	4,69	3,7	5,1	23,6	0,17	17,3	0,12	0,000079	-	-	-
-0,20	-4,59	-4,0	-5,6	-26,0	-0,19	-11,7	-0,08	-0,000130	0,83	6,6	46,4
0,25	5,83	4,5	6,1	28,1	0,20	20,5	0,15	0,000104	-	-	-
-0,25	-5,74	-4,8	-6,7	-31,0	-0,22	-15,1	-0,11	-0,000153	0,80	11,3	57,7
0,25	5,85	4,2	5,7	26,6	0,19	21,1	0,15	0,000098	-	-	-
-0,25	-5,74	-4,5	-6,3	-29,3	-0,21	-15,2	-0,11	-0,000146	0,76	9,4	67,1
0,25	5,84	4,2	5,6	26,1	0,19	21,5	0,16	0,000093	-	-	-
-0,25	-5,76	-4,4	-6,2	-28,7	-0,21	-15,5	-0,11	-0,000149	0,74	8,7	75,8
0,36	8,19	5,3	7,2	33,4	0,24	27,4	0,20	0,000147	-	-	-
-0,35	-8,13	-5,7	-7,9	-36,7	-0,27	-22,1	-0,16	-0,000203	0,67	21,8	97,6

Tablo A.2. N2 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,36	8,18	5,0	6,8	31,5	0,23	28,1	0,20	0,000146	-	-	-
-0,35	-8,10	-5,4	-7,5	-35,0	-0,25	-22,8	-0,16	-0,000209	0,64	15,6	113,2
0,36	8,20	4,8	6,6	30,6	0,22	28,7	0,21	0,000131	-	-	-
-0,35	-8,13	-5,2	-7,2	-33,7	-0,24	-23,0	-0,17	-0,000226	0,61	13,9	127,1
0,50	11,57	6,2	8,5	39,5	0,28	36,5	0,26	0,000165	-	-	-
-0,50	-11,61	-6,8	-9,4	-43,9	-0,32	-32,0	-0,23	-0,000300	0,56	38,1	165,2
0,50	11,57	5,8	7,9	36,9	0,27	37,1	0,27	0,000144	-	-	-
-0,51	-11,62	-6,4	-8,9	-41,4	-0,30	-32,5	-0,23	-0,000332	0,53	24,7	189,9
0,50	11,59	5,7	7,8	36,0	0,26	37,7	0,27	0,000147	-	-	-
-0,51	-11,62	-6,2	-8,6	-40,2	-0,29	-32,7	-0,24	-0,000365	0,51	21,9	211,8
0,75	17,30	7,4	10,2	47,2	0,34	47,6	0,34	0,000152	-	-	-
-0,76	-17,47	-8,1	-11,3	-52,4	-0,38	-42,9	-0,31	-0,000449	0,45	73,8	285,6
0,75	17,24	6,9	9,5	44,2	0,32	47,8	0,34	0,000119	-	-	-
-0,76	-17,53	-7,6	-10,6	-49,4	-0,36	-42,4	-0,31	-0,000451	0,42	46,8	332,4
0,76	17,41	6,8	9,3	43,0	0,31	49,1	0,35	0,000102	-	-	-
-0,76	-17,50	-7,3	-10,2	-47,3	-0,34	-42,2	-0,30	-0,000415	0,40	40,7	373,1
1,00	23,05	7,6	10,5	48,7	0,35	54,4	0,39	0,000295	-	-	-
-1,01	-23,14	-9,0	-12,5	-58,0	-0,42	-51,3	-0,37	-0,000462	0,36	108,6	481,7
1,01	23,13	6,6	9,1	42,4	0,31	49,7	0,36	0,000327	-	-	-
-1,01	-23,24	-8,4	-11,7	-54,4	-0,39	-50,0	-0,36	-0,000457	0,32	76,1	557,8
1,00	22,93	6,2	8,6	39,9	0,29	49,4	0,36	0,000343	-	-	-
-1,01	-23,26	-8,0	-11,2	-52,0	-0,38	-49,7	-0,36	-0,000456	0,31	65,2	623,0
1,39	31,97	7,1	9,9	45,8	0,33	51,4	0,37	0,002817	-	-	-
-1,41	-32,40	-8,0	-11,2	-52,0	-0,38	-55,4	-0,40	-0,001107	0,23	211,7	834,8
1,40	32,19	6,3	8,7	40,7	0,29	54,0	0,39	0,004252	-	-	-
-1,40	-32,21	-7,0	-9,7	-45,3	-0,33	-52,2	-0,38	0,000725	0,21	159,7	994,5

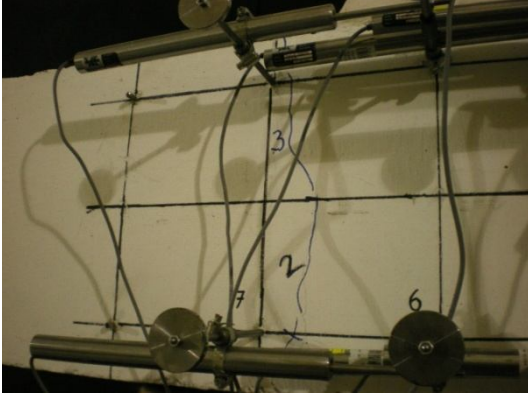
Tablo A.2 N2 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
1,40	32,19	5,8	8,1	37,8	0,27	54,2	0,39	0,005881	-	-	-
-1,40	-32,19	-6,4	-8,9	-41,6	-0,30	-50,6	-0,36	0,001828	0,19	134,5	1128,9
1,75	40,16	6,1	8,5	39,7	0,29	55,1	0,40	0,008289	-	-	-
-1,75	-40,19	-6,5	-9,1	-42,4	-0,31	-52,1	-0,38	0,003098	0,16	224,4	1353,4
1,75	40,15	5,6	7,8	36,4	0,26	54,7	0,39	0,013137	-	-	-
-1,75	-40,25	-5,6	-7,9	-36,9	-0,27	-48,1	-0,35	0,003410	0,14	173,7	1527,1
1,74	40,10	5,2	7,3	33,9	0,24	54,8	0,40	0,016905	-	-	-
-1,75	-40,25	-5,1	-7,3	-33,8	-0,24	-46,2	-0,33	0,003706	0,13	141,0	1668,1
2,20	50,53	5,6	7,9	36,8	0,27	55,0	0,40	0,021676	-	-	-
-2,21	-50,76	-5,5	-7,8	-36,6	-0,26	-49,9	-0,36	0,002478	0,11	234,7	1902,8
2,19	50,42	4,9	7,0	32,8	0,24	52,4	0,38	0,024592	-	-	-
-2,21	-50,75	-4,8	-6,8	-31,9	-0,23	-46,6	-0,34	0,001719	0,10	170,4	2073,2
2,20	50,55	4,5	6,5	30,3	0,22	52,3	0,38	0,025689	-	-	-
-2,20	-50,58	-4,3	-6,2	-29,2	-0,21	-45,5	-0,33	0,000532	0,09	136,9	2210,1
2,75	63,22	5,1	7,3	34,2	0,25	52,4	0,38	0,029164	-	-	-
-2,76	-63,39	-4,9	-7,1	-33,3	-0,24	-50,0	-0,36	-0,005772	0,08	239,6	2449,6
2,75	63,20	4,4	6,4	29,9	0,22	49,3	0,36	0,029335	-	-	-
-2,75	-63,29	-4,3	-6,3	-29,4	-0,21	-51,5	-0,37	-0,011727	0,07	188,9	2638,5
2,75	63,16	4,2	6,2	28,9	0,21	54,4	0,39	0,029781	-	-	-
-2,75	-63,26	-3,7	-5,5	-25,6	-0,18	-48,5	-0,35	-0,016905	0,06	173,4	2811,9
3,49	80,27	4,6	6,7	31,6	0,23	54,5	0,39	0,033878	-	-	-
-3,50	-80,42	-4,2	-6,2	-29,0	-0,21	-50,7	-0,37	-0,026987	0,05	305,3	3117,1
3,49	80,29	3,9	5,9	27,6	0,20	52,1	0,38	0,033274	-	-	-
-3,50	-80,41	-3,5	-5,2	-24,5	-0,18	-45,6	-0,33	-0,026689	0,05	219,3	3336,5
3,49	80,30	3,5	5,4	25,2	0,18	53,0	0,38	0,034986	-	-	-
-3,50	-80,41	-3,1	-4,7	-21,9	-0,16	-41,4	-0,30	-0,025618	0,04	181,8	3518,2

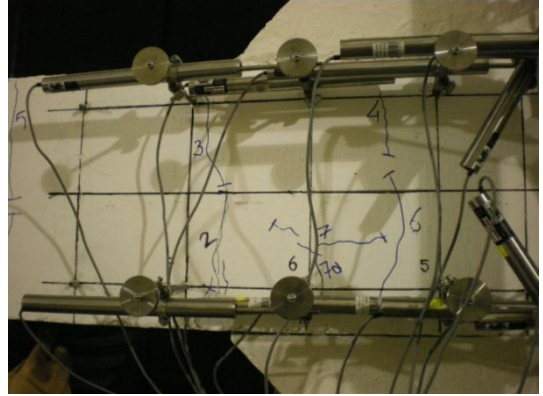
Tablo A.2 N2 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
3,99	91,83	3,7	5,6	26,6	0,19	52,9	0,38	0,039507	-	-	-
-3,99	-91,83	-3,4	-5,1	-24,2	-0,17	-40,0	-0,29	-0,032012	0,04	255,9	3774,1
3,99	91,87	3,2	4,9	23,3	0,17	49,9	0,36	0,039638	-	-	-
-3,99	-91,85	-2,9	-4,5	-21,1	-0,15	-34,6	-0,25	-0,034362	0,03	214,0	3988,1
4,00	91,89	2,9	4,5	21,1	0,15	49,0	0,35	0,040000	-	-	-
-3,99	-91,85	-2,5	-3,9	-18,4	-0,13	-32,2	-0,23	-0,035847	0,03	185,4	4173,5
4,50	103,46	3,0	4,8	22,7	0,16	50,4	0,36	0,045414	-	-	-
-4,49	-103,36	-2,6	-4,2	-19,9	-0,14	-29,3	-0,21	-0,040970	0,03	253,4	4426,9
4,50	103,51	2,7	4,3	20,3	0,15	48,0	0,35	0,046588	-	-	-
-4,49	-103,38	-2,3	-3,7	-17,8	-0,13	-22,7	-0,16	-0,042784	0,02	211,6	4638,6

A.3 N3 Numunesi



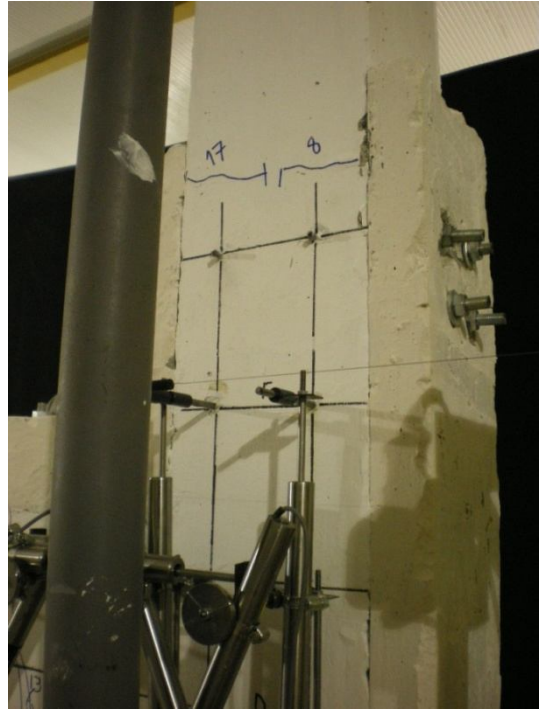
(a)



(b)



(c)

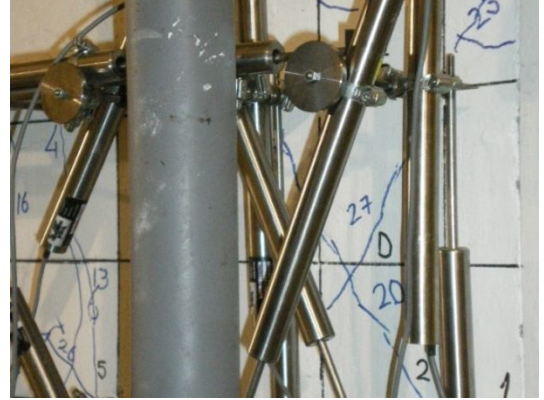


(d)

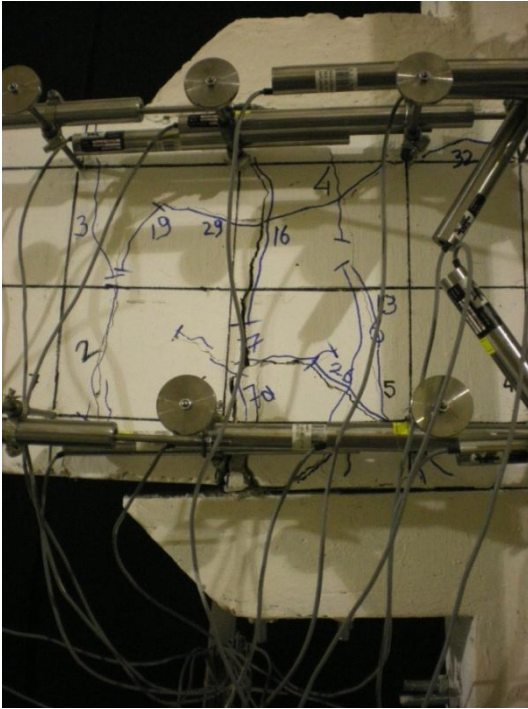
Şekil A.21 N3 numunesi hasar modu



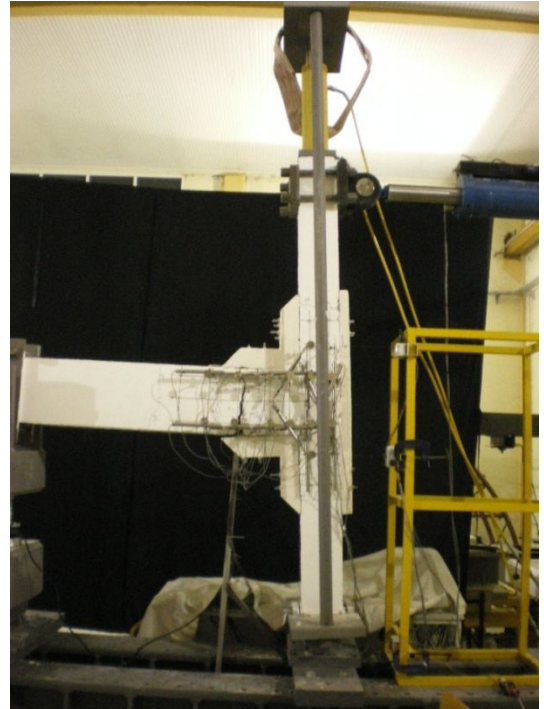
(a)



(b)

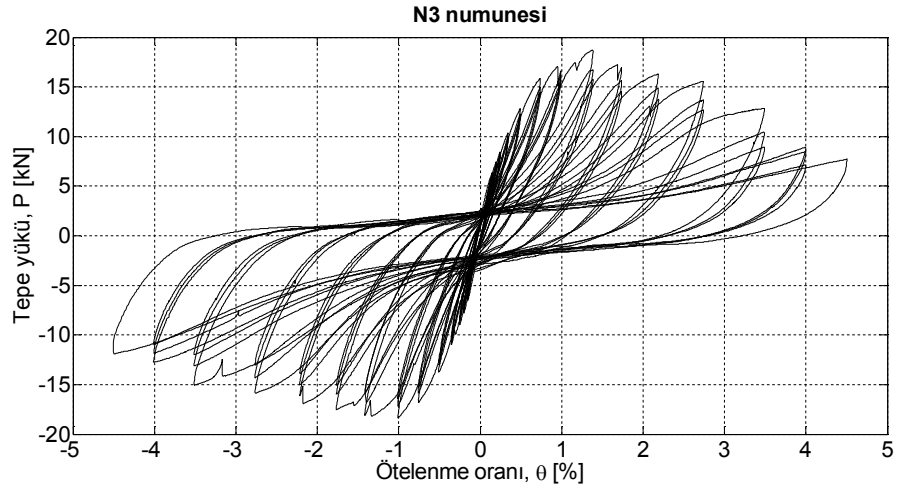


(c)

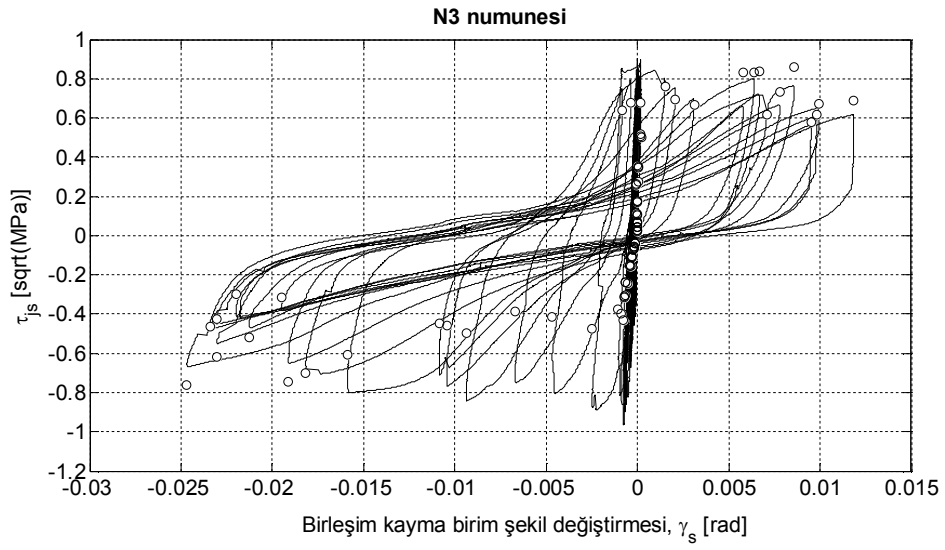


(d)

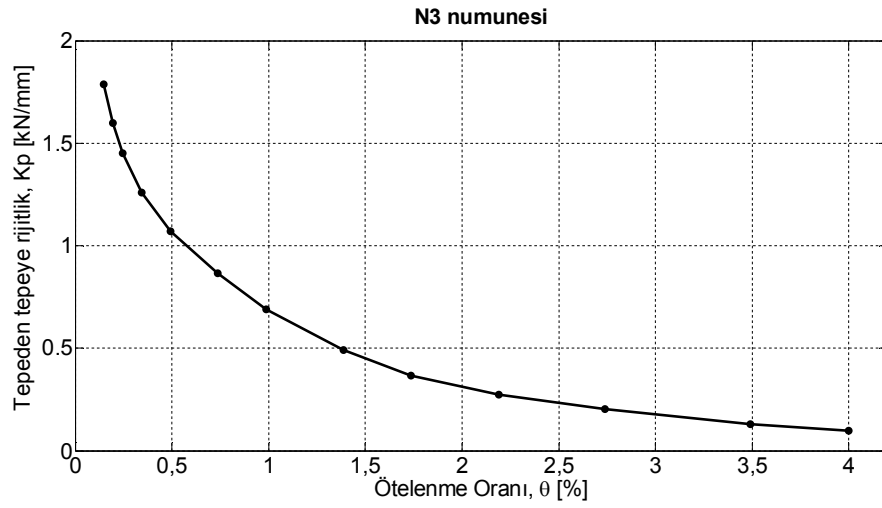
Şekil A.22 N3 numunesi hasar modu



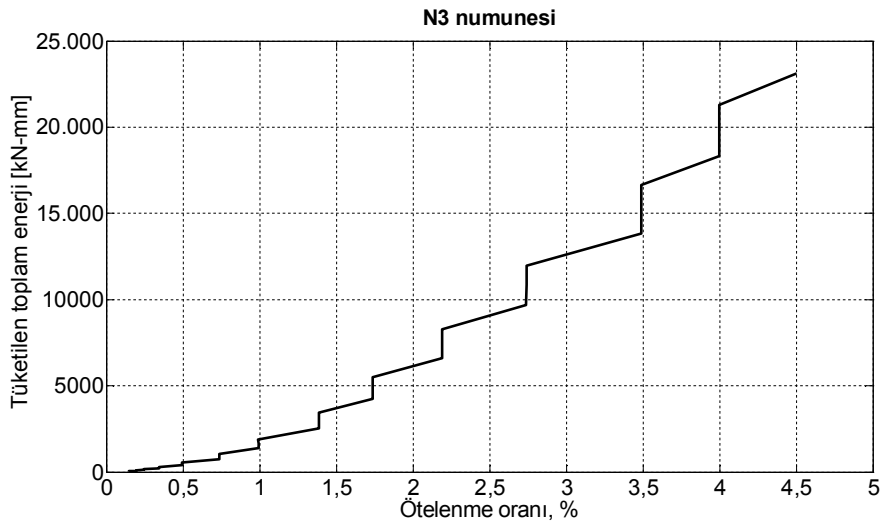
Şekil A.23 Tepe yükü-tepe ötelenme oranı, N3 numunesi



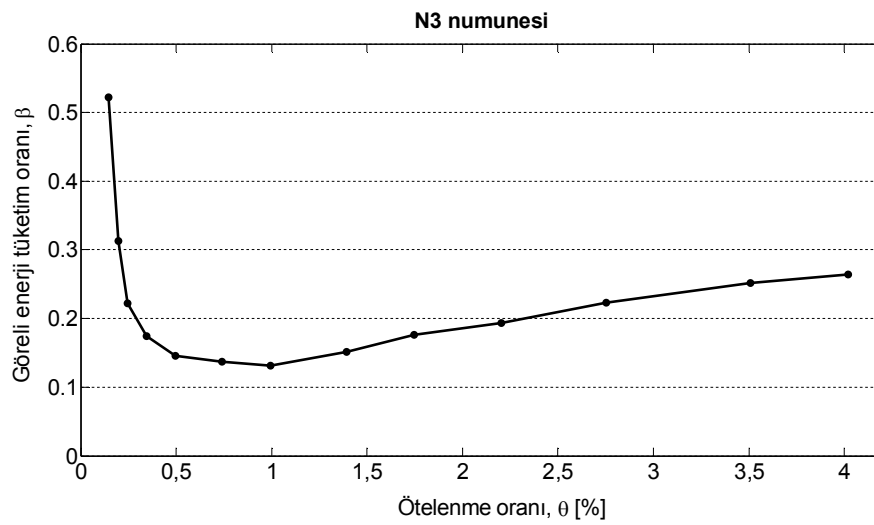
Şekil A.24 Birleşim kayma gerilmesi-kayma birim şekil değıştirmesi, N3 numunesi



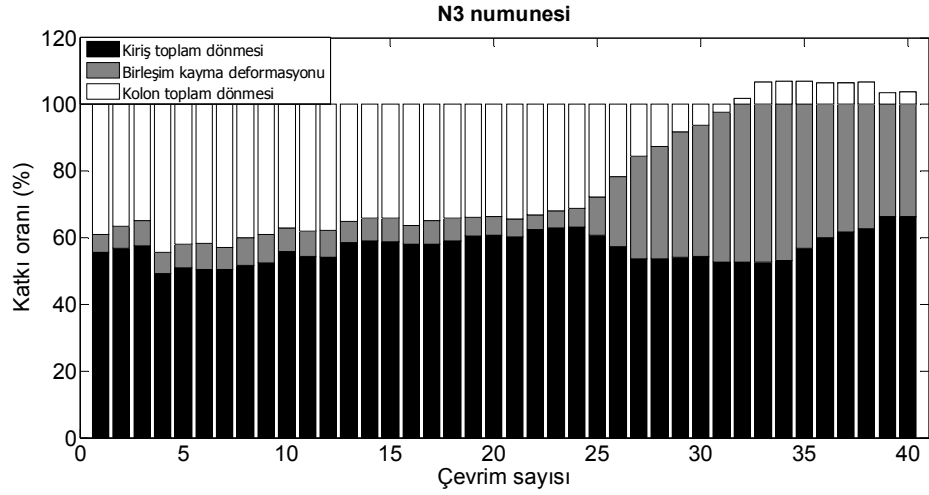
Şekil A.25 Tepeden tepeye rijitlik, N3 numunesi



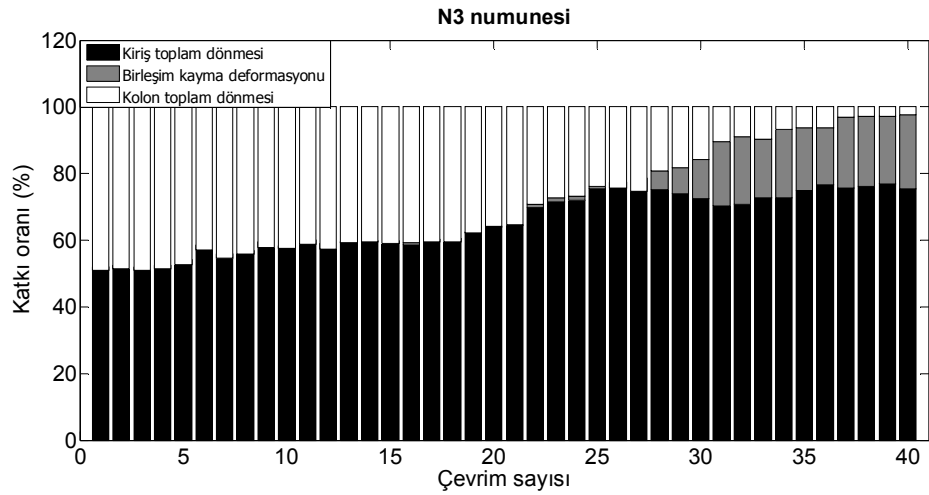
Şekil A.26 Tüketilen toplam enerji, N3 numunesi



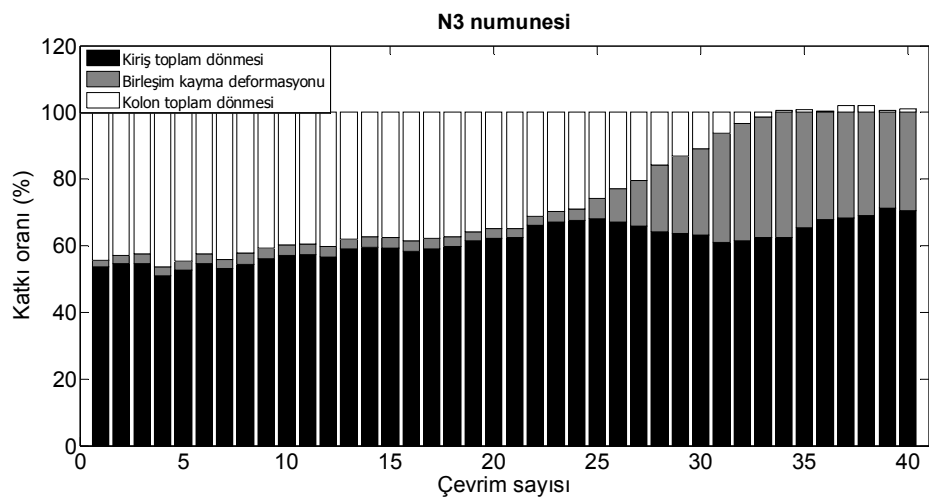
Şekil A.27 Görel enerji tüketim oranı, N3 numunesi



Şekil A.28 Tepe ötelenmesine katkı, pozitif yön, N3 numunesi.



Şekil A.29 Tepe ötelenmesine katkı, negatif yön, N3 numunesi



Şekil A.30 Tepe ötelenmesine katkı, N3 numunesi

Tablo A.3 N3 numunesinin test sonuçları özet tablosu

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,15	3,38	6,3	8,7	40,1	0,29	4,7	0,03	0,000108	-	-	-
-0,15	-3,54	-6,5	-8,9	-41,2	-0,30	-2,8	-0,02	0,000020	1,86	10,6	10,6
0,15	3,37	6,2	8,5	39,3	0,28	4,7	0,03	0,000126	-	-	-
-0,15	-3,55	-6,4	-8,6	-39,9	-0,29	-3,1	-0,02	0,000020	1,82	7,2	17,9
0,15	3,37	6,1	8,4	38,7	0,28	4,8	0,03	0,000142	-	-	-
-0,15	-3,54	-6,2	-8,4	-39,1	-0,28	-3,2	-0,02	0,000020	1,79	6,5	24,4
0,20	4,49	7,5	10,2	47,4	0,34	7,5	0,05	0,000160	-	-	-
-0,20	-4,69	-7,8	-10,7	-49,5	-0,36	-5,6	-0,04	0,000020	1,67	12,1	36,5
0,20	4,50	7,2	10,0	46,3	0,33	7,2	0,05	0,000193	-	-	-
-0,20	-4,68	-7,6	-10,5	-48,5	-0,35	-5,7	-0,04	0,000036	1,62	10,6	47,1
0,20	4,51	7,1	9,8	45,6	0,33	7,0	0,05	0,000195	-	-	-
-0,20	-4,64	-7,5	-10,3	-47,6	-0,34	-5,5	-0,04	0,000036	1,60	10,0	57,1
0,25	5,66	8,4	11,6	53,6	0,39	8,7	0,06	0,000211	-	-	-
-0,25	-5,82	-9,0	-12,3	-57,2	-0,41	-8,1	-0,06	0,000036	1,52	15,9	73,0
0,25	5,66	8,2	11,3	52,6	0,38	9,4	0,07	0,000245	-	-	-
-0,25	-5,84	-8,7	-11,9	-55,1	-0,40	-8,5	-0,06	0,000036	1,47	14,1	87,1
0,24	5,63	8,2	11,2	51,8	0,37	9,5	0,07	0,000245	-	-	-
-0,25	-5,85	-8,5	-11,7	-54,3	-0,39	-9,1	-0,07	0,000036	1,45	13,3	100,3
0,34	7,88	10,4	14,3	66,2	0,48	13,7	0,10	0,000314	-	-	-
-0,36	-8,18	-11,0	-15,1	-69,8	-0,50	-13,5	-0,10	0,000018	1,33	31,3	131,6
0,34	7,90	10,1	13,8	63,9	0,46	13,9	0,10	0,000330	-	-	-
-0,35	-8,16	-10,7	-14,7	-68,1	-0,49	-14,0	-0,10	0,000034	1,29	24,8	156,4
0,34	7,91	9,8	13,5	62,4	0,45	13,8	0,10	0,000330	-	-	-
-0,36	-8,17	-10,4	-14,3	-66,4	-0,48	-14,4	-0,10	0,000051	1,26	22,9	179,3
0,49	11,34	12,8	17,5	81,4	0,59	19,6	0,14	0,000383	-	-	-
-0,51	-11,67	-13,8	-18,9	-87,6	-0,63	-22,4	-0,16	-0,000002	1,15	58,5	237,8

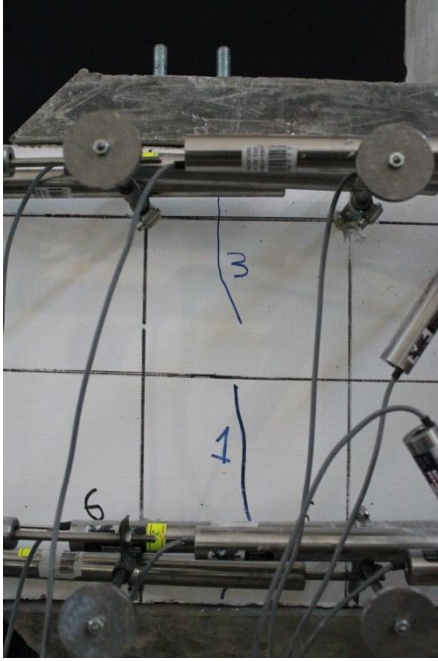
Tablo A.3. N3 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,49	11,36	12,3	16,9	78,3	0,56	19,7	0,14	0,000401	-	-	-
-0,51	-11,67	-13,0	-17,9	-83,3	-0,60	-22,1	-0,16	0,000016	1,10	44,9	282,7
0,49	11,36	12,0	16,5	76,4	0,55	19,3	0,14	0,000417	-	-	-
-0,51	-11,68	-12,7	-17,4	-80,8	-0,58	-21,9	-0,16	0,000033	1,07	40,7	323,4
0,74	16,99	15,9	21,8	101,1	0,73	30,5	0,22	0,000538	-	-	-
-0,76	-17,46	-16,8	-23,1	-107,3	-0,77	-35,0	-0,25	-0,000054	0,95	129,1	452,5
0,74	16,97	15,0	20,6	95,4	0,69	30,3	0,22	0,000659	-	-	-
-0,76	-17,51	-15,9	-21,9	-101,5	-0,73	-33,5	-0,24	0,000070	0,90	92,4	544,9
0,74	16,95	14,5	19,8	92,0	0,66	29,9	0,22	0,000658	-	-	-
-0,76	-17,50	-15,3	-21,1	-98,0	-0,71	-32,7	-0,24	0,000087	0,86	83,0	627,9
0,99	22,85	17,1	23,4	108,7	0,78	39,3	0,28	0,000728	-	-	-
-1,01	-23,25	-18,3	-25,2	-117,1	-0,84	-45,2	-0,33	0,000018	0,77	210,7	838,6
0,99	22,81	16,0	22,0	102,2	0,74	40,0	0,29	0,000710	-	-	-
-1,01	-23,32	-17,2	-23,7	-109,8	-0,79	-44,0	-0,32	-0,000054	0,72	151,0	989,6
0,99	22,72	15,4	21,1	98,0	0,71	38,5	0,28	0,000676	-	-	-
-1,02	-23,36	-16,5	-22,7	-105,2	-0,76	-44,9	-0,32	-0,000036	0,69	130,0	1119,6
1,39	31,93	18,7	25,7	119,4	0,86	54,4	0,39	0,000787	-	-	-
-1,42	-32,61	-18,2	-25,0	-116,2	-0,84	-65,2	-0,47	-0,000173	0,57	403,1	1522,7
1,39	31,89	16,7	23,0	106,9	0,77	50,6	0,36	0,000892	-	-	-
-1,42	-32,58	-16,9	-23,2	-107,8	-0,78	-64,0	-0,46	-0,000188	0,52	299,4	1822,2
1,39	31,90	15,8	21,7	100,8	0,73	47,2	0,34	0,001050	-	-	-
-1,42	-32,57	-15,9	-22,0	-102,0	-0,74	-63,4	-0,46	-0,000200	0,49	237,8	2060,0
1,74	39,96	17,3	23,8	110,7	0,80	60,1	0,43	0,002519	-	-	-
-1,77	-40,60	-17,5	-24,2	-112,2	-0,81	-86,0	-0,62	-0,000164	0,43	492,8	2552,8
1,74	40,00	15,7	21,6	100,3	0,72	52,5	0,38	0,004689	-	-	-
-1,76	-40,59	-16,0	-22,1	-102,6	-0,74	-85,4	-0,62	0,000359	0,39	393,0	2945,9

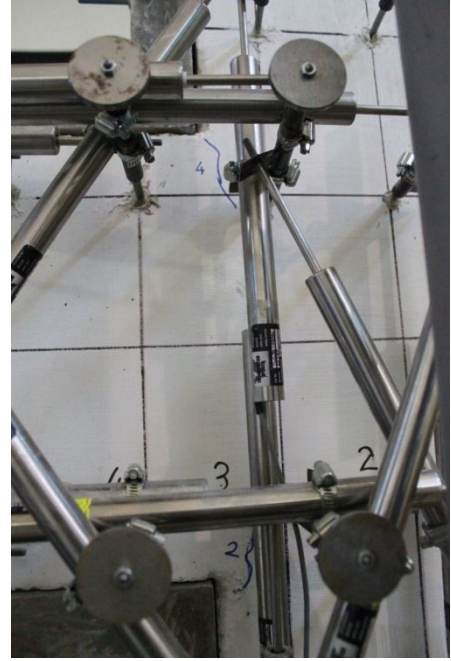
Tablo A.3. N3 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
1,74	39,96	14,5	20,1	93,2	0,67	48,6	0,35	0,006715	-	-	-
-1,76	-40,58	-15,1	-20,8	-96,8	-0,70	-80,5	-0,58	0,000812	0,37	347,1	3293,0
2,19	50,35	16,3	22,6	104,9	0,76	63,1	0,46	0,009383	-	-	-
-2,22	-50,97	-16,9	-23,3	-108,4	-0,78	-96,2	-0,69	-0,001514	0,33	665,8	3958,8
2,19	50,33	14,9	20,6	95,6	0,69	57,9	0,42	0,010442	-	-	-
-2,22	-50,95	-15,0	-20,8	-96,6	-0,70	-88,0	-0,64	-0,002072	0,30	536,8	4495,5
2,19	50,38	13,8	19,0	88,4	0,64	56,3	0,41	0,010872	-	-	-
-2,21	-50,94	-13,9	-19,3	-89,7	-0,65	-84,5	-0,61	-0,003107	0,27	472,9	4968,5
2,74	62,97	15,5	21,5	100,1	0,72	77,1	0,56	0,015871	-	-	-
-2,77	-63,64	-15,9	-22,0	-102,4	-0,74	-105,2	-0,76	-0,006402	0,25	836,4	5804,8
2,74	63,02	13,7	19,0	88,1	0,64	88,5	0,64	0,018165	-	-	-
-2,77	-63,63	-14,3	-19,9	-92,6	-0,67	-105,7	-0,76	-0,006682	0,22	713,8	6518,6
2,74	63,01	12,7	17,5	81,4	0,59	94,5	0,68	0,019135	-	-	-
-2,77	-63,62	-13,0	-18,2	-84,7	-0,61	-105,5	-0,76	-0,005820	0,20	656,8	7175,4
3,49	80,23	12,8	18,0	84,0	0,61	96,4	0,70	0,024700	-	-	-
-3,51	-80,80	-15,0	-20,9	-97,4	-0,70	-108,4	-0,78	-0,008566	0,17	1124,0	8299,4
3,49	80,29	10,5	14,8	68,9	0,50	78,2	0,56	0,023055	-	-	-
-3,51	-80,80	-13,1	-18,3	-85,1	-0,61	-92,4	-0,67	-0,007801	0,15	899,9	9199,3
3,49	80,28	8,9	12,7	59,1	0,43	65,9	0,48	0,021292	-	-	-
-3,51	-80,79	-12,0	-16,8	-78,1	-0,56	-77,8	-0,56	-0,007073	0,13	796,3	9995,7
4,00	91,96	8,9	12,8	59,9	0,43	58,5	0,42	0,023407	-	-	-
-4,01	-92,25	-12,7	-17,8	-82,9	-0,60	-85,0	-0,61	-0,009950	0,12	995,7	10991,4
4,00	92,00	8,5	12,1	56,7	0,41	53,8	0,39	0,023062	-	-	-
-4,01	-92,22	-11,8	-16,6	-77,5	-0,56	-77,9	-0,56	-0,009819	0,11	933,8	11925,1
4,00	92,00	7,1	10,3	48,4	0,35	39,6	0,29	0,019516	-	-	-
-4,01	-92,26	-10,9	-15,4	-71,8	-0,52	-72,9	-0,53	-0,009518	0,10	841,6	12766,8

A.4 N4 Numunesi



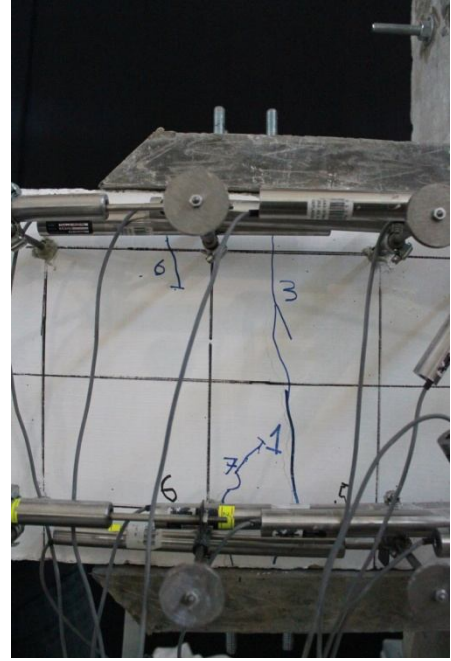
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil A.31 N4 numunesi hasar modu



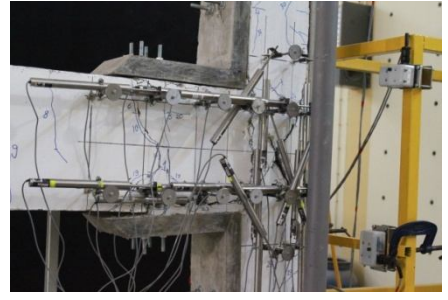
(a)



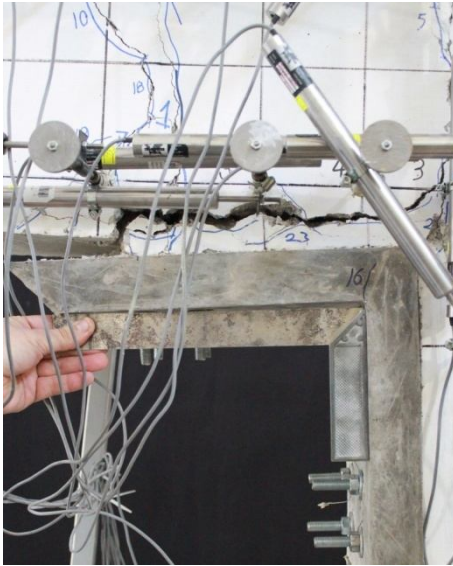
(b)



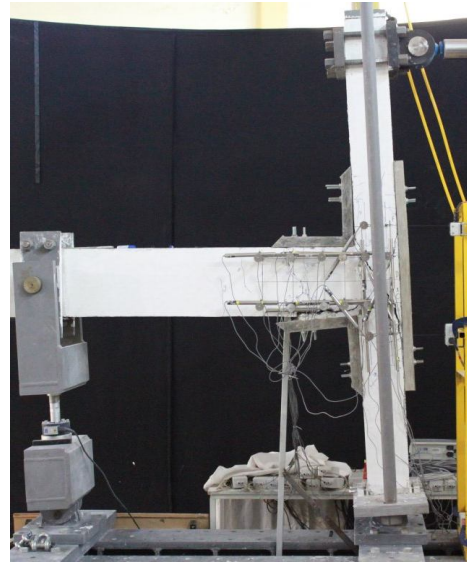
(c)



(d)

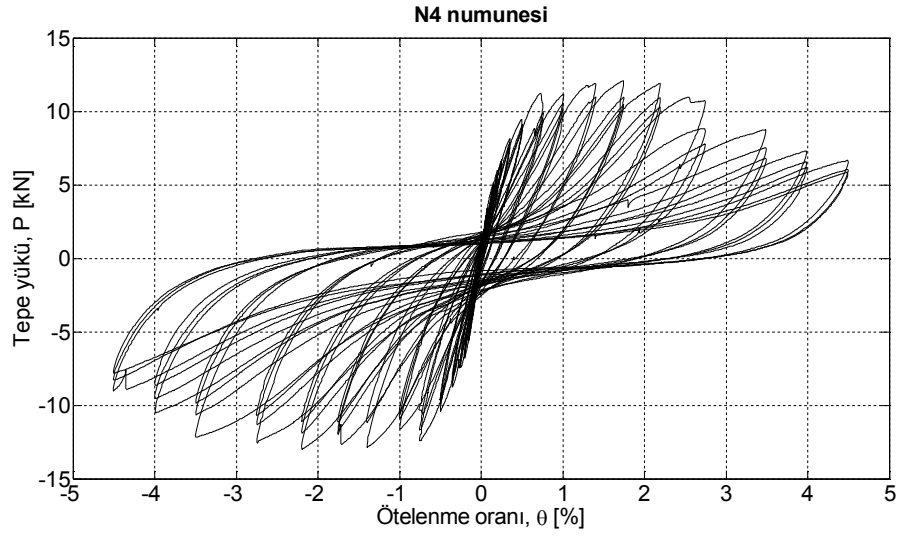


(e)

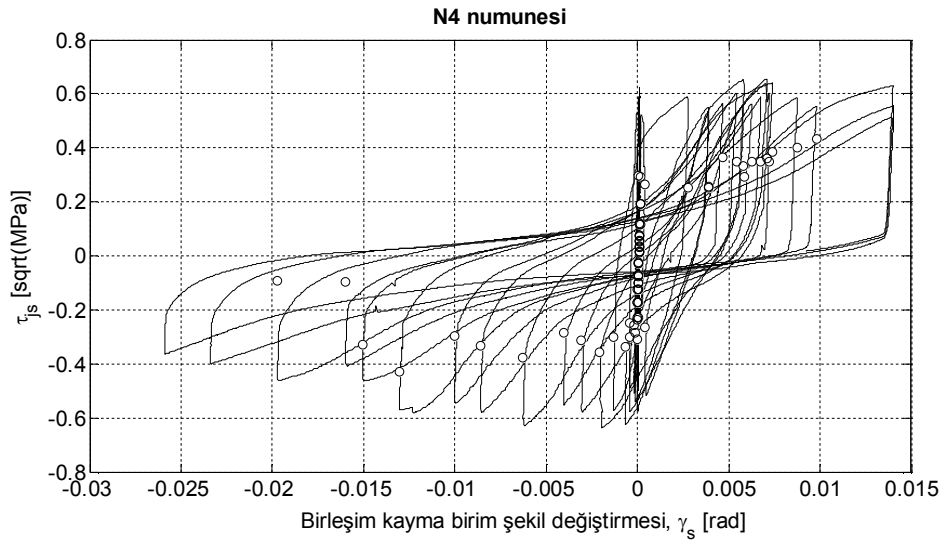


(f)

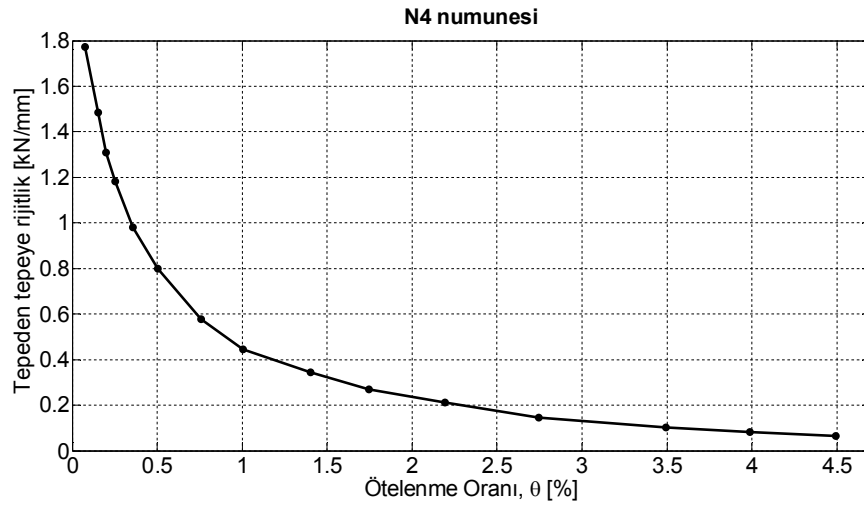
Şekil A.32 N4 numunesi hasar modu



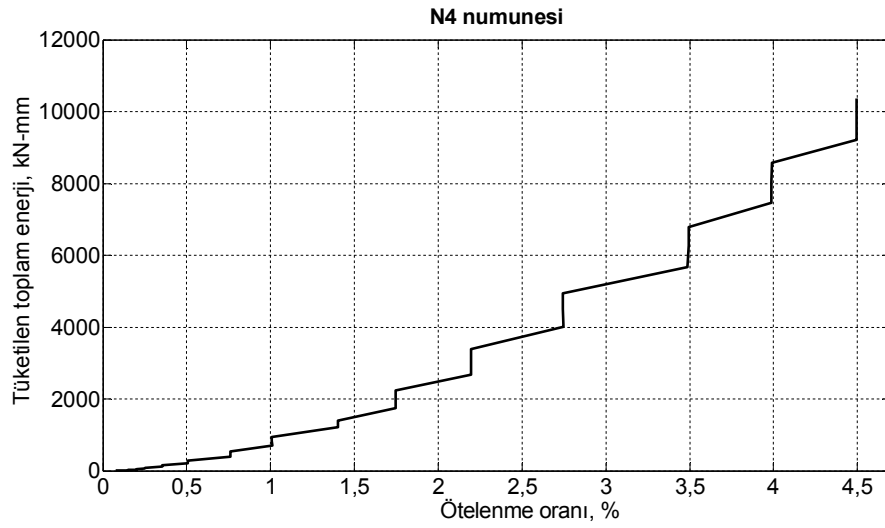
Şekil A.33 Tepe yükü-tepe ötelenme oranı, N4 numunesi



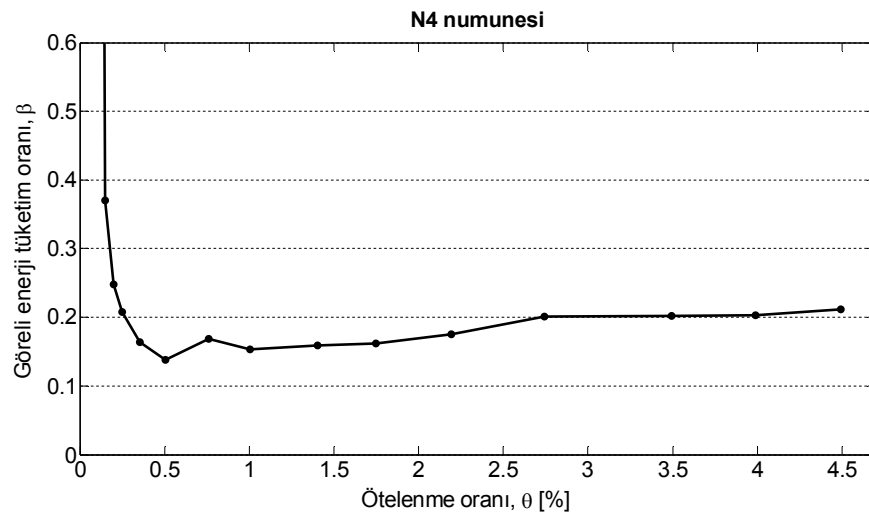
Şekil A.34 Birleşim kayma gerilmesi-kayma birim şekil değıştirmesi, N4 numunesi



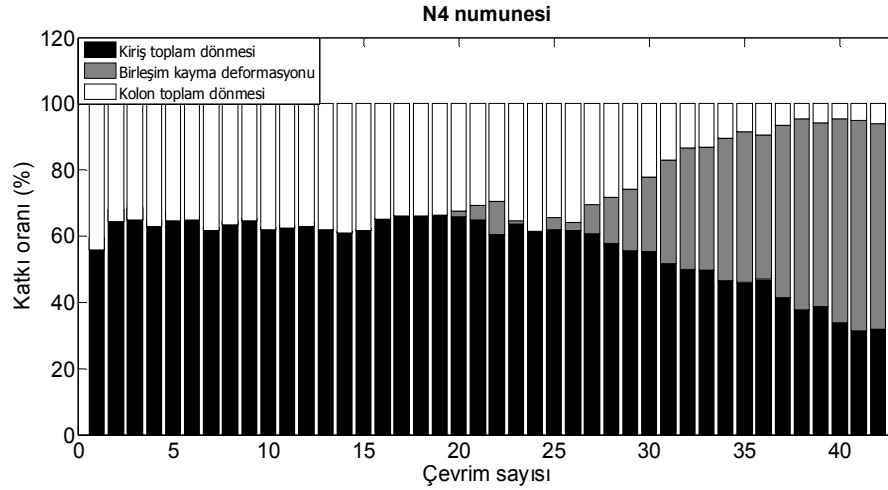
Şekil A.35 Tepeden tepeye rijitlik, N4 numunesi



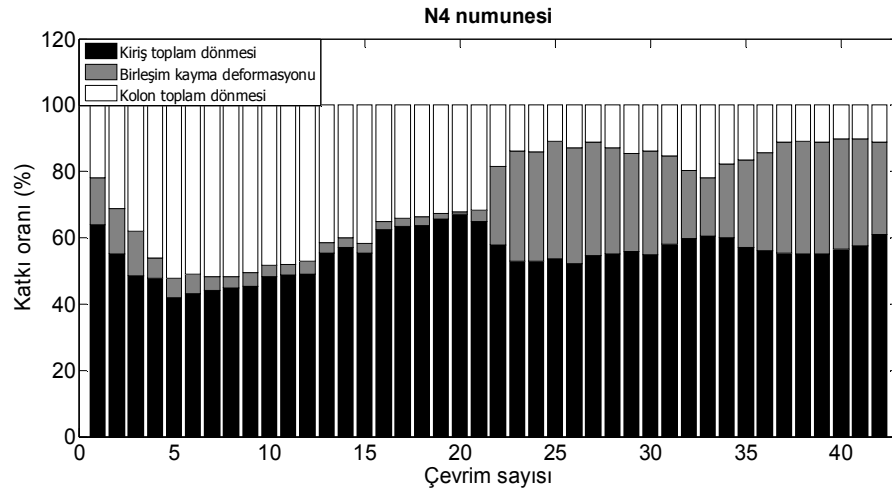
Şekil A.36 Tüketilen toplam enerji, N4 numunesi



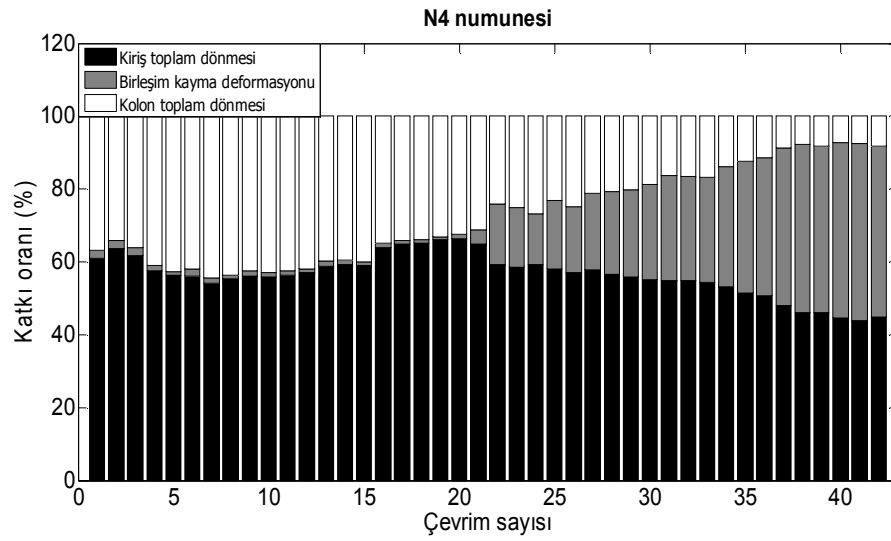
Şekil A.37 Görel enerji tüketim oranı, N4 numunesi



Şekil A.38 Tepe ötelenmesine katkı, pozitif yön, N4 numunesi.



Şekil A.39 Tepe ötelenmesine katkı, negatif yön, N4 numunesi



Şekil A.40 Tepe ötelenmesine katkı, N4 numunesi

Tablo A.4 N4 numunesinin test sonuçları özet tablosu

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,08	1,73	3,3	4,6	21,1	0,15	3,3	0,02	-0,000023	-	-	-
-0,08	-1,74	-2,9	-4,0	-18,6	-0,13	-1,4	-0,01	-0,000092	1,80	2,0	2,0
0,08	1,75	3,4	4,7	21,6	0,16	3,5	0,03	-0,000039	-	-	-
-0,07	-1,72	-2,8	-3,8	-17,8	-0,13	-2,0	-0,01	-0,000092	1,78	1,6	3,6
0,08	1,74	3,4	4,6	21,5	0,15	3,8	0,03	-0,000023	-	-	-
-0,08	-1,73	-2,8	-3,8	-17,8	-0,13	-2,2	-0,02	-0,000092	1,77	1,5	5,1
0,15	3,46	5,2	7,1	33,0	0,24	9,6	0,07	-0,000023	-	-	-
-0,15	-3,52	-5,6	-7,8	-36,1	-0,26	-4,3	-0,03	-0,000110	1,54	6,9	12,0
0,15	3,42	5,0	6,8	31,6	0,23	9,2	0,07	-0,000023	-	-	-
-0,15	-3,49	-5,5	-7,6	-35,3	-0,25	-4,2	-0,03	-0,000092	1,51	5,1	17,0
0,15	3,46	5,0	6,8	31,7	0,23	9,3	0,07	-0,000023	-	-	-
-0,15	-3,49	-5,4	-7,5	-34,7	-0,25	-4,1	-0,03	-0,000092	1,49	4,7	21,7
0,20	4,63	6,0	8,2	38,2	0,28	12,8	0,09	-0,000023	-	-	-
-0,20	-4,68	-6,8	-9,4	-43,8	-0,32	-7,0	-0,05	-0,000092	1,38	10,0	31,7
0,20	4,59	5,8	8,0	37,2	0,27	12,4	0,09	-0,000023	-	-	-
-0,20	-4,71	-6,6	-9,1	-42,3	-0,31	-6,9	-0,05	-0,000092	1,34	8,3	40,0
0,20	4,60	5,7	7,9	36,6	0,26	12,6	0,09	-0,000023	-	-	-
-0,20	-4,70	-6,4	-9,0	-41,8	-0,30	-6,8	-0,05	-0,000092	1,31	7,7	47,6
0,25	5,75	6,7	9,2	42,7	0,31	15,8	0,11	-0,000023	-	-	-
-0,25	-5,85	-7,4	-10,5	-49,1	-0,35	-9,6	-0,07	-0,000092	1,22	14,1	61,8
0,25	5,77	6,7	9,0	41,4	0,30	15,6	0,11	-0,000023	-	-	-
-0,25	-5,83	-7,2	-10,2	-47,5	-0,34	-9,4	-0,07	-0,000092	1,20	11,9	73,6
0,25	5,78	6,7	9,0	41,4	0,30	15,8	0,11	-0,000005	-	-	-
-0,25	-5,82	-7,0	-9,9	-46,4	-0,33	-9,2	-0,07	-0,000108	1,18	11,3	85,0
0,35	8,12	8,2	11,0	50,7	0,37	22,0	0,16	-0,000005	-	-	-
-0,36	-8,18	-8,8	-12,3	-57,4	-0,41	-14,9	-0,11	-0,000142	1,04	26,8	111,8

Tablo A.4. N4 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,35	8,11	7,9	10,6	49,2	0,36	21,8	0,16	-0,000005	-	-	-
-0,35	-8,15	-8,5	-11,9	-55,6	-0,40	-15,1	-0,11	-0,000124	1,01	21,7	133,4
0,36	8,17	7,8	10,5	48,4	0,35	21,6	0,16	-0,000021	-	-	-
-0,35	-8,14	-8,2	-11,6	-53,9	-0,39	-14,8	-0,11	-0,000124	0,98	19,5	152,9
0,51	11,65	9,5	12,8	59,2	0,43	30,1	0,22	-0,000005	-	-	-
-0,50	-11,51	-10,4	-14,6	-67,8	-0,49	-24,2	-0,17	-0,000141	0,86	53,3	206,3
0,51	11,64	9,1	12,3	56,9	0,41	29,1	0,21	-0,000003	-	-	-
-0,50	-11,53	-9,9	-13,9	-64,9	-0,47	-24,1	-0,17	-0,000157	0,82	36,7	242,9
0,51	11,62	8,9	12,0	55,6	0,40	28,8	0,21	-0,000021	-	-	-
-0,50	-11,55	-9,6	-13,6	-63,3	-0,46	-24,4	-0,18	-0,000157	0,80	33,0	276,0
0,76	17,46	11,2	15,3	70,6	0,51	39,3	0,28	0,000031	-	-	-
-0,76	-17,45	-12,4	-17,4	-80,9	-0,58	-37,0	-0,27	-0,000155	0,68	111,6	387,5
0,76	17,49	9,9	13,5	62,5	0,45	32,7	0,24	0,000172	-	-	-
-0,76	-17,46	-11,7	-16,4	-76,2	-0,55	-37,3	-0,27	-0,000067	0,62	78,8	466,4
0,76	17,46	9,5	13,0	60,0	0,43	31,4	0,23	0,000420	-	-	-
-0,76	-17,47	-10,6	-14,9	-69,2	-0,50	-33,5	-0,24	-0,000399	0,58	80,7	547,0
1,01	23,20	11,2	15,2	70,7	0,51	38,1	0,27	0,001308	-	-	-
-1,00	-22,94	-11,7	-16,4	-76,1	-0,55	-31,9	-0,23	-0,002769	0,49	163,4	710,5
1,01	23,14	10,6	14,4	66,8	0,48	35,8	0,26	0,000140	-	-	-
-1,00	-23,00	-10,9	-15,3	-71,3	-0,51	-31,9	-0,23	-0,003890	0,47	126,4	836,9
1,01	23,15	10,0	13,7	63,7	0,46	33,5	0,24	-0,000431	-	-	-
-1,00	-23,05	-10,5	-14,8	-69,0	-0,50	-32,7	-0,24	-0,003913	0,45	109,9	946,8
1,40	32,25	11,9	16,6	77,4	0,56	42,8	0,31	0,000689	-	-	-
-1,40	-32,21	-12,9	-18,0	-84,0	-0,61	-37,0	-0,27	-0,005825	0,38	260,8	1207,6
1,40	32,27	11,0	15,4	71,7	0,52	38,1	0,27	0,000447	-	-	-
-1,41	-32,33	-11,2	-15,5	-72,1	-0,52	-42,0	-0,30	-0,005810	0,34	184,2	1391,9

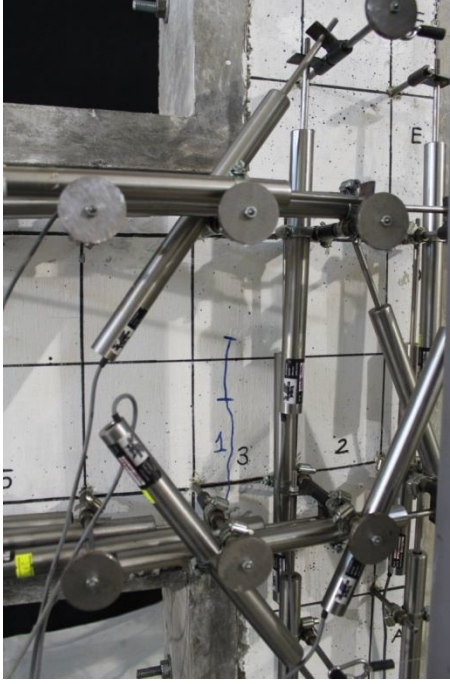
Tablo A.4. N4 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
1,75	40,17	12,1	17,0	79,2	0,57	45,2	0,33	0,002068	-	-	-
-1,76	-40,37	-12,7	-17,6	-81,9	-0,59	-44,2	-0,32	-0,007185	0,31	353,4	1745,2
1,75	40,18	11,0	15,4	71,9	0,52	39,3	0,28	0,003062	-	-	-
-1,75	-40,33	-11,7	-16,3	-75,7	-0,55	-44,1	-0,32	-0,006761	0,28	261,0	2006,2
1,75	40,16	10,5	14,7	68,7	0,50	36,3	0,26	0,004048	-	-	-
-1,76	-40,37	-11,1	-15,5	-72,3	-0,52	-44,3	-0,32	-0,006246	0,27	239,5	2245,7
2,20	50,51	11,9	16,8	78,3	0,57	47,4	0,34	0,006263	-	-	-
-2,20	-50,56	-13,0	-18,1	-84,0	-0,61	-45,5	-0,33	-0,007094	0,25	434,4	2680,1
2,20	50,49	10,9	15,5	72,3	0,52	42,1	0,30	0,008598	-	-	-
-2,20	-50,60	-11,9	-16,6	-77,0	-0,56	-44,1	-0,32	-0,005411	0,23	368,5	3048,6
2,19	50,48	10,3	14,6	68,1	0,49	37,3	0,27	0,010016	-	-	-
-2,20	-50,58	-11,1	-15,5	-72,2	-0,52	-46,2	-0,33	-0,004664	0,21	335,3	3384,0
2,75	63,19	11,0	15,6	72,7	0,52	54,2	0,39	0,013030	-	-	-
-2,75	-63,22	-12,6	-17,6	-81,9	-0,59	-48,5	-0,35	-0,007378	0,19	616,0	4000,0
2,74	63,10	8,8	12,4	57,7	0,42	41,7	0,30	0,015057	-	-	-
-2,75	-63,21	-11,3	-16,1	-74,9	-0,54	-50,6	-0,37	-0,008745	0,16	507,1	4507,2
2,74	63,11	7,8	10,9	50,9	0,37	12,4	0,09	0,016016	-	-	-
-2,75	-63,35	-10,7	-15,1	-70,6	-0,51	-54,6	-0,39	-0,009797	0,15	431,3	4938,5
3,49	80,19	8,8	12,4	58,0	0,42	11,6	0,08	0,019740	-	-	-
-3,50	-80,48	-12,2	-17,2	-80,3	-0,58	-108,8	-0,79	-0,013997	0,13	733,5	5672,0
3,49	80,36	7,5	10,7	49,9	0,36	9,7	0,07	0,023400	-	-	-
-3,49	-80,32	-10,6	-15,2	-70,9	-0,51	-86,5	-0,62	-0,014053	0,11	610,4	6282,4
3,49	80,37	6,8	9,7	45,5	0,33	9,4	0,07	0,025906	-	-	-
-3,49	-80,33	-9,8	-14,0	-65,6	-0,47	-60,3	-0,43	-0,013957	0,10	510,7	6793,1
3,99	91,70	7,3	10,5	49,3	0,36	13,4	0,10	0,028661	-	-	-
-4,00	-91,89	-10,5	-15,0	-70,2	-0,51	-20,8	-0,15	-0,015702	0,10	660,9	7454,0

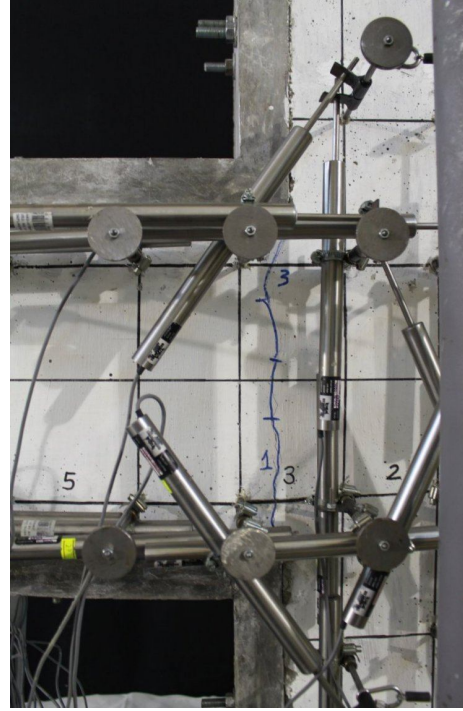
Tablo A.4. N4 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
3,99	91,72	6,6	9,5	44,6	0,32	11,0	0,08	0,031715	-	-	-
-4,00	-91,92	-9,5	-13,7	-63,9	-0,46	-30,8	-0,22	-0,015013	0,09	591,5	8045,6
3,99	91,74	6,2	9,0	42,2	0,30	1,2	0,01	0,032987	-	-	-
-4,00	-91,94	-8,7	-12,5	-58,3	-0,42	-35,9	-0,26	-0,013032	0,08	529,4	8575,0
4,50	103,39	6,7	9,7	45,6	0,33	10,5	0,08	0,036184	-	-	-
-4,51	-103,65	-9,0	-13,0	-60,7	-0,44	-37,5	-0,27	-0,013485	0,08	642,6	9217,6
4,50	103,41	6,1	8,9	41,8	0,30	32,4	0,23	0,038230	-	-	-
-4,50	-103,58	-8,3	-12,0	-56,3	-0,41	-44,3	-0,32	-0,010688	0,07	568,5	9786,1
4,49	103,33	5,9	8,6	40,5	0,29	41,2	0,30	0,039773	-	-	-
-4,51	-103,62	-7,8	-11,4	-53,2	-0,38	-56,7	-0,41	-0,012714	0,07	577,8	10363,9

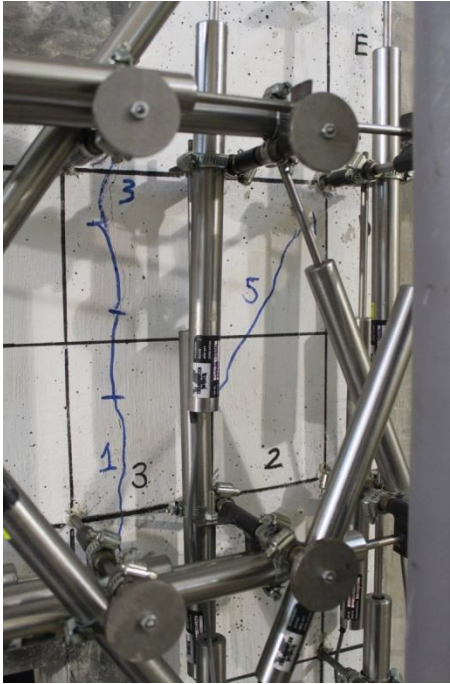
A.5 N5 Numunesi



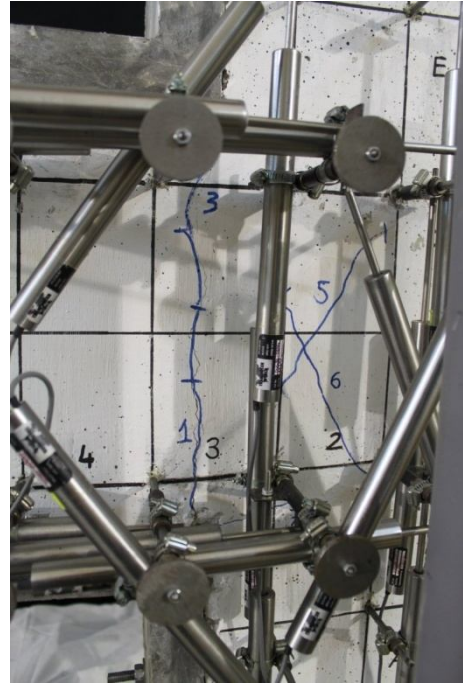
(a)



(b)



(c)

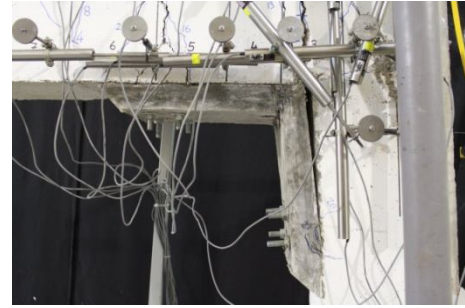


(d)

Şekil A.41 N5 numunesi hasar modu



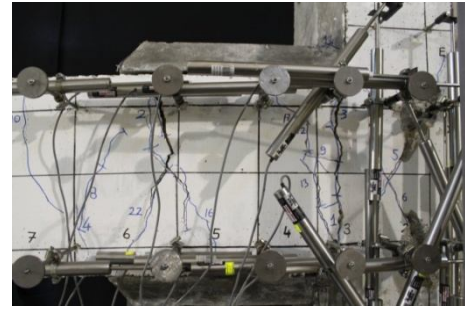
(a)



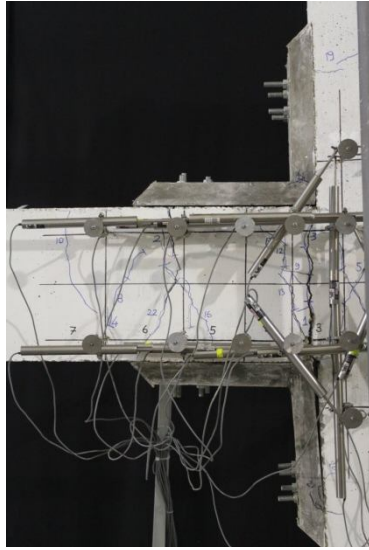
(b)



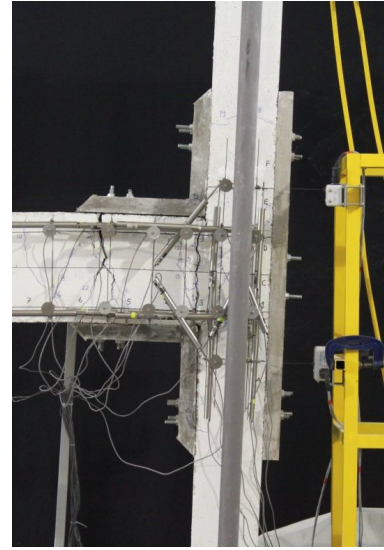
(c)



(d)

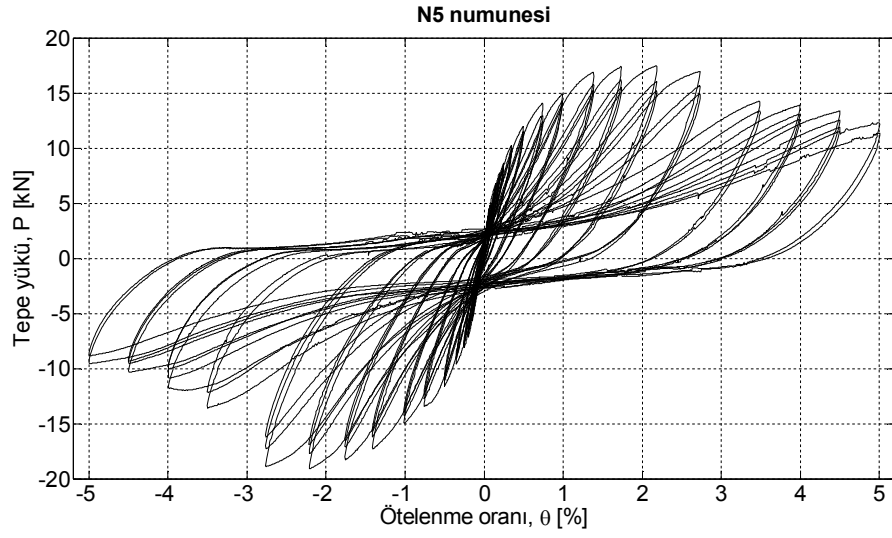


(e)

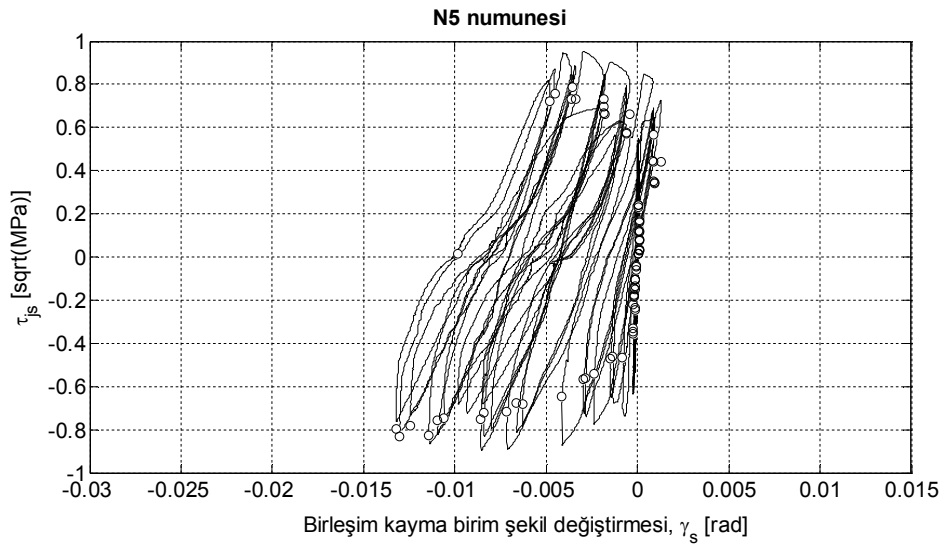


(f)

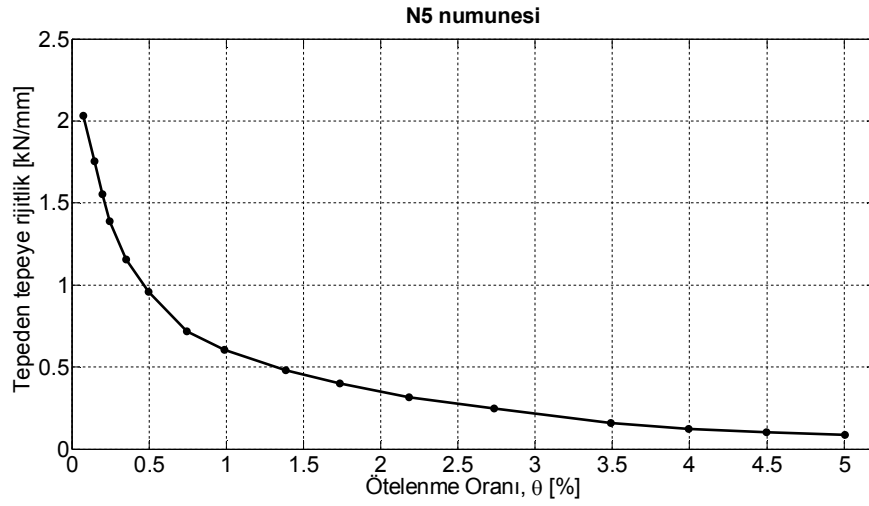
Şekil A.42 N5 numunesi hasar modu



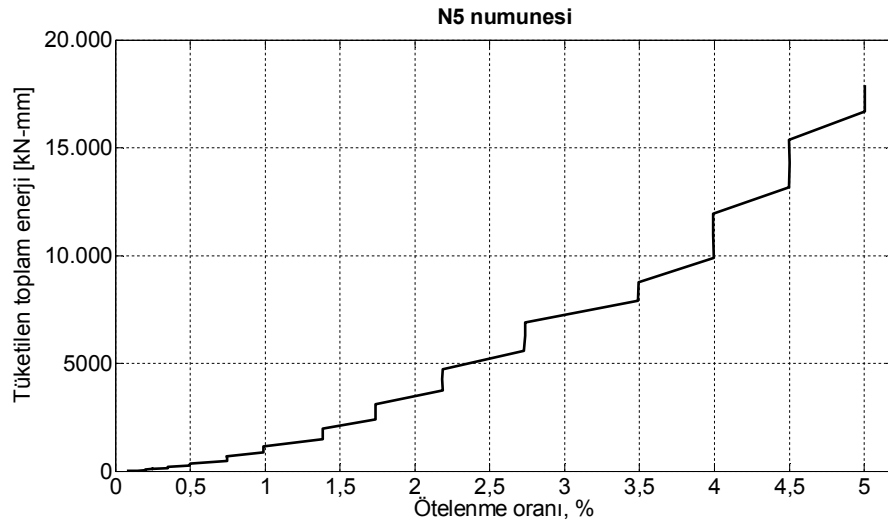
Şekil A.43 Tepe yükü-tepe ötelenme oranı, N5 numunesi



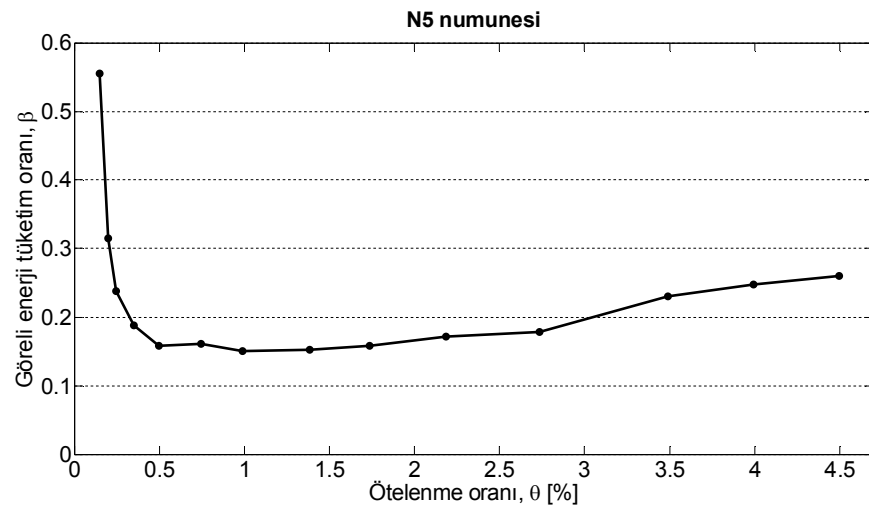
Şekil A.44 Birleşim kayma gerilmesi-kayma birim şekil değıştirmesi, N5 numunesi



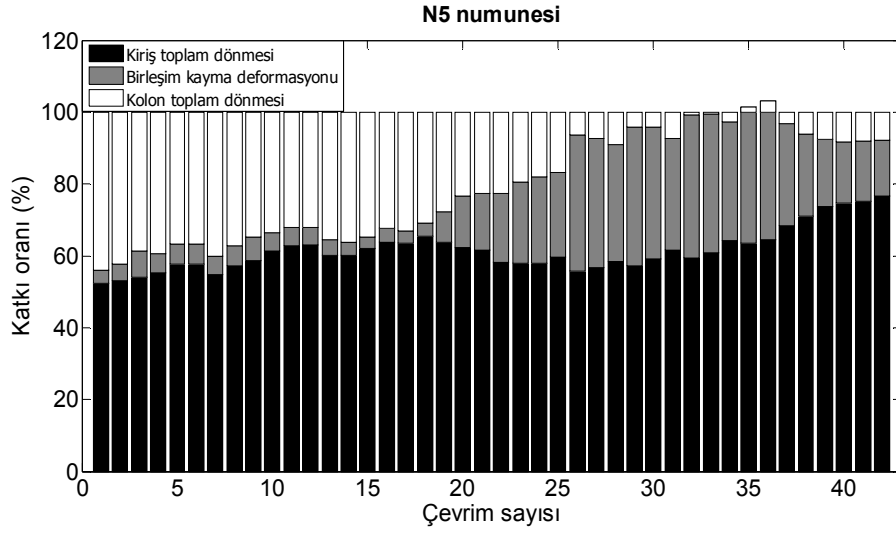
Şekil A.45 Tepeden tepeye rijitlik, N5 numunesi



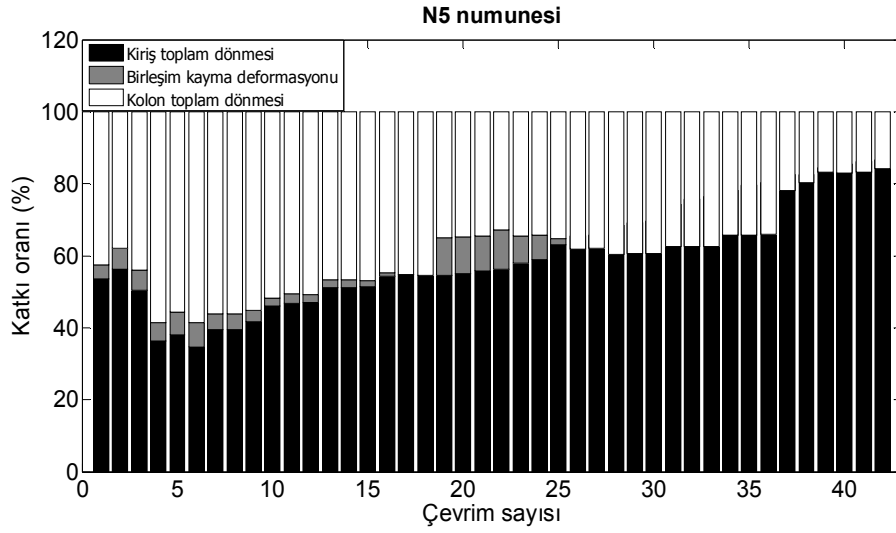
Şekil A.46 Tüketilen toplam enerji, N5 numunesi



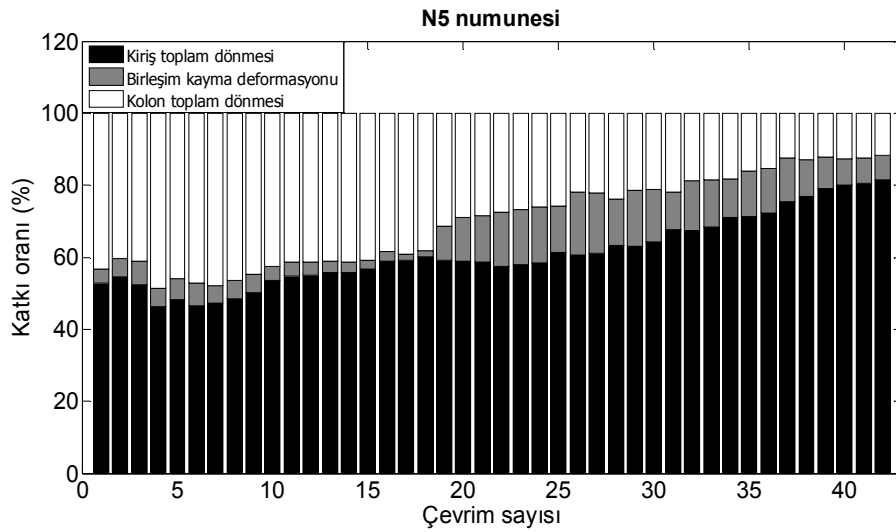
Şekil A.47 Görel enerji tüketim oranı, N5 numunesi



Şekil A.48 Tepe ötelenmesine katkı, pozitif yön, N5 numunesi.



Şekil A.49 Tepe ötelenmesine katkı, negatif yön, N5 numunesi



Şekil A.50 Tepe ötelenmesine katkı, N5 numunesi

Tablo A.5 N5 numunesinin test sonuçları özet tablosu

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,08	1,76	4,8	6,5	30,0	0,22	5,3	0,04	0,000066	-	-	-
-0,08	-1,76	-2,4	-3,4	-15,7	-0,11	-1,7	-0,01	-0,000051	2,06	2,5	2,5
0,08	1,75	4,8	6,5	30,1	0,22	6,0	0,04	0,000055	-	-	-
-0,08	-1,76	-2,4	-3,3	-15,4	-0,11	-1,8	-0,01	-0,000066	2,06	2,1	4,6
0,08	1,75	4,8	6,5	29,9	0,22	7,4	0,05	0,000073	-	-	-
-0,08	-1,77	-2,4	-3,3	-15,2	-0,11	-1,8	-0,01	-0,000051	2,03	2,0	6,6
0,15	3,44	6,8	9,2	42,7	0,31	13,6	0,10	0,000140	-	-	-
-0,15	-3,50	-5,7	-7,9	-36,5	-0,26	-3,9	-0,03	-0,000102	1,80	8,9	15,5
0,15	3,44	6,7	9,1	42,0	0,30	13,2	0,09	0,000116	-	-	-
-0,15	-3,52	-5,6	-7,8	-36,2	-0,26	-4,0	-0,03	-0,000114	1,76	6,7	22,2
0,15	3,43	6,6	9,0	41,5	0,30	13,1	0,09	0,000116	-	-	-
-0,15	-3,52	-5,6	-7,7	-35,8	-0,26	-4,1	-0,03	-0,000114	1,75	6,8	29,0
0,20	4,57	7,8	10,5	48,7	0,35	18,9	0,14	0,000145	-	-	-
-0,20	-4,70	-7,2	-9,9	-45,9	-0,33	-9,3	-0,07	-0,000125	1,61	12,4	41,4
0,20	4,59	7,6	10,3	47,6	0,34	17,4	0,13	0,000152	-	-	-
-0,20	-4,70	-6,9	-9,7	-44,9	-0,32	-10,1	-0,07	-0,000100	1,57	10,9	52,3
0,20	4,57	7,5	10,2	47,3	0,34	18,2	0,13	0,000163	-	-	-
-0,20	-4,68	-6,8	-9,5	-44,0	-0,32	-10,4	-0,08	-0,000107	1,55	10,2	62,4
0,25	5,68	8,7	11,7	54,2	0,39	22,1	0,16	0,000168	-	-	-
-0,26	-5,87	-8,1	-11,3	-52,4	-0,38	-14,6	-0,11	-0,000092	1,46	17,2	79,7
0,25	5,69	8,5	11,5	53,2	0,38	22,8	0,16	0,000166	-	-	-
-0,26	-5,90	-7,8	-10,9	-50,5	-0,36	-14,9	-0,11	-0,000087	1,41	15,2	94,9
0,25	5,67	8,4	11,3	52,3	0,38	23,4	0,17	0,000166	-	-	-
-0,26	-5,89	-7,7	-10,7	-49,8	-0,36	-15,1	-0,11	-0,000072	1,39	14,2	109,1
0,35	8,01	10,3	13,9	64,1	0,46	28,1	0,20	0,000229	-	-	-
-0,36	-8,18	-9,6	-13,4	-62,4	-0,45	-20,5	-0,15	-0,000103	1,23	35,4	144,6

Tablo A.5. N5 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,35	8,04	10,0	13,5	62,3	0,45	29,8	0,22	0,000155	-	-	-
-0,35	-8,14	-9,2	-12,8	-59,3	-0,43	-20,9	-0,15	-0,000103	1,18	26,7	171,3
0,35	8,07	9,7	13,2	60,9	0,44	31,3	0,23	0,000151	-	-	-
-0,36	-8,17	-9,0	-12,5	-58,3	-0,42	-21,3	-0,15	-0,000103	1,15	25,0	196,3
0,50	11,42	12,0	16,2	75,0	0,54	41,6	0,30	0,000247	-	-	-
-0,51	-11,62	-11,7	-16,2	-75,3	-0,54	-29,2	-0,21	-0,000071	1,03	60,2	256,5
0,50	11,44	11,5	15,5	71,8	0,52	43,9	0,32	0,000239	-	-	-
-0,51	-11,63	-11,2	-15,5	-72,1	-0,52	-30,2	-0,22	-0,000075	0,98	47,0	303,4
0,50	11,46	11,3	15,2	70,5	0,51	45,2	0,33	0,000234	-	-	-
-0,50	-11,61	-10,9	-15,2	-70,5	-0,51	-30,6	-0,22	-0,000065	0,96	43,1	346,5
0,74	17,13	14,1	19,1	88,3	0,64	58,7	0,42	0,000816	-	-	-
-0,76	-17,50	-13,4	-18,7	-86,9	-0,63	-43,4	-0,31	-0,000949	0,79	132,9	479,4
0,74	17,12	13,0	17,5	81,1	0,59	58,6	0,42	0,001349	-	-	-
-0,76	-17,50	-12,8	-17,8	-82,6	-0,60	-43,7	-0,32	-0,000923	0,74	110,7	590,1
0,74	17,11	12,4	16,8	77,6	0,56	59,5	0,43	0,001467	-	-	-
-0,76	-17,48	-12,3	-17,2	-79,8	-0,58	-44,1	-0,32	-0,000890	0,72	89,8	679,9
0,99	22,78	14,9	20,2	93,7	0,68	68,8	0,50	0,002401	-	-	-
-1,02	-23,36	-15,0	-20,7	-96,2	-0,69	-55,7	-0,40	-0,001298	0,65	181,4	861,3
0,99	22,71	14,3	19,4	89,9	0,65	70,7	0,51	0,002870	-	-	-
-1,02	-23,37	-14,3	-19,8	-91,7	-0,66	-56,0	-0,40	-0,000892	0,62	147,1	1008,4
0,99	22,76	13,9	18,9	87,7	0,63	71,7	0,52	0,002982	-	-	-
-1,01	-23,34	-14,0	-19,3	-89,5	-0,65	-56,4	-0,41	-0,000832	0,60	136,4	1144,8
1,39	31,88	16,9	23,0	106,6	0,77	81,7	0,59	0,004174	-	-	-
-1,41	-32,50	-17,3	-23,9	-111,1	-0,80	-71,6	-0,52	-0,000873	0,53	348,1	1492,9
1,39	31,88	15,8	21,4	99,4	0,72	85,7	0,62	0,006645	-	-	-
-1,41	-32,47	-16,2	-22,4	-104,1	-0,75	-72,3	-0,52	0,000609	0,50	253,1	1746,0

Tablo A.5. N5 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

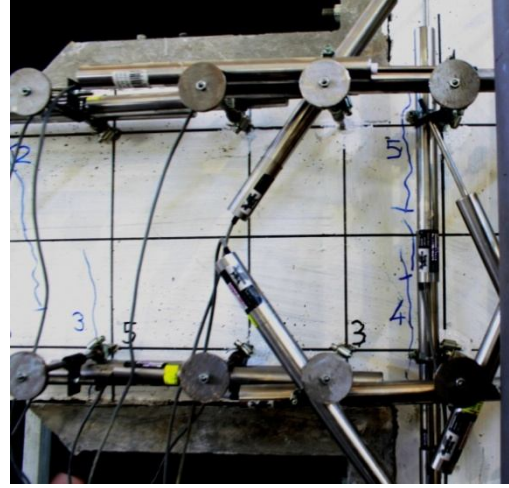
θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
1,38	31,85	15,3	20,7	96,1	0,69	86,5	0,62	0,006308	-	-	-
-1,41	-32,46	-15,7	-21,8	-101,0	-0,73	-73,2	-0,53	0,000605	0,48	232,0	1978,0
1,73	39,90	17,4	23,7	109,8	0,79	90,7	0,65	0,007155	-	-	-
-1,76	-40,48	-18,3	-25,3	-117,6	-0,85	-83,4	-0,60	0,000399	0,44	431,0	2409,0
1,74	39,94	16,2	22,1	102,3	0,74	91,3	0,66	0,008423	-	-	-
-1,76	-40,48	-17,1	-23,7	-110,4	-0,80	-83,6	-0,60	0,001758	0,42	358,4	2767,4
1,74	39,94	15,5	21,1	98,0	0,71	91,6	0,66	0,007995	-	-	-
-1,76	-40,46	-16,6	-23,0	-106,7	-0,77	-84,4	-0,61	0,001864	0,40	328,8	3096,2
2,19	50,29	17,5	23,8	110,6	0,80	94,9	0,68	0,008596	-	-	-
-2,21	-50,91	-19,1	-26,5	-123,3	-0,89	-92,6	-0,67	0,001837	0,36	635,5	3731,7
2,18	50,20	16,0	21,9	101,5	0,73	96,0	0,69	0,010956	-	-	-
-2,21	-50,92	-17,7	-24,7	-114,8	-0,83	-92,8	-0,67	0,003387	0,33	525,1	4256,8
2,18	50,24	15,2	20,7	96,0	0,69	94,7	0,68	0,010600	-	-	-
-2,22	-50,98	-16,9	-23,6	-109,6	-0,79	-92,9	-0,67	0,003631	0,32	471,9	4728,7
2,73	62,79	17,0	23,2	107,6	0,78	104,6	0,76	0,011420	-	-	-
-2,76	-63,55	-18,9	-26,3	-122,1	-0,88	-99,4	-0,72	0,003565	0,28	860,1	5588,8
2,74	62,91	15,7	21,4	99,5	0,72	105,0	0,76	0,013017	-	-	-
-2,76	-63,53	-17,3	-24,1	-112,1	-0,81	-95,6	-0,69	0,004532	0,26	685,3	6274,1
2,74	62,91	14,9	20,4	94,7	0,68	100,7	0,73	0,013229	-	-	-
-2,76	-63,58	-16,2	-22,6	-105,2	-0,76	-91,3	-0,66	0,004809	0,25	617,1	6891,2
3,49	80,24	14,3	19,6	91,1	0,66	99,1	0,72	0,012429	-	-	-
-3,50	-80,55	-13,6	-19,2	-89,2	-0,64	-88,0	-0,64	0,001847	0,17	1009,1	7900,3
3,49	80,31	13,4	18,3	85,1	0,61	-1,7	-0,01	0,009862	-	-	-
-3,50	-80,50	-12,2	-17,4	-81,5	-0,59	20,6	0,15	0,000793	0,16	871,0	8771,3
3,99	91,86	13,9	19,4	90,5	0,65	-1,7	-0,01	0,009353	-	-	-
-4,00	-91,89	-12,0	-17,2	-80,4	-0,58	20,6	0,15	0,000621	0,14	1132,5	9903,8

Tablo A.5. N5 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

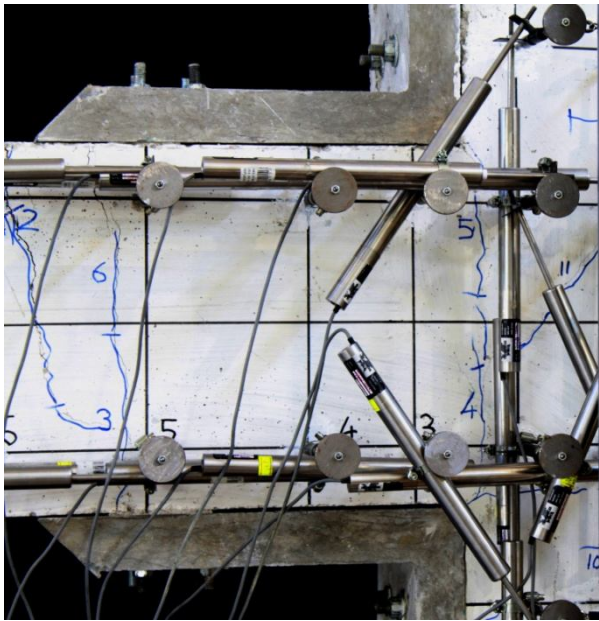
θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
3,99	91,85	13,1	18,3	85,2	0,61	-1,7	-0,01	0,008482	-	-	-
-4,00	-91,90	-10,9	-15,6	-72,8	-0,53	20,6	0,15	0,001188	0,13	1059,9	10963,7
3,99	91,82	12,6	17,3	80,1	0,58	-1,7	-0,01	0,008400	-	-	-
-4,00	-91,94	-10,0	-14,4	-67,5	-0,49	20,6	0,15	0,001452	0,12	967,0	11930,7
4,50	103,43	13,4	18,4	85,4	0,62	-1,7	-0,01	0,008800	-	-	-
-4,50	-103,46	-10,3	-14,9	-69,6	-0,50	20,6	0,15	0,001327	0,11	1228,4	13159,1
4,50	103,50	12,5	17,3	80,1	0,58	-1,7	-0,01	0,008372	-	-	-
-4,50	-103,46	-9,6	-13,9	-64,9	-0,47	20,6	0,15	0,001557	0,11	1135,8	14295,0
4,50	103,46	11,9	16,4	76,1	0,55	-1,7	-0,01	0,005821	-	-	-
-4,50	-103,41	-9,3	-13,6	-63,4	-0,46	20,6	0,15	-0,004342	0,10	1085,6	15380,5
5,01	115,12	12,3	17,2	80,0	0,58	-1,7	-0,01	0,008733	-	-	-
-5,00	-114,91	-9,5	-13,9	-65,2	-0,47	20,6	0,15	-0,011617	0,10	1312,5	16693,0
5,01	115,13	11,4	15,8	73,2	0,53	-1,7	-0,01	0,007760	-	-	-
-5,00	-114,92	-8,9	-13,0	-60,9	-0,44	20,6	0,15	-0,014991	0,09	1216,7	17909,8

A.6 N6 Numunesi

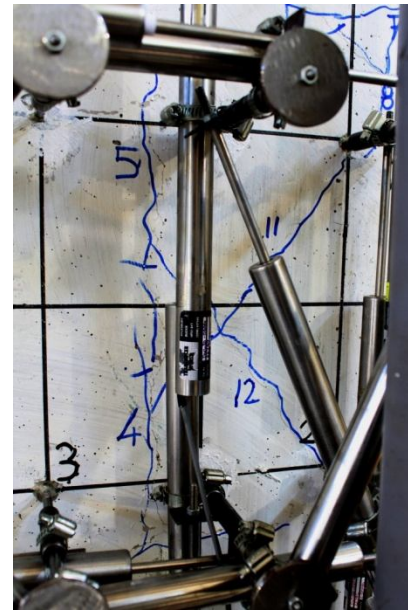
(a)



(b)

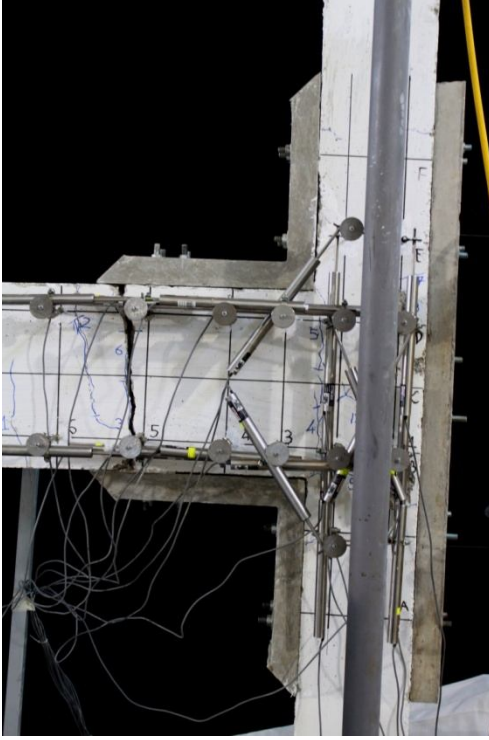


(c)



(d)

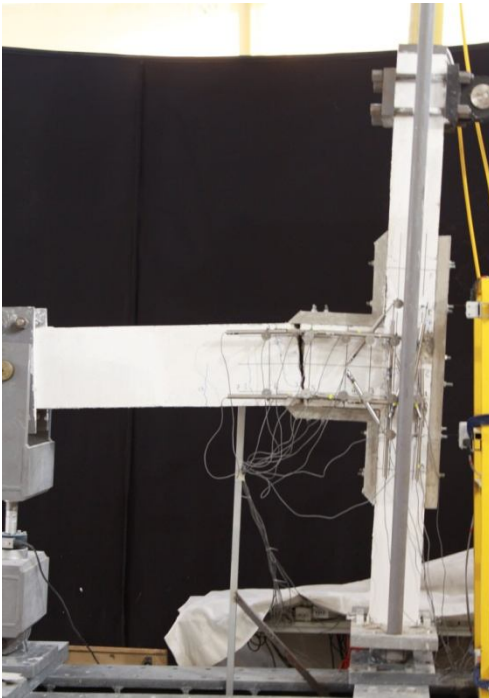
Şekil A.51 N6 numunesi hasar modu



(a)



(b)

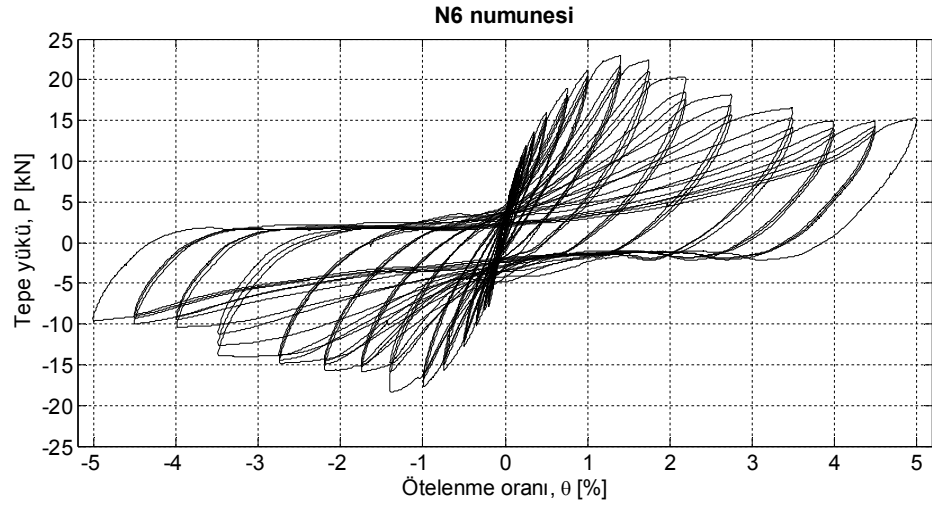


(c)

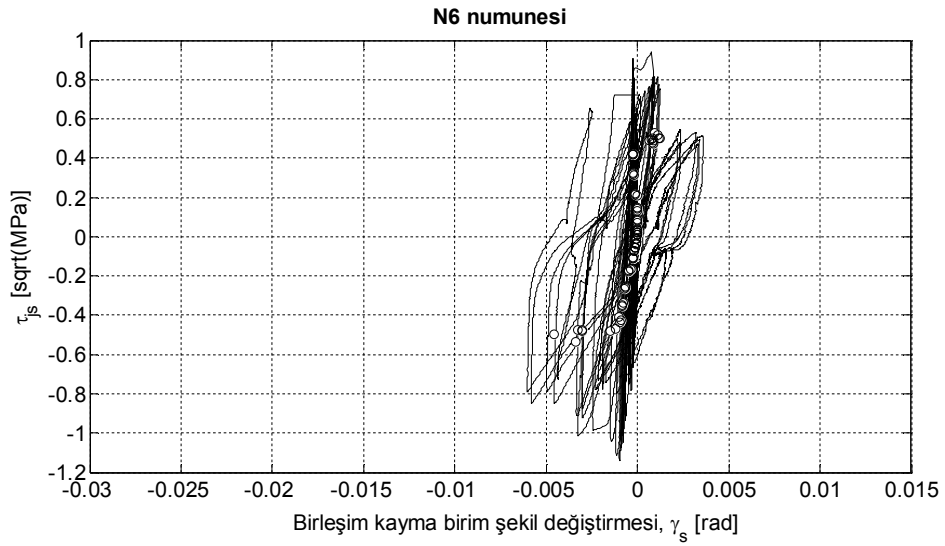


(d)

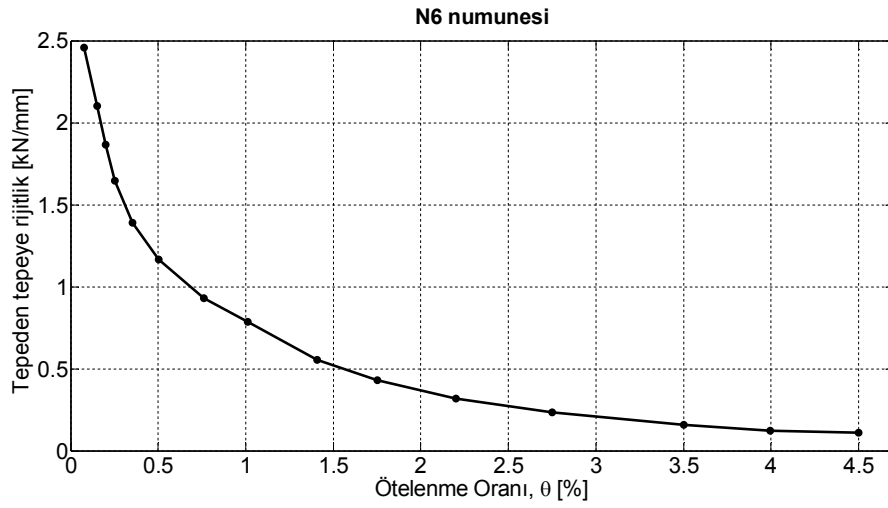
Şekil A.52 N6 numunesi hasar modu



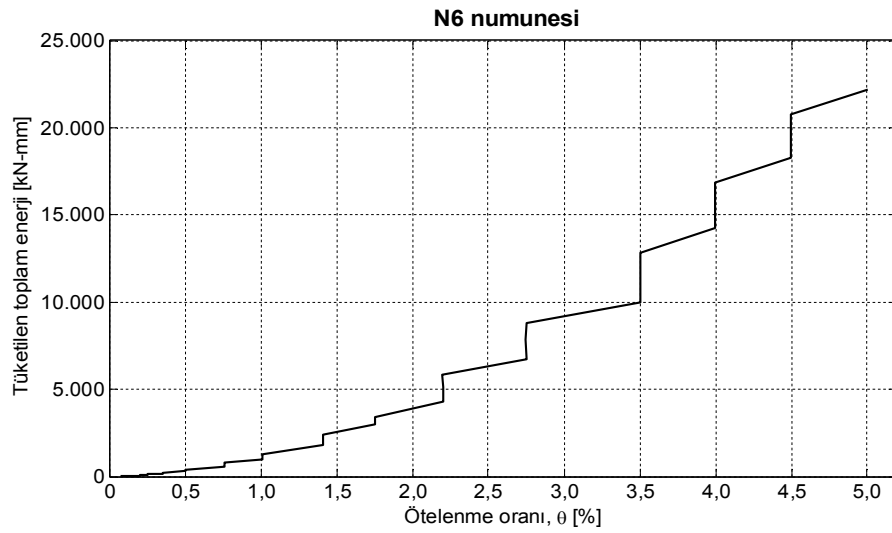
Şekil A.53 Tepe yükü-tepe ötelenme oranı, N6 numunesi



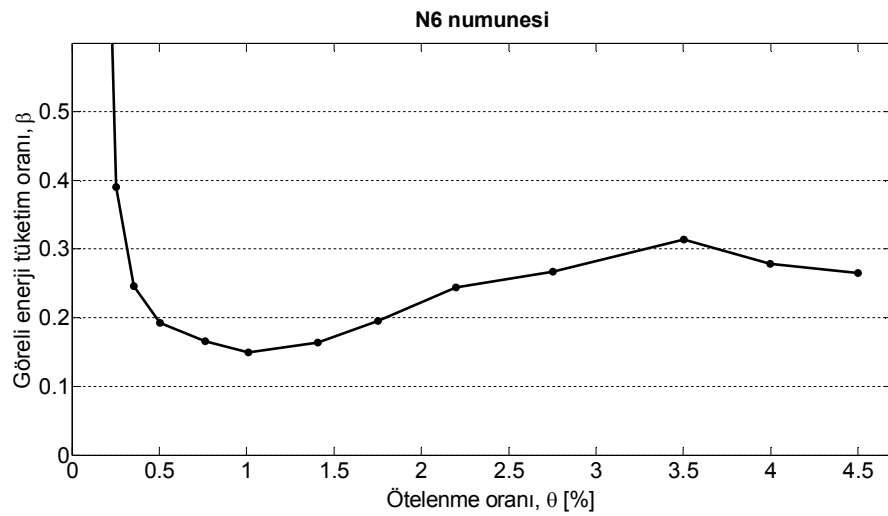
Şekil A.54 Birleşim kayma gerilmesi-kayma birim şekil değıştirmesi, N6 numunesi



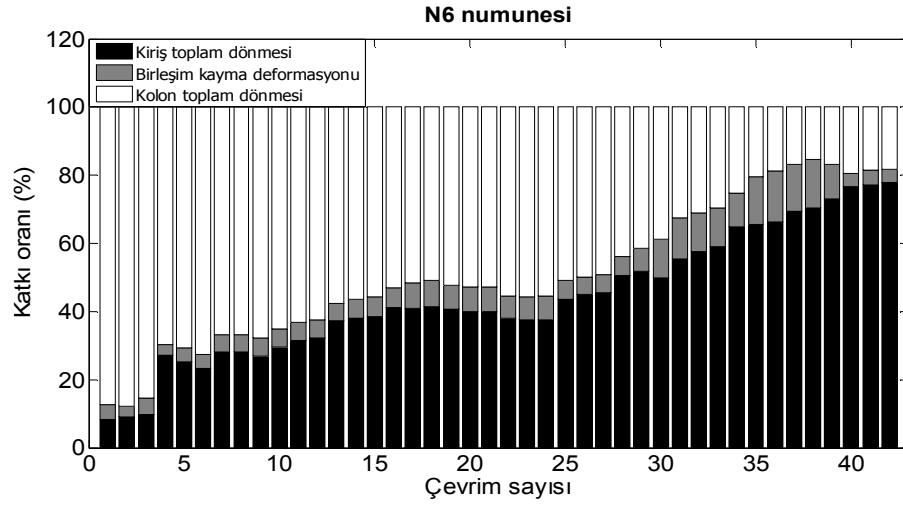
Şekil A.55 Tepeden tepeye rijitlik, N6 numunesi



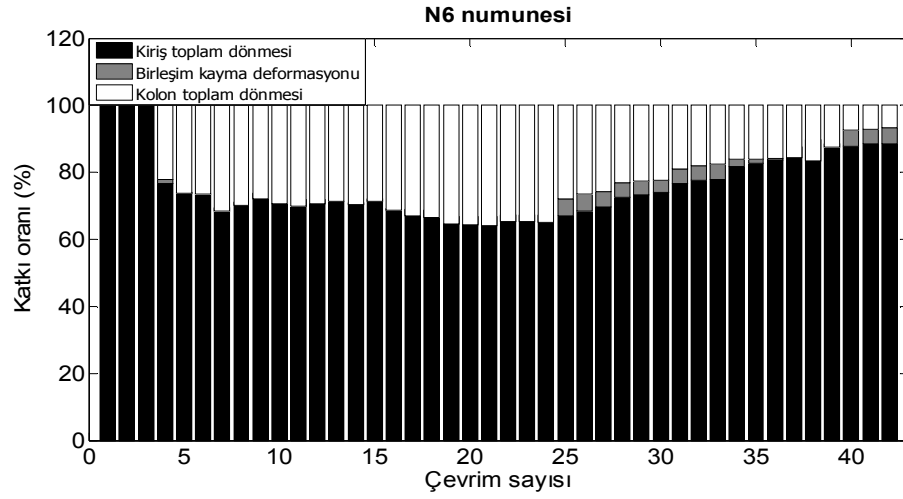
Şekil A.56 Tüketilen toplam enerji, N6 numunesi



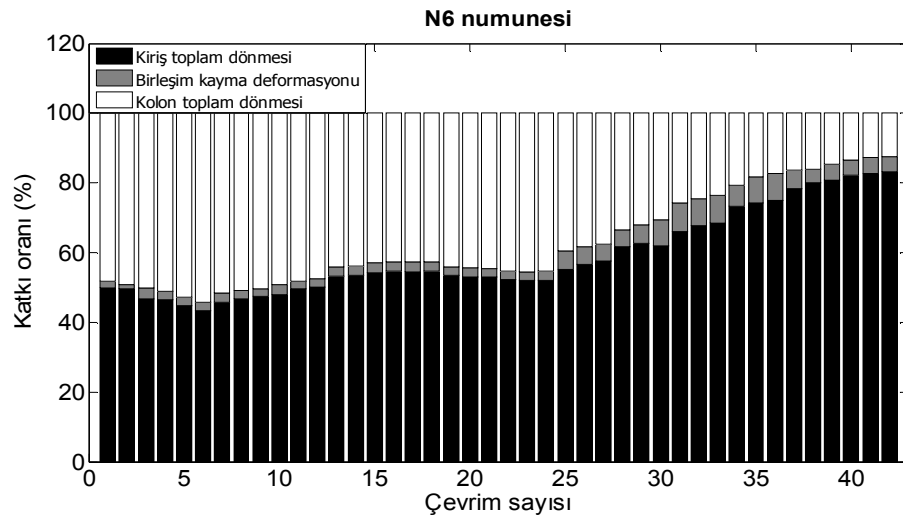
Şekil A.57 Görel enerji tüketim oranı, N6 numunesi



Şekil A.58 Tepe ötelenmesine katkı, pozitif yön, N6 numunesi.



Şekil A.59 Tepe ötelenmesine katkı, negatif yön, N6 numunesi



Şekil A.60 Tepe ötelenmesine katkı, N6 numunesi

Tablo A.6 N6 numunesinin test sonuçları özet tablosu

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,08	1,73	5,0	6,8	31,3	0,23	1,6	0,01	-0,000156	-	-	-
-0,08	-1,73	-3,5	-4,8	-22,1	-0,16	-1,4	-0,01	-0,000291	2,46	2,9	2,9
0,08	1,73	5,1	6,8	31,6	0,23	1,7	0,01	-0,000190	-	-	-
-0,07	-1,72	-3,4	-4,7	-21,6	-0,16	-1,4	-0,01	-0,000325	2,47	2,6	5,5
0,08	1,74	5,1	6,9	31,7	0,23	1,8	0,01	-0,000175	-	-	-
-0,07	-1,70	-3,3	-4,6	-21,3	-0,15	-1,5	-0,01	-0,000276	2,46	2,6	8,1
0,15	3,48	7,7	10,3	47,7	0,34	4,0	0,03	-0,000156	-	-	-
-0,15	-3,54	-7,3	-10,1	-47,1	-0,34	-2,8	-0,02	-0,000327	2,14	9,2	17,3
0,15	3,48	7,6	10,2	47,4	0,34	4,5	0,03	-0,000139	-	-	-
-0,15	-3,54	-7,2	-10,0	-46,4	-0,33	-2,8	-0,02	-0,000325	2,12	8,0	25,2
0,15	3,48	7,6	10,2	47,2	0,34	4,8	0,03	-0,000139	-	-	-
-0,15	-3,53	-7,1	-9,9	-45,9	-0,33	-2,9	-0,02	-0,000325	2,10	7,9	33,1
0,20	4,62	9,3	12,4	57,5	0,41	6,7	0,05	-0,000067	-	-	-
-0,20	-4,70	-9,3	-12,8	-59,4	-0,43	-4,1	-0,03	-0,000310	1,99	15,1	48,1
0,20	4,63	9,1	12,2	56,3	0,41	7,1	0,05	-0,000101	-	-	-
-0,20	-4,70	-8,6	-11,9	-55,4	-0,40	-4,3	-0,03	-0,000274	1,90	13,2	61,4
0,20	4,63	9,0	12,1	56,1	0,41	7,4	0,05	-0,000065	-	-	-
-0,20	-4,69	-8,4	-11,7	-54,3	-0,39	-4,6	-0,03	-0,000274	1,87	12,4	73,8
0,25	5,80	10,7	14,3	66,4	0,48	9,3	0,07	-0,000015	-	-	-
-0,25	-5,84	-9,6	-13,3	-61,8	-0,45	-9,0	-0,06	-0,000310	1,74	21,5	95,3
0,25	5,85	10,4	13,9	64,3	0,46	9,5	0,07	-0,000015	-	-	-
-0,25	-5,86	-9,3	-12,9	-59,9	-0,43	-10,3	-0,07	-0,000330	1,67	19,4	114,7
0,25	5,80	10,1	13,5	62,4	0,45	9,4	0,07	0,000021	-	-	-
-0,25	-5,84	-9,1	-12,6	-58,4	-0,42	-11,0	-0,08	-0,000308	1,64	17,2	131,8
0,35	8,13	12,5	16,9	78,0	0,56	13,1	0,09	0,000057	-	-	-
-0,35	-8,10	-11,4	-15,8	-73,4	-0,53	-16,8	-0,12	-0,000332	1,47	39,8	171,6

Tablo A.6. N6 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
0,35	8,14	12,2	16,4	75,7	0,55	13,9	0,10	0,000093	-	-	-
-0,35	-8,10	-11,0	-15,3	-70,9	-0,51	-18,2	-0,13	-0,000366	1,43	31,8	203,4
0,35	8,13	11,9	16,0	74,2	0,54	14,4	0,10	0,000093	-	-	-
-0,35	-8,11	-10,7	-14,9	-69,1	-0,50	-19,0	-0,14	-0,000330	1,39	28,9	232,4
0,51	11,62	15,0	20,2	93,5	0,67	20,9	0,15	0,000237	-	-	-
-0,50	-11,54	-13,8	-19,1	-88,6	-0,64	-26,2	-0,19	-0,000368	1,24	70,9	303,3
0,51	11,64	14,4	19,5	90,1	0,65	22,0	0,16	0,000287	-	-	-
-0,50	-11,54	-13,2	-18,3	-85,0	-0,61	-27,2	-0,20	-0,000332	1,19	57,2	360,5
0,50	11,60	14,2	19,1	88,4	0,64	22,4	0,16	0,000258	-	-	-
-0,50	-11,55	-12,9	-17,8	-82,5	-0,60	-27,9	-0,20	-0,000330	1,17	51,9	412,4
0,76	17,50	18,0	24,5	113,3	0,82	32,0	0,23	0,000450	-	-	-
-0,75	-17,26	-16,7	-23,1	-107,3	-0,77	-39,8	-0,29	-0,000328	1,00	147,3	559,7
0,76	17,52	17,2	23,3	108,1	0,78	33,0	0,24	0,000522	-	-	-
-0,75	-17,24	-15,9	-22,0	-102,2	-0,74	-40,6	-0,29	-0,000290	0,95	109,7	669,4
0,76	17,50	16,9	22,8	105,6	0,76	33,8	0,24	0,000558	-	-	-
-0,75	-17,26	-15,4	-21,4	-99,3	-0,72	-41,1	-0,30	-0,000274	0,93	101,8	771,3
1,01	23,25	20,4	27,6	128,1	0,92	42,8	0,31	0,000720	-	-	-
-1,00	-22,93	-18,6	-25,8	-119,8	-0,86	-53,5	-0,39	-0,000342	0,84	208,5	979,8
1,01	23,26	19,7	26,7	123,9	0,89	44,2	0,32	0,000760	-	-	-
-0,99	-22,88	-17,6	-24,5	-113,6	-0,82	-52,8	-0,38	-0,000340	0,81	169,5	1149,3
1,01	23,26	19,2	26,0	120,5	0,87	44,9	0,32	0,000747	-	-	-
-1,00	-22,91	-17,1	-23,8	-110,7	-0,80	-52,9	-0,38	-0,000369	0,79	154,8	1304,1
1,41	32,37	22,3	30,3	140,6	1,01	51,5	0,37	0,000946	-	-	-
-1,40	-32,18	-19,1	-26,5	-123,1	-0,89	-62,1	-0,45	-0,002027	0,64	484,8	1788,8
1,41	32,38	21,0	28,6	132,5	0,96	53,6	0,39	0,000741	-	-	-
-1,40	-32,16	-16,6	-23,0	-107,1	-0,77	-59,8	-0,43	-0,002027	0,58	326,5	2115,3

Tablo A.6. N6 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
1,41	32,37	20,3	27,6	127,8	0,92	55,0	0,40	0,000779	-	-	-
-1,40	-32,21	-15,4	-21,5	-99,9	-0,72	-60,7	-0,44	-0,001952	0,55	276,2	2391,4
1,75	40,26	21,8	29,7	137,8	0,99	59,3	0,43	0,001158	-	-	-
-1,75	-40,27	-16,5	-22,9	-106,5	-0,77	-67,0	-0,48	-0,002117	0,47	581,9	2973,3
1,75	40,33	20,4	27,8	128,9	0,93	60,7	0,44	0,001503	-	-	-
-1,75	-40,23	-15,8	-22,1	-102,6	-0,74	-63,5	-0,46	-0,001939	0,45	457,5	3430,8
1,75	40,32	19,3	26,3	121,9	0,88	59,8	0,43	0,002471	-	-	-
-1,75	-40,23	-15,4	-21,5	-100,2	-0,72	-62,5	-0,45	-0,002073	0,43	431,7	3862,5
2,20	50,62	19,8	27,1	125,6	0,91	59,1	0,43	0,004129	-	-	-
-2,20	-50,58	-16,3	-22,7	-105,6	-0,76	-65,8	-0,47	-0,002037	0,36	871,6	4734,0
2,20	50,61	18,0	24,6	114,2	0,82	60,0	0,43	0,003859	-	-	-
-2,20	-50,52	-15,4	-21,6	-100,6	-0,73	-63,3	-0,46	-0,001670	0,33	746,2	5480,2
2,20	50,58	17,1	23,5	108,8	0,79	61,1	0,44	0,003687	-	-	-
-2,20	-50,58	-15,0	-21,0	-97,7	-0,70	-63,1	-0,46	-0,001656	0,32	668,8	6149,1
2,75	63,29	17,8	24,4	113,3	0,82	68,0	0,49	0,003670	-	-	-
-2,75	-63,25	-15,3	-21,3	-99,2	-0,72	-62,1	-0,45	-0,001565	0,26	1163,7	7312,8
2,75	63,24	16,5	22,7	105,3	0,76	62,9	0,45	0,003780	-	-	-
-2,75	-63,22	-14,8	-20,6	-96,0	-0,69	-	-	-0,001523	0,25	1028,2	8341,0
2,75	63,28	15,4	21,1	98,1	0,71	-	-	0,003584	-	-	-
-2,75	-63,28	-14,2	-19,9	-92,4	-0,67	-	-	-0,001634	0,23	887,3	9228,3
3,50	80,53	16,2	22,8	105,9	0,76	-	-	0,003872	-	-	-
-3,49	-80,27	-14,3	-20,0	-93,2	-0,67	-	-	-0,002233	0,19	1554,3	10782,6
3,50	80,54	15,0	21,2	98,6	0,71	-	-	0,003257	-	-	-
-3,49	-80,29	-12,9	-18,1	-84,3	-0,61	-	-	-0,003061	0,17	1384,1	12166,7
3,50	80,52	13,9	19,6	91,2	0,66	-	-	0,002148	-	-	-
-3,49	-80,30	-11,5	-16,2	-75,4	-0,54	-	-	-0,002730	0,16	1181,5	13348,2

Tablo A.6. N6 numunesinin test sonuçları özet tablosu, devam

θ %	Δ_t [mm]	P [kN]	V_{kir} [kN]	V_{jh} [kN]	τ_{jh} [\sqrt{MPa}]	V_{jh}^{gp} [kN]	τ_{jh}^{gp} [\sqrt{MPa}]	γ_s [rad]	K_p [kN/mm]	E^i [kN-mm]	E^{top} [kN-mm]
4,00	91,89	14,8	20,8	97,2	0,70	-	-	0,002599	-	-	-
-3,99	-91,86	-10,6	-15,0	-70,2	-0,51	-	-	-0,002381	0,14	1425,5	14773,8
3,99	91,85	13,9	19,8	92,2	0,67	-	-	0,002133	-	-	-
-4,00	-91,91	-9,6	-13,7	-64,2	-0,46	-	-	-0,002219	0,13	1247,3	16021,1
4,00	91,93	13,4	19,0	88,4	0,64	-	-	0,001925	-	-	-
-3,99	-91,88	-9,2	-13,2	-61,5	-0,44	-	-	-0,002386	0,12	1089,4	17110,5
4,50	103,46	14,8	21,0	98,1	0,71	-	-	0,002340	-	-	-
-4,50	-103,60	-10,1	-14,5	-67,6	-0,49	-	-	-0,003223	0,12	1358,0	18468,5
4,50	103,48	14,2	20,2	94,2	0,68	-	-	0,001754	-	-	-
-4,51	-103,66	-9,3	-13,4	-62,7	-0,45	-	-	-0,003409	0,11	1255,9	19724,4
4,50	103,47	13,8	19,5	91,0	0,66	-	-	0,000975	-	-	-
-4,51	-103,69	-8,9	-12,8	-59,8	-0,43	-	-	-0,003343	0,11	1178,5	20902,9

EK B

TOPLAM TEPE ÖTELENMESİNE KATKI

Kolon, kiriş ve birleşim şekil değiştirmelerinin, uygulanan kolon tepe ötelenmesine yaptıkları katkının yaklaşık olarak saptanması için numune dışına yerleştirilen ölçerlerden alınan deneysel veriden yararlanılmıştır. Kiriş ucundan yüklenen birleşim numunelerinin ötelenmesiz sistem analizinde kullanılan formülasyon (Engindeniz, 2008), kolon ucundan yüklenen ötelenmeli sistem analizi için yeniden formüle edilerek aşağıda verilen denklemler çıkarılmıştır. Amaç çok detaylı bir analiz değil, iyileştirme öncesi ve sonrası şekil değiştirme karakterinin uygun yaklaşıklıkta belirlenmesidir. Bu çözümlene sonucu elde edilen bulguların detayları Ek.A’da verilmiştir. Kolon tepesine uygulanan yükleme sebebiyle oluşan tepe ötelenmesi (Δ_t) toplam beş bileşene ayrılmaktadır;

$$\Delta_t = \Delta_{js} + \Delta_{be} + \Delta_{bj} + \Delta_{ce} + \Delta_{cj} \quad (\text{B.1})$$

Burada Δ_{be} ve Δ_{ce} sırasıyla kiriş ve kolonun elastik şekil değiştirmelerinden, Δ_{bj} ve Δ_{cj} kiriş ve kolonun birleşime göre tekil dönmelerinden kaynaklıdır. Δ_{js} ise birleşimin kayma şekil değiştirmesi ile oluşur. Δ_{bj} ve Δ_{cj} kiriş-birleşim ve kolon-birleşim arayüzlerinde gelişen elastik ötesi dönmeler ve/veya bu bölgelerde boyuna donatı aderansının yitirilmesinden kaynaklı olabilir.

B.1 Birleşim Kayma Şekil Değiştirmesinin Katkısı

Birleşimin toplam kayma gerinmesi (γ_s), birleşimin hem yatay hem de düşey kenarlarındaki açı değişimlerini içermektedir. Bu sebeple;

$$\gamma_s = \gamma_1 + \gamma_2 \quad (\text{B.2})$$

Burada γ_1 ve γ_2 sırasıyla birleşimin düşey ve yatay kayma gerinmeleridir. Birleşim toplam kayma gerinmesinin γ_1 ve γ_2 bileşenlerine ayrılabilmesi için Şekil B.1’de görülen şekil değiştirme mekanizması kabul edilmiştir. Şekil B.1 numunenin

son şekil değiştirmiş hali olmayıp tepe ötelenmesine yalnızca kayma gerinmelerinin katkısını içermektedir. Şekil B.1’de kolon altı ve birleşim ortası arasındaki geometrik ilişkiden;

$$\gamma_2 \frac{h_j}{2} = \gamma_1 L_c \quad (\text{B.3})$$

$$\gamma_2 = \gamma_1 \frac{2L_c}{h_j} \quad (\text{B.4})$$

Denklem (B.4), Denklem (B.2)’de yerine konular ve yeniden düzenlenirse γ_1 ve γ_2 elde edilir;

$$\gamma_1 = \gamma_s \left(\frac{h_j}{2L_c + h_j} \right) \quad (\text{B.5})$$

$$\gamma_2 = \gamma_s \left(\frac{2L_c}{2L_c + h_j} \right) \quad (\text{B.6})$$

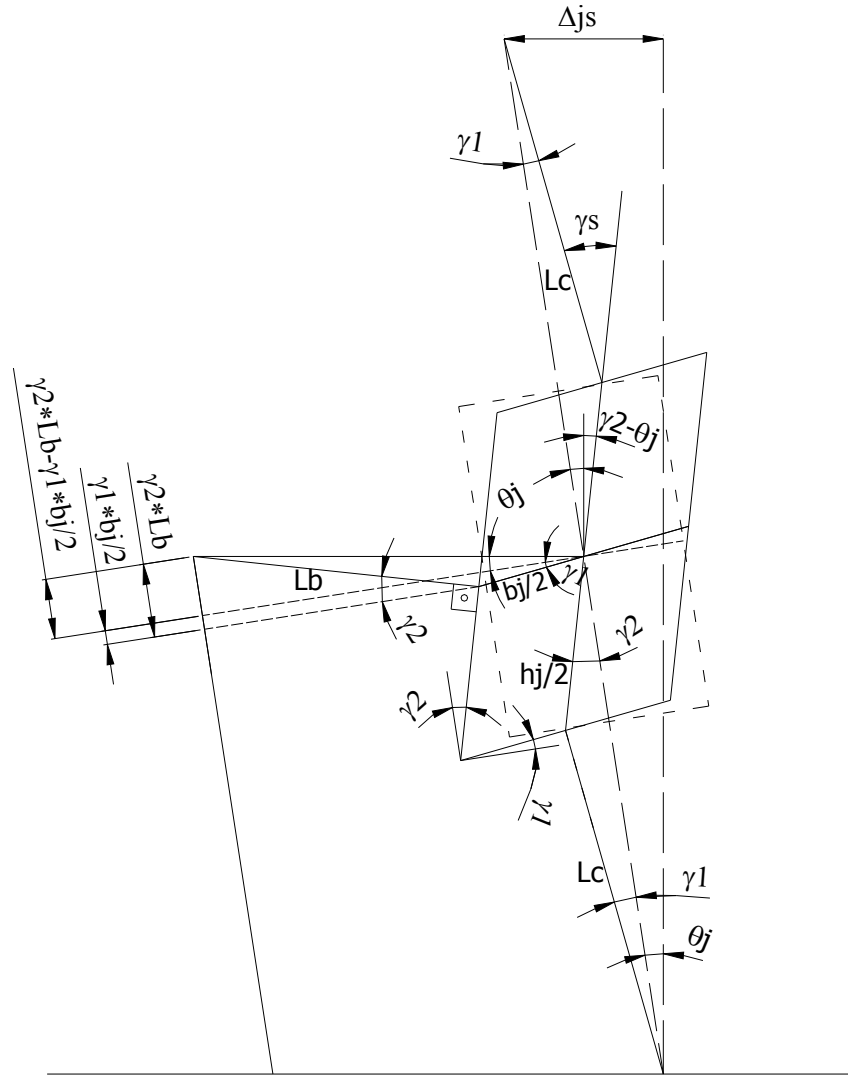
Birleşimin kayma şekil değiştirmesinden dolayı kolon kord açısı θ_j (kolon eksenin düşeyle yapacağı açı) ve tepe ötelenmesine katkısı Δ_{js} , Şekil B.1 yardımıyla hesaplanabilir;

$$\theta_j = \left[\frac{\gamma_2 L_b - \gamma_1 b_j / 2}{L_b + b_j / 2} \right] \quad (\text{B.7})$$

$$\Delta_{js} = \theta_j (2 L_c + h_j) \quad (\text{B.8})$$

Sonuç olarak birleşim kayma şekil değiştirmesinin tepe ötelenmesine olan katkısı, birleşimin toplam kayma gerinmesi (γ_s) ve geometrik ilişkilerle ifade edilebilir;

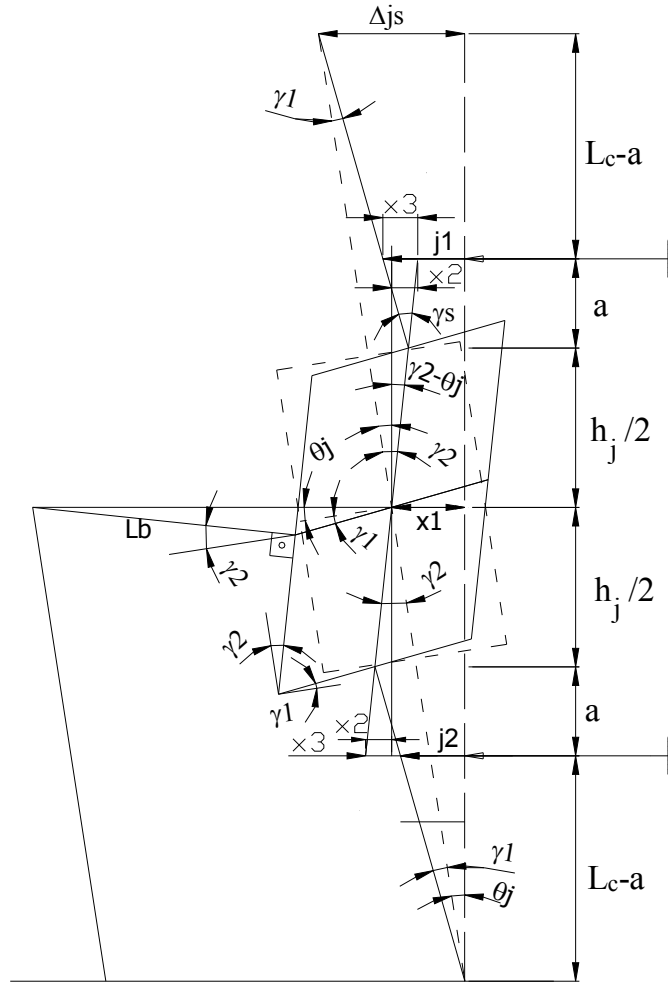
$$\Delta_{js} = \gamma_s \left[\frac{(2 L_c L_b - h_j b_j / 2)}{L_b + b_j / 2} \right] \quad (\text{B.9})$$



Şekil B.1 Sadece birleşim kayma şekil değiştirmesinden kaynaklanan tepe ötelenmesi

B.2 Birleşim Kayma Şekil Değiştirmesinin Numune Hareketine Etkisi

Birleşimin altından ve üstünden a mesafede (10 cm) her iki kolon üzerine yerleştirilen çubuklara referans çerçeveden uzatılarak iliştirilen iki adet ipli ölçer kullanılarak, bu noktaların yatay ötelenmeleri test boyunca ölçülmüştür. Bahsi geçen iki noktanın yalnızca birleşim kayma şekil değiştirmesinden dolayı ötelenme değerleri (j_1 ve j_2), Şekil B.2 kullanılarak x_1 , x_2 , x_3 değişkenleri cinsinden analitik olarak ifade edilebilir;



Şekil B.2 Birleşim kayma şekil değiştirmesinin ipli ölçer okumalarına etkisi

$$j_1 = x_1 + x_2 - x_3 \quad (\text{B.10})$$

$$j_2 = x_1 - x_2 + x_3 \quad (\text{B.11})$$

Denklem (B.10) ve Denklem (B.11)'de yer alan değişkenler ise kolon kord açısı, birleşim kayma gerinmesi ve geometrik ilişkiler kullanılarak elde edilebilir;

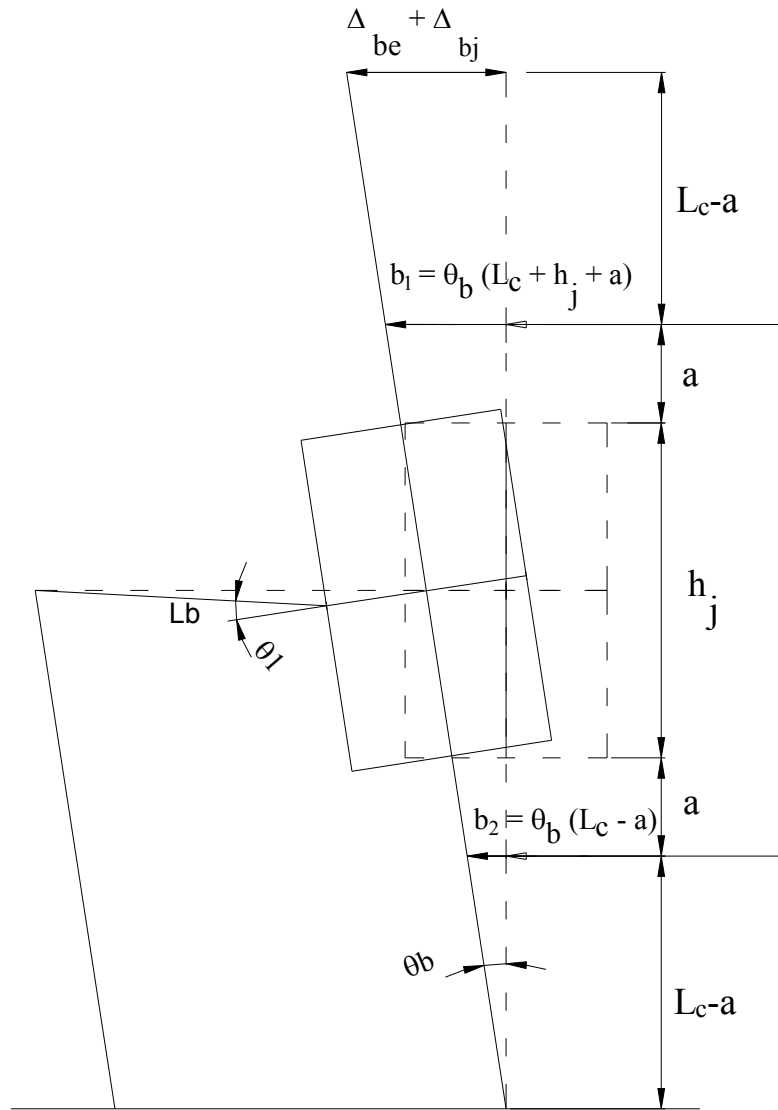
$$x_1 = \theta_j (L_c + h_j/2) \quad (\text{B.12})$$

$$x_2 = (\gamma_2 - \theta_j)(h_j/2 + a) \quad (\text{B.13})$$

$$x_3 = \gamma_s a \quad (\text{B.14})$$

B.3 Kiriş Toplam Dönmesinin Numune Hareketine Etkisi

Yalnızca kirişin elastik ve elastik ötesi şekil değiştirmeleri sebebiyle numunede gelişecek ötelenmeler Şekil B.3’de görüldüğü gibi ayrıklaştırılmıştır. θ_1 kiriş kord açısı, θ_b ise kirişin şekil değiştirmelerinden dolayı kolon kordunun düşeyle yaptığı açı (kiriş dönmesinden kaynaklı ötelenme oranı)’dır.



Şekil B.3 Kiriş dönmesinin ipli ölçer okumalarına etkisi

Şekil B.3’deki geometrik ilişkiler kullanılarak kiriş şekil değiştirmesinin ipli ölçer okumalarına etkisi Denklem (B.15) ve Denklem (B.16) ile ve sonuç olarak tepe ötelenmesine katkısı ise Denklem (B.17) ile ifade edilebilir;

$$b_1 = \theta_b (L_c + h_j + a) \quad (\text{B.15})$$

$$b_2 = \theta_b (L_c - a) \quad (\text{B.16})$$

$$\Delta_{be} + \Delta_{bj} = \theta_b (2 L_c + h_j) \quad (\text{B.17})$$

B.4 Kolon Toplam Dönmesinin Numune Hareketine Etkisi

Şekil B.4'de, yalnızca kolon elastik ve elastik ötesi şekil değiştirmelerinin numune ötelenmesine katkısı ayrılaştırılmıştır. Boyutları, donatı detayı ve simetrik yerleştirilen kompozit elemanlar sebebiyle (iyileştirilen numunelerde) üst ve alt kolonun aynı θ_c toplam dönmeyi yapacağı kabul edilmiştir. Kolon dönmelerinin ipli ölçer okumalarına etkisi eşit ve Denklem (B.18)'de verildiği şekilde ifade edilebilir;

$$c_1 = c_2 = \theta_c (L_c - a) \quad (\text{B.18})$$

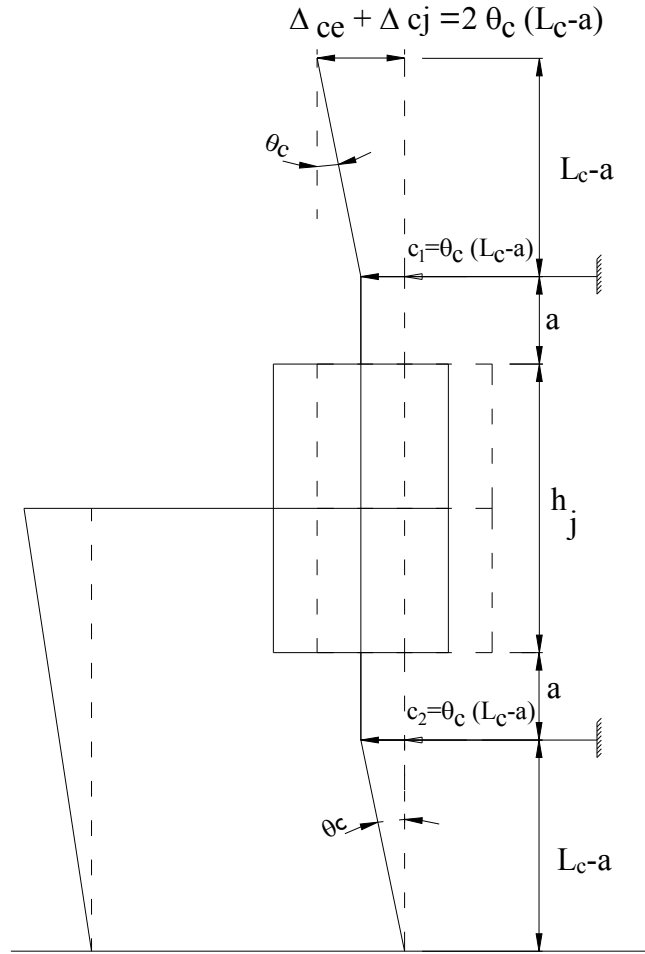
Sonuç olarak kolon toplam dönmesinin tepe ötelenmesine katkısı Denklem (B.19) ile bulunabilir;

$$\Delta_{ce} + \Delta_{cj} = 2 \theta_c (L_c - a) \quad (\text{B.19})$$

Kolon, kiriş ve birleşimin ayrılaştırılmış şekil değiştirmeleri için hesaplanan ipli ölçer okumalarına olan katkılar Denklem (B.20) ve Denklem (B.21)'de verilen d_1 ve d_2 olarak süperpoze edilebilir;

$$d_1 = j_1 + b_1 + c_1 \quad (\text{B.20})$$

$$d_2 = j_2 + b_2 + c_2 \quad (\text{B.21})$$



Şekil B.4 Kolon toplam dönmesinin ipli ölçer okumalarına etkisi

Denklem (B.10), Denklem (B.11), Denklem (B.15), Denklem (B.16) ve Denklem (B.18)'de verilen ifadeler Denklem (B.20) ve Denklem (B.21)'de yerine konursa ipli ölçer toplam uzamalarına ulaşılır;

$$d_1 = \theta_j(L_c + h_j/2) - (\gamma_2 - \theta_j)(h_j/2 + a) + \gamma_s a + \theta_b (L_c + h_j + a) + \theta_c (L_c - a) \quad (B.22)$$

$$d_2 = \theta_j(L_c + h_j/2) + (\gamma_2 - \theta_j)(h_j/2 + a) - \gamma_s a + \theta_b (L_c - a) + \theta_c (L_c - a) \quad (B.23)$$

Denklem (B.22) ve Denklem (B.23)'de verilen ifadelerin farkı alınırsa θ_c barındıran terimler yok olur;

$$d_1 - d_2 = \theta_b (h_j + 2a) - 2(\gamma_2 - \theta_j)(h_j/2 + a) + 2\gamma_s a \quad (B.24)$$

d_1 ve d_2 değerleri test süresince ipli ölçerlerle elde edildiğinden, kiriş toplam dönmesi θ_b Denklem (B.25) ile hesaplanabilir;

$$\theta_b = \left[\frac{(d_1 - d_2) - 2\gamma_s a}{(h_j + 2a)} \right] + (\gamma_2 - \theta_J) \quad (\text{B.25})$$

Denklem (B.25)'in Denklem (B.22)'de yerine konması ile θ_c kolon toplam dönmesine ulaşılır;

$$\theta_c = \left[\frac{d_1 - \theta_b (L_c + h_j + a) - \theta_J (L_c + h_j/2) + (\gamma_2 - \theta_J) (h_j/2 + a) - \gamma_s a}{(L_c - a)} \right] \quad (\text{B.26})$$

Hesaplanan θ_b ve θ_c değerleri sırasıyla Denklem (B.17) ve Denklem (B.19)'da yerine konularak kiriş ve kolon şekil değiştirmelerinin tepe ötelenmesine katkıları ayrı ayrı elde edilebilir;

$$\Delta_{be} + \Delta_{bj} = \left[\left[\frac{(d_1 - d_2) - 2\gamma_s a}{(h_j + 2a)} \right] + (\gamma_2 - \theta_J) \right] (2L_c + h_j) \quad (\text{B.27})$$

$$\Delta_{ce} + \Delta_{cj} = 2 \left[d_1 - \theta_b (L_c + h_j + a) - \theta_J (L_c + h_j/2) + (\gamma_2 - \theta_J) (h_j/2 + a) - \gamma_s a \right] \quad (\text{B.28})$$

Denklem (B.9), Denklem (B.27) ve Denklem (B.28), Denklem (B.1)'de yerine konulursa toplam tepe ötelenmesi elde edilir;

$$\begin{aligned} \Delta_t = \gamma_s \left[\frac{(2L_c L_b - h_j b_j/2)}{L_b + b_j/2} \right] + \left[\left[\frac{(d_1 - d_2) - 2\gamma_s a}{(h_j + 2a)} \right] + (\gamma_2 - \theta_J) \right] (2L_c + h_j) \\ + [2d_1 - 2\theta_b (L_c + h_j + a) - \theta_J (2L_c + h_j) + (\gamma_2 - \theta_J) (h_j + 2a) - 2\gamma_s a] \quad (\text{B.29}) \end{aligned}$$

Toplam tepe ötelenmesi kapalı olarak da ifade edilebilir;

$$\Delta_t = \theta_j (2L_c + h_j) + 2\theta_c (L_c - a) + \theta_b (2L_c + h_j) \quad (\text{B.30})$$

EK C

BİRLEŞİM NUMUNELERİNİN HAZIRLANMASI

C.1 Gerinim Ölçerleri Yerleştirilmesi

Numunelerin kritik bölgelerindeki boyuna ve enine donatıların birim şekil değiştirmelerinin deneyler sırasında izlenmesi amacıyla konumları Bölüm 3.5.1’de verilen bölgelere gerinim ölçerler yerleştirilmiştir. Gerinim ölçer uygulamaları prefabrik üretim tesisinde gerçekleştirilmiştir. Uygulama için öncelikle uygulanacak noktalar donatılar üzerinde işaretlenmiş, donatı yüzeyi uygun genişlikte taşlanarak olası paslı yüzey kaldırılmış (Şekil C.1), zımparalanmış, asetonlu bez kullanılarak olası yağ tabakası temizlenmiştir.



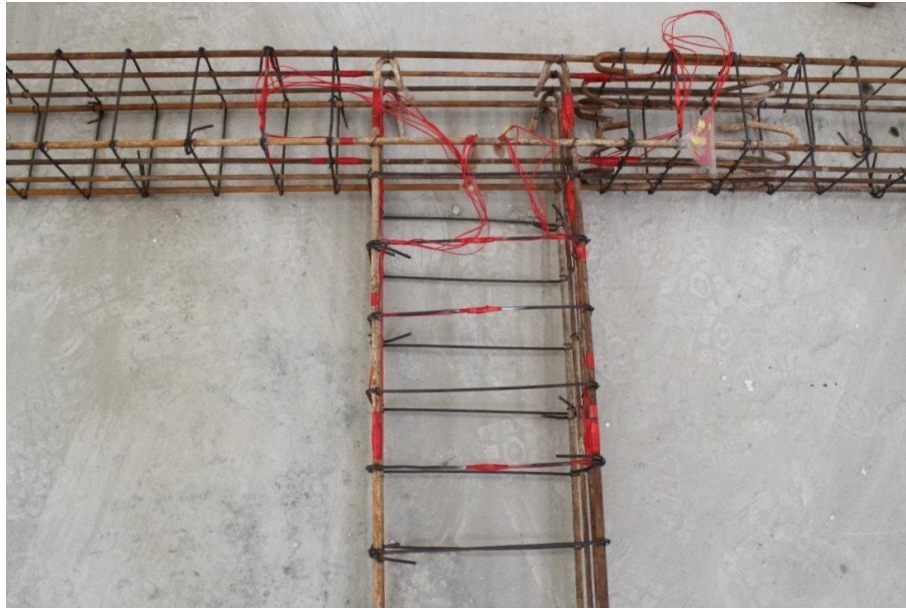
Şekil C.1 Gerinim ölçer yerleştirilecek bölgelerdeki yüzeyin taşlanarak temizlenmesi

Gerinim ölçer ve terminalleri donatı iç yüzeylerine yapıştırılmış ve kablolaması yapılmıştır (Şekil C.2). Çalışma kapsamında TML marka FLA 10-11 ve FLA 5-11 tipi 120 Ω gerinim ölçerler kullanılmıştır. Her bir numunenin boyuna ve enine donatıları üzerine 19 adet ölçer yerleştirilmiştir. Gerinim ölçer kablolarının olası yoğun hasar bölgelerinden geçirilmemesine dikkat edilmiştir. Bütün gerinim ölçerler bu duruma getirildikten sonra voltmetre kullanılarak direnç kontrolü yapılmıştır.



Şekil C.2 Gerinim ölçer ve terminallerin donatı iç yüzeyine yapıştırılması

Islak betonun neminden korumak için ölçer ve terminali üzerine ince bir tabaka uygulanan su geçirmez malzeme (SB tape) sonrasında beton dökümü sırasında olası mekanik darbelere karşı korumak için bir kat da epoksi esaslı yapıştırıcı (Araldite) uygulanmıştır. Ölçer kabloları küçük gruplar halinde ölçerlere en yakın olası noktadan kalıp dışına çıkarılmış ve etiketlenmiştir (Şekil C.3).



Şekil C.3 Gerinim ölçer uygulaması tamamlanmış donatı örneği

C.2 Beton Dökümü

Numuneler ikişer set halinde prefabrik üretim tesisinde dökülmüştür. Beton dökümü öncesinde kalıplar temizlenmiş, yağlanmış, numuneler kalıba yerleştirilmiş ve paspayları takılmıştır. Karışım oranlarındaki değişkenliği azaltmak için beton karışımları en az 1 m³'lük hacimlerde hazırlanmaktadır.



Şekil C.4 Beton dökümü öncesinde hazırlanan kalıp ve donatılar



Şekil C.5 Beton dökümü

Gerinim ölçerlerin zarar görmemesi için betonun yerleştirilmesi sırasında beton vibratörü kalıba dışarıdan uygulanmış ve dikkatli bir şekilde beton yüzeyi düzeltilmiştir (Şekil C.6). Her birleşim numunesi için altışar adet alınan 15'lik küp beton numuneleri Şekil C.7'de görülmektedir.



Şekil C.6 Döküm sonrası beton yüzeyinin düzeltilmesi



Şekil C.7 Her numune için alınan altışar adet 15'lik küp beton numuneleri

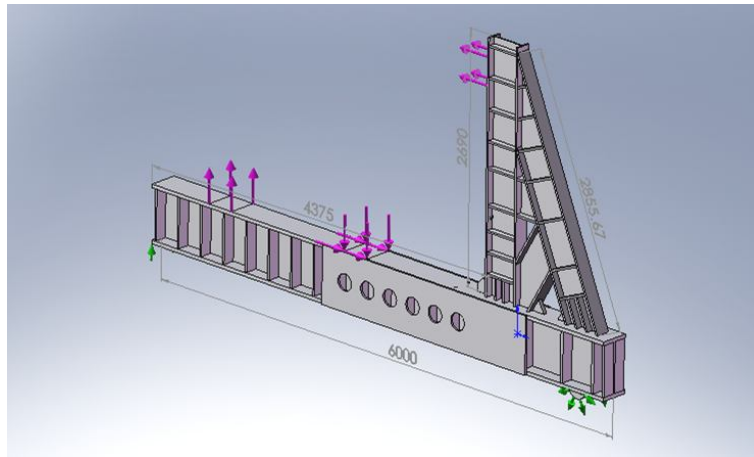
Üzerleri örtülerek nemli ortamda bekletilen numunelere priz süresinin sonlarına doğru buhar kürü uygulanmıştır. 70°C hedef sıcaklıkta 6 saat kürlenmiş numunelerin yaklaşık 2 saat sonunda ortam sıcaklığına ulaşması sağlanmıştır.

EK D

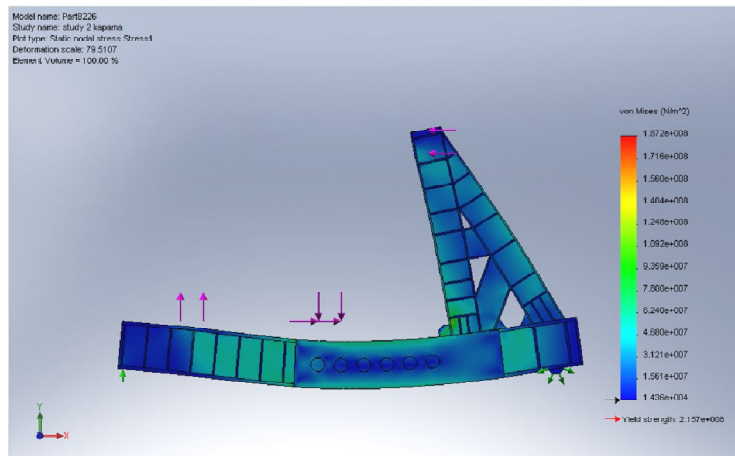
BİRLEŞİM NUMUNELERİ İÇİN DENEY ORTAMININ HAZIRLANMASI

D.1 Yükleme Altyapısının Projelendirilmesi

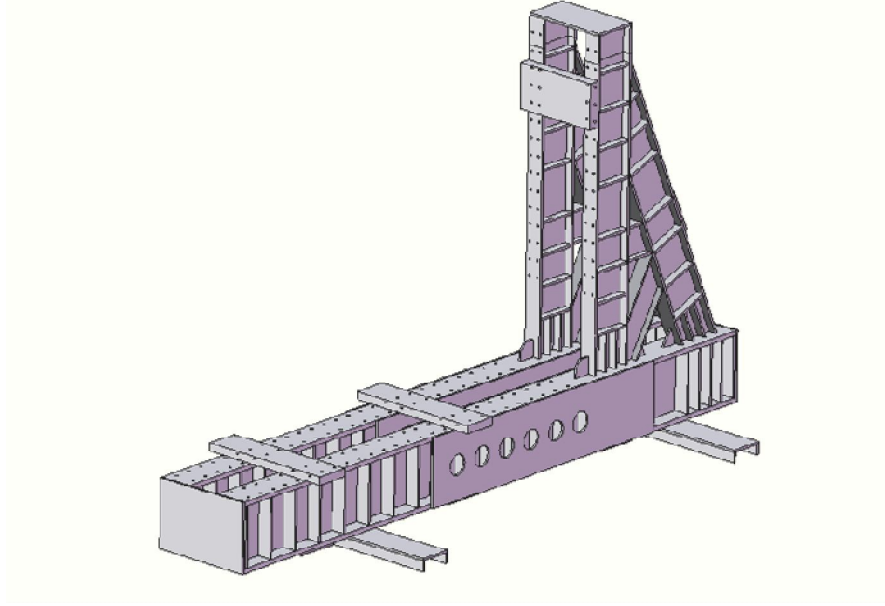
Deneysel mekanik çalışmalarına altyapı oluşturması amacıyla yükleme altyapısı olarak isimlendirilen 50 ton yatay kuvvet (tepe yükü) ve 150 tm moment kapasiteli kaynaklı bir çelik teşkilin modellemesi yapılmıştır. Sistem SolidWorks mekanik analiz ve tasarım yazılımında federler ve civata deliklerinin etkisini de dikkate alarak üç boyutlu olarak sonlu elemanlarla modellenmiş, çözümlenmiş (Şekil D.1 ve Şekil D.2, Şekil D.3) ve imalat ölçüleri çıkarılmıştır.



Şekil D.1 Yükleme altyapısının sonlu elemanlar modeli



Şekil D.2 Yükleme altyapısı modelinin gerilme analizi



Şekil D.3 Yükleme altyapısının katı modeli

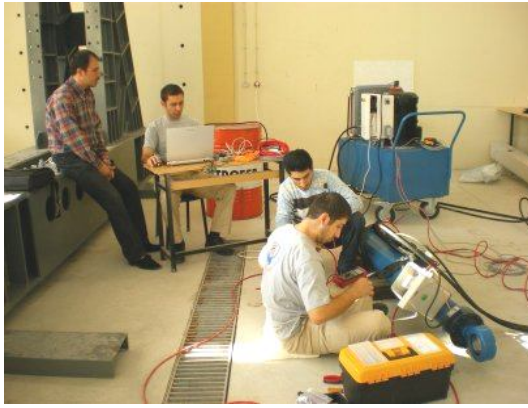
Taykon Çelik firması tarafından imalatı gerçekleştirilen çelik teşkilde kullanılacak cıvatalar 10.9 kalitesinde seçilmiş ve dakroment kaplamalı olarak imal ettirilmiştir. Yükleme altyapısı, DEÜ. Yapı Mekanîği ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda bulunan güçlü döşeme üzerine yerleştirilmiştir (Şekil D.4).



Şekil D.4 Yükleme altyapısı

D.2 Yerdeğiştirme Kontrollü Hidrolik Verenin Bağlantılarının ve Kontrolör Ayarlarının Yapılması

Hidrolik veren TDG-İdatek işbirliğinde imal edilmiştir. İmalatı sırasında arayüz yazılımının kontrol parametreleri, grafik olarak görüntülenecek veriler, kayıt edilecek veri grupları ve deneysel çalışmanın genel işleyişinin arayüze yansıtılması amaçlarıyla üretici firma ile paralel çalışmalar yapılarak sistemin yapı mekaniği deneylerinde kullanılabilir şekilde yapılandırılması sağlanmıştır.



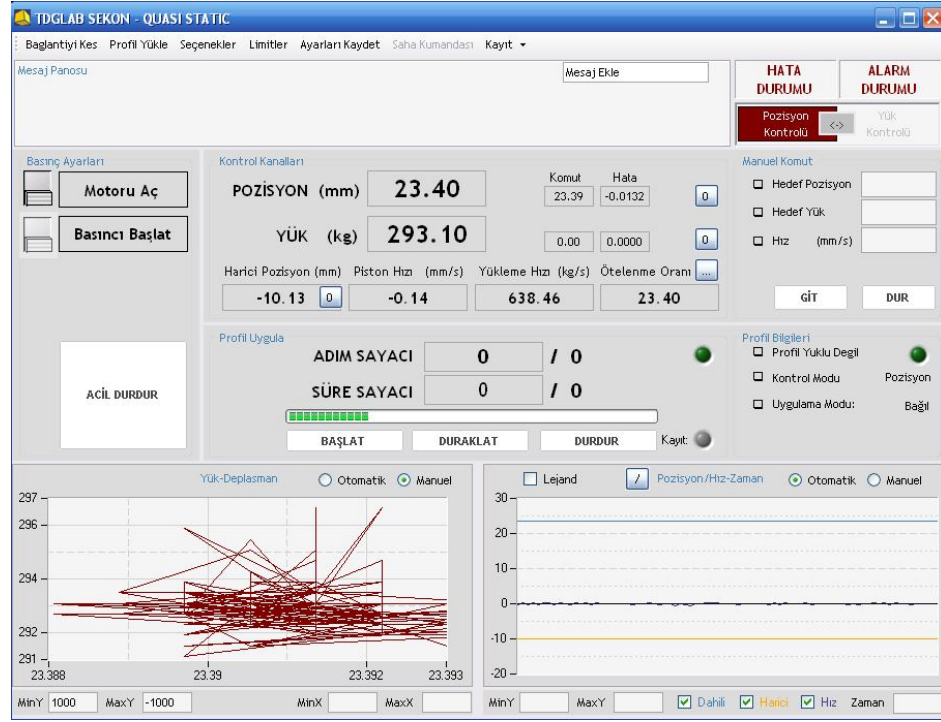
(a)



(b)

Şekil D.5 (a) Hidrolik verenin elektronik-hidrolik bağlantılarının yapılması ve montajı, (b) Hidrolik verenin birleşim numunesine bağlanması ve kontrolör ayarlarının yapılması

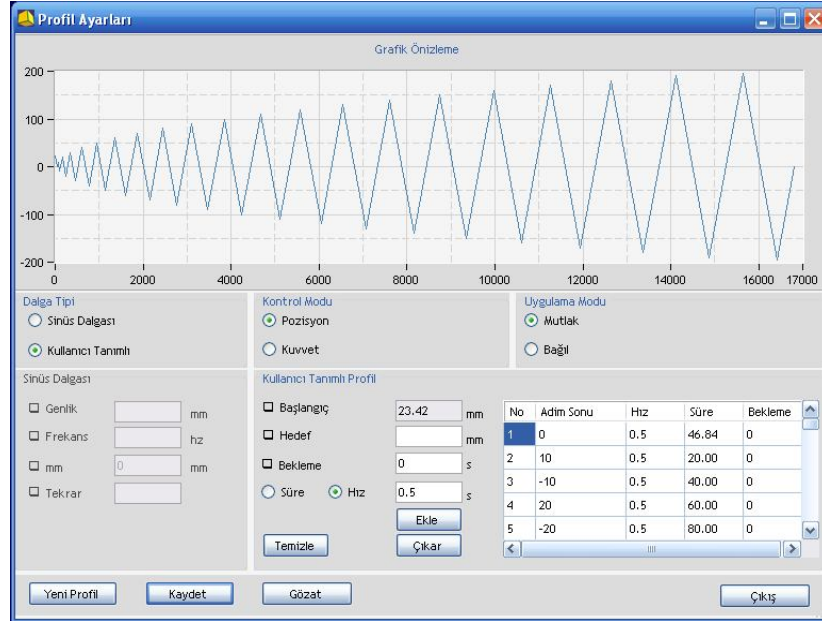
Hidrolik verenin kullanımı sırasında ortaya çıkacak olası yazılım hatalarının tespit edilmesi amacıyla ardışık simülasyonlar yapılarak gözlenen hataların giderilmesi için üretici firma ile koordineli olarak çalışmalar yapılmıştır. Sistem maksimum 50 ton itme ve çekme kuvvetine ve 400 mm piston hareketine göre tasarlanmış olup 400 mm'de 0.1 mm hata ile çalışmakta ve maksimum 5 mm/s hıza ulaşabilmektedir. TDG Sekon arayüz yazılımının ana penceresinde sistemi aktive edecek butonlar (Motoru aç, Basıncı başlat) bulunmakta, yerdeğiştirme ve yük bilgilerinin mutlak ve bağıl değerlerini anlık olarak görüntüleyen kutular, tanımlanan yüklemenin anlık adım sırası ve hareketin süresi yer almakta, yük-yerdeğiştirme ve yerdeğiştirme-zaman grafik opsiyonları bulunmaktadır (Şekil D.6).



Şekil D.6 TDG Sekon arayüz yazılımının ana penceresi

Sistem deney anında gözlenen hasara bağlı olarak duraklatılabilmekte, gerekli inceleme ve fotoğraflamadan sonra tekrar aynı konumdan devam edebilmektedir. Numunenin ilk yerleştirilmesi sırasında pistonu numuneye hassas bir şekilde yaklaştırabilmek için saha kumandası ile sistemi yönetmek de mümkün olmaktadır (Manuel Komut opsiyonu). Yazılım, piston üzerinden yük ve yerdeğiştirme verilerini kendi kayıt dosyasına yazabildiği gibi, yine aynı firma tarafından üretilen TESTLAB Basic veri toplama yazılımına da sanal kanal vasıtası ile veri gönderebilmektedir. Bu sayede numune üzerinden alınan diğer yerdeğiştirme ölçer ve gerinim ölçer verileri ile eşzamanlı bir kütük oluşturulması mümkün olabilmektedir.

Ana pencere üzerinde yer alan “profil yükle” menüsünden istenilen yük ve deplasman profili girilebilir. “Dalga Tipi” seçeneği ile numuneye bir sinüs eğrisi veya kullanıcı tanımlı bir yükleme tanımlanabilir (Şekil D.7). Uygulanması planlanan yükleme manuel olarak adım adım girilebildiği gibi bir text dosyasından okutularak da tanımlanabilir. Yüklenen profili grafik olarak önizleme yapmak mümkündür.



Şekil D.7 TDG Sekon profil ayarları penceresi

Yazılımın “Seçenekler” menüsünden çalışılmak istenen birimler, arayüzün dili, veri kayıt aralığı, alınan verinin kütük dosya adresi, veri toplama yazılımı ile haberleşme opsiyonu çalışma limitleri aktivitesi düzenlenebilir (Şekil D.8).

Şekil D.8 TDG Sekon seçenekler penceresi

Pistonun deney sırasındaki çalışma aralığı “Limitler” menüsünden ayarlanabilmektedir. Yerdeğiştirme ve kuvvet kontrollü deneyler için iki ayrı limit grubu tanımlanabilmektedir. Alarm ve acil durum limitlerine ulaşıldığında istenilen eylemi otomatik olarak gerçekleştirmesi için opsiyonlar bulunmaktadır (Şekil D.9).

Limitler			
Pozisyon			
	En Düşük	En Yüksek	Eylem
Alarm	-199.01	199.01	Uyarı görüntüle
Acil Durum	-199.02	199.02	Pistonu durdur
Çalışma Aralığı	-199.00 199.00		
Hız Limiti	En Yüksek Hata		
5.00	1.00	KAYDET	
Yük			
	En Düşük	En Yüksek	Eylem
Alarm	-5000.00	5000.00	Uyarı görüntüle
Acil Durum	-6000.00	6000.00	Pistonu durdur
Çalışma Aralığı	-3000.00 3000.00		
Hız Limiti	En Yüksek Hata		
1.00	10.00	KAYDET	

Şekil D.9 TDG Sekon limitler menüsü

EK E

KOLON, KİRİŞ VE BİRLEŞİMİN TEORİK DAYANIMLARI

E.1 Dayanım Hiyerarşisi

Donatıların akma gerilmeleri $\phi 8$ donatı için $f_y' = 402 \text{ MPa}$, $\phi 10$ donatı için $f_y' = 411 \text{ MPa}$, beton basınç dayanımı $f_c' = 10,0 \text{ MPa}$ olarak kullanılarak kirişin moment taşıma kapasitesi $M_r = 30,8 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$ hesaplanmaktadır. Birleşim yüzünde bu momenti yaratacak kiriş kesme kuvveti $V_b = 19,8 \cdot 10^3 \text{ N}$ olup (Geometriden $V_c = V_b/1,4$) birleşim kayma gerilmesi (v_j), kolon aksenal kapasitesinin %15'i oranında uygulanan kolon aksenal gerilmesi (σ_n) ve kiriş aktığında birleşimde gelişecek teorik asal çekme gerilmesi (σ_1) hesaplanabilir;

$$v_j = \frac{M_r}{0,875 d_b d_c b} - \frac{V_c}{d_c b} \rightarrow v_j = \frac{32,1 \cdot 10^6}{0,875 \cdot 330 \cdot 200 \cdot 200} - \frac{14,2 \cdot 10^3}{200 \cdot 200} = 2,31 \text{ MPa} \quad (\text{E.1})$$

$$\sigma_n = -0,15 f_c' \rightarrow \sigma_n = -0,15 \cdot 10,0 = -1,50 \text{ MPa} \quad (\text{E.2})$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + v_j^2} \rightarrow \sigma_1 = \frac{-1,50}{2} + \sqrt{\left(\frac{-1,50}{2}\right)^2 + 2,31^2} = 1,68 \text{ MPa} \quad (\text{E.3})$$

Birleşimi çatlatacak asal çekme gerilmesi (σ_c) (ACI-318R.08);

$$\sigma_c = 0,19 \sqrt{f_c'} = 0,19 \sqrt{10,0} = 0,60 \text{ MPa} \quad (\text{E.4})$$

$$\sigma_c = 0,60 \text{ MPa} = \frac{-1,50}{2} + \sqrt{\left(\frac{-1,50}{2}\right)^2 + v_{j\zeta}^2} \quad (\text{E.5})$$

Birleşimi çatlatacak birleşim kayma gerilmesi $v_{j\zeta} = 1,12 \text{ MPa}$ bulunur.

$$v_{j\zeta} = \frac{V_b L}{0,875 d_b d_c b} - \frac{V_c}{d_c b} \rightarrow 1,12 = \frac{V_b \cdot 1550 - V_b \cdot 0,875 \cdot 330 / 1,4}{0,875 \cdot 330 \cdot 200 \cdot 200} \rightarrow V_b = 9657 \text{ N} \quad (\text{E.6})$$

Bu kiriş kesme kuvveti, $V_c = 6898 N$ kolon kesme kuvvetinde oluşur ve ilk birleşim çatlağı bu yükte meydana gelecektir.

Birleşimin dağılmasına sebep olacak asal çekme gerilmesi (σ_p) (ACI-318R.08);

$$\sigma_p = 0,29 \sqrt{f'_c} = 0,29 \sqrt{10,0} = 0,92 MPa \quad (E.7)$$

$$\sigma_p = 0,92 MPa = \frac{-1,50}{2} + \sqrt{\left(\frac{-1,50}{2}\right)^2 + v_{jp}^2} \quad (E.8)$$

Birleşim kayma gerilmesi, $v_{jp} = 1.49 MPa$

$$v_{jp} = \frac{V_b L}{0,875 d_b d_c b} - \frac{V_c}{d_c b} \rightarrow 1,49 = \frac{V_b 1550 - V_b 0,875 330/1,4}{0,875 330 200 200} \rightarrow V_b = 12797 N \quad (E.9)$$

Bu kiriş kesme kuvveti, $V_c = 9141 N$ kolon kesme kuvvetinde oluşacaktır ve bu yükte birleşim parçalanacaktır.

Bu durumda kolon kesme kuvvetinin (tepe yükü);

$V_c = 6898 N$ olması durumunda birleşimin çatlaması,

$V_c = 9141 N$ olması durumunda birleşimin dağılması,

$V_c = 13264 N$ olması durumunda kirişin çekme donatısının akması ($M_y \cong M_r/1,07$)

$V_c = 22260 N$ olması durumunda kolonun taşıma momentine ulaşması,

gerekecektir.

Sonuç olarak, seçilen malzeme kaliteleri, boyuna donatı miktarı ve eleman boyutları, göz önüne alınan eski tip çerçeve binaların birleşimlerinin davranışını yansıtması açısından uygun görünmektedir.

E.2 N2 Numunesi Birleşim Kayma Donatısı İçin Hesap

1975 Türk Deprem Yönetmeliği (TDY-75) madde 6.6.5.3'de belirtilen, birleşim kesme gerilmesi sınırlamasına uygun etriye miktarı için hesap yapılmıştır. Beton basınç dayanımı bu yönetmelik dönemindeki minimum değer olarak alınmış ($f'_c = 16,0 \text{ MPa}$) ve kirişin moment taşıma kapasitesi $M_r = 31,0 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$ olarak hesaplanmıştır. Birleşim yüzünde bu momenti yaratacak kiriş kesme kuvveti $V_b = 20,0 \cdot 10^3 \text{ N}$ (kiriş ucunun birleşim yüzüne olan mesafesi $L = 1550 \text{ mm}$, $V_{kol} = V_b/1,4 = 14,3 \cdot 10^3 \text{ N}$) kullanılarak birleşime etkiyecek en büyük kesme gerilmesi bulunmuştur.

$$V_A = \frac{M_{sol}}{z_{sol}} - V_{kol} \rightarrow V_A = \frac{30,8 \cdot 10^6}{0,875 \cdot 330} - 14,1 \cdot 10^3 = 92350 \text{ N} \quad (\text{E.10})$$

$$\tau_b = \frac{V_A}{z b} \leq 2,5 \sqrt{\sigma_{bu}} \quad (\text{E.11})$$

$$\tau_b = \frac{92350}{200 \cdot 200} = 2,33 \text{ MPa} \leq 3,16 \text{ MPa} \left(2,5 \sqrt{160 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \quad (\text{E.12})$$

F_b bölgenin enkesit alanı (20 cm x 20 cm) olmak üzere kolon aksel kapasitesinin %15'i oranında uygulanan kolon aksel kuvveti $N_o = 0,15 f'_c F_b = 9600 \text{ kg}$ olarak hesaplanır.

$$\beta = \left[1 - \frac{0,62}{\tau_b} \sqrt{\left(1 + 0,06 \frac{N_o}{F_b} \sigma_{bu} \right)} \right] = \left[1 - \frac{0,62}{23,3} \sqrt{\left(1 + 0,06 \frac{9600}{20 \cdot 20} 160 \right)} \right] \quad (\text{E.13})$$

$$\beta = 0,594, \tau_e = \beta \tau_b \rightarrow \tau_e = 0,594 \cdot 2,33 = 1,38 \text{ MPa} \quad (\text{E.14})$$

$$F_e = \tau_e b z = 1,38 \cdot 200 \cdot 200 = 55285 \text{ N}, F_s = n A_{sw} \sigma_{sw} = \frac{z}{s} 2A_0 f_{ywd} \quad (\text{E.15})$$

$$A_{sw} = 31,8 \text{ mm}^2, f_{ywd} = 420 \text{ MPa}, \rightarrow n \cong 4 \text{ adet birleşim etriyesi uygundur.} \quad (\text{E.16})$$