

DİNAMİK-BENZERİ DENEYLERLE YAPI GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİNİN İRDELENMESİ

Proje No: 106M451

Prof.Dr. Güney ÖZCEBE

Doç.Dr. Erdem CANBAY

Doç.Dr. Barış BİNİCİ

Yrd. Doç. Dr. Özgür KURÇ

Yrd. Doç. Dr. Burcu BURAK

TEMMUZ 2010

ANKARA

ÖNSÖZ

106M451 numaralı ve Dinamik-Benzeri Deneylele Yapı Güçlendirme Tekniklerinin İrdelenmesi isimli proje TÜBİTAK tarafından 342.150,-TL ile desteklenmiştir. Bu proje 01.02.2007 tarihinde başlamış ve 4 aylık bir uzatma alarak 01.06.2010 tarihinde başarıyla tamamlanmıştır. Bu projeden 4 adet hakemli uluslararası konferans makalesi çıkarılmıştır. Ayrıca 1 adet makale uluslar arası dergide kabul almış, 1 makale uluslararası dergide hakem incelemesinde bulunmaktadır. Bir dergi makalesi üzerinde de çalışılmaktadır.

Bu proje kapsamında Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında ½ ölçekli 4 adet deney dinamik benzeri yükleme altında denenmiştir. Bu 2 serbestlik dereceli deneyler Türkiye’de ilk defa gerçekleştirilmiştir. Proje kapsamında yapılan deneyler sonucunda projede bursiyer olarak bulunan Efe Gökçe Kurt yüksek lisans çalışmasını başarıyla tamamlanmıştır.

PREFACE

The 106M451 TUBITAK Project titled “Investigation of Strengthening Procedures by Pseudo Dynamic Testing” had a total budget of 342.150.-TL. The Project was conducted between February 1 2007- June 1 2010 including a 4 month extension. Four international peer-reviewed conference proceeding and one journal publications were printed by using the results from the project. In addition, another journal publication is under-review and is expected to have a decision by the end of the year. A final national journal publication summarizing all the results is under preparation.

The Project focused on pseudo dynamic testing of ½ scaled 2 story 3 three bay RC frames with and without structural retrofits. The conducted pseudo dynamic tests are a premier in pseudo dynamic testing in the nation. Efe Gökçe Kurt, who was funded by the project graduated with a Master of Engineering Degree by submitting his thesis based on the outcomes of the project.

İÇİNDEKİLER

1. GİRİŞ.....	10
1.1. Genel Bilgi	10
1.2. Konu ve Kapsam.....	12
2. Literatür Özeti.....	14
3. DENEY DÜZENENİ.....	20
3.1. Genel Bilgiler	20
3.2. Deney Düzeneni	20
3.2.1. Deney Düzeneni Detayları.....	21
3.2.2. Deney Düzenenin Temeli	23
3.2.3. Malzemeler	24
3.2.4. Ölçüm Sistemi	26
3.3. Deney Düzeneni ve Yatay Yükleme Sistemi	29
4. REFERANS ÇERÇEVE	33
4.1. Genel Bilgi	33
4.2. Malzeme Özellikleri.....	34
4.3. Test Sonuçları.....	35
4.4. Test Sonuçlarının Özeti ve Değerlendirmesi	45
5. LİFLİ POLİMER (LP) İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE.....	48
5.1. Genel Bilgi	48
5.2. Malzeme Özellikleri.....	49
5.3. Test Sonuçları.....	49
5.4. Test Sonuçlarının Özeti ve Değerlendirmesi	58
6. ÖN ÜRETİMLİ BETON PANEL İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE	61
6.1. Genel Bilgi	61
6.2. Malzeme Özellikleri.....	62
6.3. Test Sonuçları.....	62
6.4. Test Sonuçlarının Özeti ve Değerlendirmesi	71
7. BETON DOLGU DUVAR İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE	73

7.1.	Genel Bilgi	73
7.2.	Malzeme Özellikleri.....	73
7.3.	Test Sonuçları.....	74
7.4.	Test Sonuçlarının Özeti ve Değerlendirmesi	82
8.	FARKLI GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI	84
8.1.	Giriş	84
8.2.	Deney Elemanları	84
8.3.	Deney Sonuçları	87

ŞEKİLLER

Şekil 3.1 Deney Düzeneğinin Boyutları	21
Şekil 3.2 Kolon ve Kiriş Donatı Detayları (Bütün birimler mm cinsinden verilmiştir)	22
Şekil 3.3 Temelin plan görünümü	23
Şekil 3.4 Temele kaynaklanan bulonların genel görünüşü.....	24
Şekil 3.5 Beton dökümü öncesinin ve sonrasının genel görünümü.....	24
Şekil 3.6 Deney düzeneğinin, yükleme sisteminin ve ölçüm sisteminin detayları.	26
Şekil 3.7 Özel yük ölçerlerin genel görünüşü.....	27
Şekil 3.8 Kolon diplerindeki eğrilik ölçümünün genel görünümü	27
Şekil 3.9 Dış bağlantı noktalarındaki LVDT'lerin genel görünümü	28
Şekil 3.10 Kat uçlarındaki LVDT'lerin ve Heidenhein'in genel görünümü.....	28
Şekil 3.12 Tabla sistemi ve pistonların genel görünümü	30
Şekil 3.13 Yüklerin birinci ve ikinci kata yerleşiminin genel görünümü	31
Şekil 4.2 Referans Çerçevenin Resmi	34
Şekil 4.4 Yer hareketi zaman tanımı.	35
Şekil 4.5 Kat deplasmanlarının zaman tanımı.	36
Şekil 4.6 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.	36
Şekil 4.7 Taban kesme kuvveti zaman tanımı.....	37
Şekil 4.8 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi.....	38
Şekil 4.9 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.....	38
Şekil 4.10 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi (Response 2000).	39
Şekil 4.11 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.....	39
Şekil 4.12 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.....	40
Şekil 4.13 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.	41
Şekil 4.14 Kat İvmelenmeleri.....	42
Şekil 4.15 Tanımlanan Sönümlenme Oranı	42
Şekil 4.16 Test Numunesinin Belirlenen Periyodu	43
Şekil 5.1 LP ile Güçlendirilmiş Numune	48
Şekil 5.3 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.	50
Şekil 5.4 Taban kesme kuvvetinin zaman tanımı.	50
Şekil 5.5 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi.....	51

Şekil 5.6 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.....	52
Şekil 5.7 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi.....	52
Şekil 5.8 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.....	53
Şekil 5.9 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.	54
Şekil 5.10 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.	55
Şekil 5.11 Kat İvmelenmeleri.....	55
Şekil 5.12 Tanımlanan Sönümlenme Oranı	56
Şekil 5.13 Test Numunesinin Belirlenen Periyodu	56
Şekil 6.1 PBP ile Güçlendirilmiş Numune.....	61
Şekil 6.2 Kat deplasmanlarının zaman tanımı.	62
Şekil 6.3 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.	63
Şekil 6.4 Taban kesme kuvvetinin zaman tanımı.	63
Şekil 6.5 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi.....	64
Şekil 6.6 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.....	65
Şekil 6.7 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi.....	65
Şekil 6.8 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.....	66
Şekil 6.9 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.	67
Şekil 6.10 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.	68
Şekil 6.11 Kat İvmelenmeleri.....	68
Şekil 6.12 Tanımlanan Sönümlenme Oranı	69
Şekil 6.13 Test Numunesinin Belirlenen Periyodu	69
Şekil 6.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar	70
Şekil 6.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar	70
Şekil 7.1 Beton Dolgu Duvar ile Güçlendirilmiş Numune	73
Şekil 7.2 Kat deplasmanlarının zaman tanımı.	74
Şekil 7.3 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.	75
Şekil 7.4 Taban kesme kuvvetinin zaman tanımı.	75
Şekil 7.5 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi.....	76
Şekil 7.6 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.....	76
Şekil 7.7 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi.....	77
Şekil 7.8 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.....	77
Şekil 7.9 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.	78

Şekil 7.10 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.	79
Şekil 7.11 Kat İvmelenmeleri.....	79
Şekil 7.12 Tanımlanan Sönümlenme Oranı	80
Şekil 8.1 Test edilen deney düzenekleri.....	85
Şekil 8.2 Tüm deney düzenekleri için deplasman zaman tanımları.....	87
Şekil 8.3 Deney Elemanlarının öteleme oranları ve gözlemlenen hasarları	89
Şekil 8.4 Test Numunelerinin Tepkileri	91
Şekil 8.5 Dış Kolonlarda Ölçülen Moment-Eğrilik Tepkileri.....	91
Şekil 9.6 Tüm numunelerin taban kesme kuvveti zaman tanımları	92
Şekil 8.7 Deney elemanlarının periyot-zaman ilişkisi	92

TABLÖLAR

Tablo 3.1 Çerçeveseler için kullanılan betonun karışım oranları (1 m ³ beton için).....	25
Tablo 3.2 Silindirlerin basınç dayanım değerleri.....	25
Tablo 4.1 Sonuçların Özeti	45
Tablo 5.1 Sonuçların Özeti	58
Tablo 6.1 Sonuçların Özeti	71
Tablo 7.1 Sonuçların Özeti	82

ÖZET

Üç farklı güçlendirme yönteminin iki katlı üç açıklıklı betonarme çerçeveler üzerindeki sismik performansı dinamik-benzeri deney yöntemi uygulanarak gözlemlenmiştir. Üç deney elemanın orta açıklığında delikli tuğla duvar bulunmaktadır. Bütün deney elemanları Türkiye'deki inşaat uygulamalarında bulunan düz donatı, düşük beton dayanımı ve yetersiz sargı donatısı gibi sismik yetersizlikler göstermektedir. Türk deprem kodunda bulunan bina sakinleri için uygun olan delikli tuğla duvarlara monte edilen Lifli Polimerler ve ön üretilmiş beton paneller ile geleneksel yaklaşım olan betonarme duvar yöntemleri uygulanmıştır. Deney elemanları Düzce yer hareketinin Kuzey-Güney bileşenin üç farklı ölçeğine maruz bırakılmıştır. Referans deney elemanı %100 ölçekte ağır hasar görmüş, tuğla duvarın bütünlüğünü koruyamamasından ve tuğla duvarı çevreleyen kolonların ciddi hasar görmesinden dolayı çökme aşamasına gelmiştir. Güçlendirilen çerçeveler en yüksek seviye olan %140 Düzce yer hareketinde sağ kalmayı başarabilmiştir. Deney sonuçları, uygulanan deprem yükleri için güçlendirme yöntemlerinin başarısını onaylamıştır.

Anahtar Kelimeler: Dinamik-Benzeri Deney, Sismik Güçlendirme, Delikli Tuğla Duvarlar, Lifli Polimerler, Ön Üretilmiş Beton Paneller, Betonarme Dolgu Duvar

ABSTRACT

Three seismic strengthening methods were investigated by conducting PsD (Pseudo Dynamic) tests on two story-three bay frames. All frames had infill clay tile walls in their central bay. The test specimens had design and detailing deficiencies commonly observed in the Turkish building stock such as plain bars, low concrete strength, and insufficient confining steel reinforcement. Fiber reinforced polymer strengthening, precast panel application, and post installed reinforced concrete wall, which are recommended by the Turkish Earthquake Code are investigated. North-South component of 1999 Düzce Earthquake was applied for all specimens at three incremental scales. Severe damage was observed at reference specimen for the 100% scale motion due to the fact that infill wall lost its integrity and interior columns sustained heavy damage. All the other retrofitted specimens survived the 140% Düzce motion with an acceptable damage. Test results confirmed the success of all three retrofit schemes.

Keywords: Pseudo-Dynamic Test, Seismic Strengthening, Clay Tile Wall, Fiber Reinforced Polymer, Precast Concrete Panel, Reinforced Concrete Infill Wall

1. BÖLÜM

GİRİŞ

1.1. GENEL BİLGİ

Yapıların deprem yükleri altındaki dinamik davranışlarının deneysel olarak incelenmesi teknik açıdan çok zor bir yaklaşımdır. Bundan dolayı literatür incelendiğinde genelde deneysel çalışmaların ya statik ya da deprem yüklerini benzeştiren yarı-statik (quasi-static) yaklaşımlarla gerçekleştirildiği görülmektedir. Bu deney düzeneklerinde önceden belirlenmiş bir yük veya deplasman seviyesine genellikle hidrolik krikolar vasıtasıyla yavaş olarak ulaşılır. Yükleme hızının yavaşlığından dolayı yapının atalet kuvvetleri göz önünde bulundurulmaz. Burada amaç yapı elamanlarının bu yükleme ve boşaltma çevrimleri altındaki davranışlarının gözlemlenmesidir. Statik veya yarı-statik deneylerde depremin dinamik mahiyeti yakalanamaz.

Depremlerin dinamik etkilerinin yapılar üzerindeki etkisini inceleyebilmek için ya sarsma tablası (shaking table) deneyleri ya da dinamik-benzeri (pseudo-dynamic, hibrid) deneyler yapılması kaçınılmazdır. Sarsma tablası sayesinde, prototip yapı, dinamik etkileri incelemek amacıyla gerçek deprem ivme kayıtlarına maruz bırakılır. Böylece atalet etkileri depremin, frekans içeriği ve yapının bütünlüğü gibi faktörler doğru bir şekilde temsil edilebilir. Ancak, sarsma tablaları kullandıkları teknoloji nedeniyle çok pahalı, yapımı, bakımı ve devamlılığı oldukça zor olan sistemlerdir. Ayrıca, çoğu kez fiziksel büyüklük ve ağırlıklar sebebi ile çok katlı büyük ölçekli yapıların sarsma tablasında test edilmesi mümkün değildir.

Buna alternatif olarak yaklaşık otuz yıl önce geliştirilen dinamik-benzeri deney sisteminde yapının dinamik özellikleri (kütle, sönüm vs) veya her zaman elastik kalacağından emin olunan kısımları matematiksel olarak modellenirken, esas yapı davranışını simgeleyen fiziksel kısım modellemeye paralel olarak denenir. Dinamik-benzeri test yönteminde adım adım integrasyon yöntemi kullanılır ve herhangi bir adımda deney elemanına deprem hareketinin yaratacağı deformasyonlar uygulanır. Deney elemanında ölçülen tepki kuvvetleri ayırık parametre modeli üzerine uygulanarak bir sonraki adımdaki yeni deformasyonlar hesaplanır ve hesaplanan bu deformasyonlar yapı üzerine uygulanır. Dinamik-benzeri deney yönteminin en

büyük avantajı deprem isteminin göz önünde bulundurulması, yapının yavaş yüklenebilmesi (bu şekilde depremin hangi aşamasında ne tip hasarla meydana geldiğinin gözlemlenebilmesi) ve deney elemanının büyük hatta gerçek boyutlarda imal edilebilmesine olanak tanınmasıdır. Aslında bu deney düzeneğinde atalet kuvvetleri gerçek kuvvetler değildir. Uygulanan kuvvetler ayırık parametre modeli (discrete parameter model) kullanılarak bilgisayar kontrollü hidrolik krikolar (actuator) vasıtasıyla uygulandığından bir miktar tahrif edilmektedirler. Ayrıca, yükler tam dinamik olarak uygulanmadığından yükleme hızının etkisi göz önüne alınamamaktadır. Bu deney yöntemi, hatayı azaltan algoritmaların ortaya çıkması, kullanılan hidrolik krikoların daha ekonomik olması ve sarsma tablası deneylerine benzer olarak deprem istemini içine katabilmesi nedeniyle son on yılda oldukça yaygın olarak kullanılır hale gelmiştir. Ayrıca son yıllarda sarsma tablası deneyleri ile yapılan karşılaştırmalar dinamik-benzeri testlerin gerçekçi sonuçlar verebileceğini göstermiştir.

Marmara bölgesinde meydana gelebilecek olası bir depremin yaratacağı vahim sonuçlara engel olabilmek için semtler bazında değerlendirme ve güçlendirme programları yaygınlık kazanmaktadır. Sismik risklerin azaltılması bağlamında, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda son otuz beş yılda pek çok çalışma yürütülmüştür. Ülkemizde yerinde dökme betonarme perde duvar uygulaması pek çok yapıya onarım ve güçlendirme amaçlı olarak başarıyla uygulanmıştır. Betonarme perde duvar uygulamasına ek olarak oldukça etkin olduğu düşünülen lifli polimer ve önüretimli panel güçlendirme metotları da ODTÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin etkinliği ve ekonomik uygulanabilirlikleri bazı analitik çalışmalar ile karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Ancak bu karşılaştırmaların inandırıcı olması için temelinin somut deneysel sonuçlara dayanıyor olması gerekmektedir. Tek bir deneysel program çatısı altında yapılmış bu tarz bir çalışma literatürde mevcut değildir.

Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda geliştirilen güçlendirme yöntemleri yarı-statik deney düzenekleriyle test edilerek sınanmakta ve doğrulanmaktadır. Diğer bir deyişle bu test tekniğiyle, yapının deprem istemine bakılmaksızın sergileyebileceği maksimum yük taşıma ve deformasyon kapasiteleri araştırılmaktadır. Deprem şartnamesinde önerilen yöntemlerin güvenilirliğini ve geçerliliğini göstermek için deprem davranışını mümkün olduğunca doğru temsil edebilecek dinamik-benzeri testlerin yapılması gerekmektedir.

Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarında 2004 yılında başlatılan AB destekli bir proje aracılığı ile dinamik-benzeri deney sisteminin alt yapısı kurulmuştur. Kurulan bu altyapının yapılan proje için kullanılması sonucunda hangi güçlendirme yöntemlerinin ne tip detaylar ile ne seviyede depremler karşısında etkin olabileceğini belirlemek mümkün olmuştur.

1.2. KONUSU VE KAPSAM

Yapılan çalışma dolgu duvarlı betonarme çerçeve sistemlerini kapsamaktadır. Çalışmada ODTÜ Yapı mekaniği Laboratuvarında kurulmakta olan dinamik benzeri (pseudo dynamic) deney düzeneği kullanılacaktır. Toplam olarak 4 betonarme (BA) çerçeve deneyi yapılmıştır. Birinci deney mevcut binaları temsil eden zayıf (güvensiz) çerçeve deneyidir. İkinci deney ise tüm dünyada geçerliliği kabul edilmiş olan BA dolgu ile güçlendirilmiş çerçeve deneyi olacaktır. Bu deneyin amacı güçlendirmede ulaşılabilecek en üst düzey güvenlik limitinin (performansının) belirlenmesidir. ODTÜ’de 2005 yılında tamamlanan İÇTAG I575 ve NATO Sfp231977 numaralı araştırma projelerinde değinildiği gibi bu yöntem ile kullanımda olan binalara müdahale edilebilmek mümkün değildir. Zira bu yöntem bina içerisinde taze beton uygulamalarını gerektirdiği için güçlendirilecek binanın tümüyle boşaltılması lazımdır. Yukarıda belirtilen araştırma projelerinde ülkemizdeki mevcut yapıların güçlendirilmesinde kullanılabilecek ve binaların boşaltılmasını getirmeyen iki ayrı güçlendirme yöntemi geliştirilmiştir. Bu proje kapsamında gerçekleştirilen son iki sistem deneyinde, bu yöntemlerin uygulandığı BA binaların performansı incelenmiştir. Bu deneylerde sırası ile lifli polimer uygulaması ve önüretimli panel uygulaması ile güçlendirilmiş sistemlerin performans kriterleri belirlenmiştir.

Sistem deneylerinde 1/2 ölçekli üç açıklıklı ve iki katlı betonarme çerçeve elemanları kullanılacaktır. Deneylerden birisi ülkemizdeki tipik uygulamayı yansıtan ve çeşitli zayıflıkları içeren referans betonarme çerçeve deneyidir. Diğer üç uygulama ise sırasıyla şunlardır:

- a. Betonarme dolgu ile güçlendirilmiş çerçeve deneyi
- b. Dolgu duvarları Karbon Lifli Polimer ile güçlendirilmiş betonarme çerçeve deneyi
- c. Dolgu duvarları önüretimli panellerle ile güçlendirilmiş betonarme çerçeve deneyi

Betonarme dolgu duvarlı çerçeve deneyi zayıf çerçevelerin en üst düzey güçlendirilmesini yansıtmaya açısından ikinci bir referans deneyi olarak adlandırılabilir. Karbon Lifli Polimer (KLP) ve/veya önüretimli panellerle dolgu duvar güçlendirmesi deneyleri ise

mevcut yapılara yaygın olarak uygulanması beklenen yöntemlerin dinamik davranışlarının tam ve doğru olarak anlaşılması tasarım ilkelerinin somutlaştırılması açısından uygulanmıştır.

Deneyler için 7.1 büyüklüğündeki Düzce yer hareketinin K-G bileşeni kullanılmış ve ivme kaydı ölçeklenerek üç farklı artımda (%50, %100 ve %140) deney çerçevelerine uygulanmıştır. Bu ölçeklendirmeye üç farklı tehlike düzeyindeki tepkinin incelenmesi hedeflenmiştir: a) %50 Düzce: %50 Düzce için çerçevenin doğal periyoduna karşılık gelen spektral ivme değeri referans çerçevenin temel kesme kapasitesi oranıyla (temel kesme kapasitesi bölü yapı ağırlığı) benzerdir. Dolayısıyla dolgu duvarların varlığı dikkate alındığında, yapının akma noktasının altında ya da çok yakınında bulunacağı beklenmektedir. Bu düzeyin hemen kullanım düzeyinde hasara yol açacağı söylenebilir. b) %100 Düzce: 1999 Adapazarı depreminde kaydedilen gerçek Düzce yer hareketinin kullanımı tehlike düzeyini daha az sıklıktaki olaylar için gerçekçi bir şekilde temsil edebilir. c) %140 Düzce: Bu tehlike düzeyi ciddi ve ender depreme karşılık gelmekte olup, yapının deney öncesi tahmini doğal periyodunun sert zemin koşullarında yaklaşık olarak Türk Deprem Tasarım Spektrumu Bölge 1'le benzer bir spektral ivme değeri vardır. Hareketin ivme-zaman dizisi ve ivme spektrumu Şekil 3'te gösterilmiştir. Benzeşim yasasına uygun olarak ölçek etkilerini dâhil etmek için orijinal yer hareketinin süresi $1/\sqrt{2}$ çarpanıyla sıkıştırılmıştır.

Deneyler sonucunda güçlendirilmiş yapı sistemlerinin gerçek davranışı hakkında geniş bir bilgiye sahip olunmuştur. Deneylerden elde edilecek verilerden, yetersiz ve güçlendirilmiş yapısal sistemlerinin her biri için kat öteleme, çatlak miktarı, plastik dönmeler, dolgu duvar basınç çubuğu birim uzama limitleri gibi hasar tanımlayıcı parametreler belirlenmiştir. Güçlendirme elemanlarının zaman tanım alanında tersinir davranışının nasıl modelleneceği, daha önce önerilen zarf davranış modellerinin geliştirilmesiyle yapılmıştır.

2. BÖLÜM

LİTERATÜR ÖZETİ

Literatür taramasına Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarında bilfiil çalışılan yöntemlerin kısa bir geçmişi verilerle başlanacaktır. Daha sonra laboratuvarında kullanılan dinamik-benzeri deney düzeneğiyle ilgili literatür çalışmasıyla devam edilecektir.

Yapıda çok sayıda elemanda dayanım ve süneklikle ilgili problemler varsa ve çerçevelerin yatay yük taşıma kapasiteleri veya rijitlikleri yeterli değilse binayı sistem güçlendirmesi diye tarif ettiğimiz betonarme duvarlarla güçlendirmek en iyi seçeneklerden birisidir (Tankut ve diğerleri, 2005; Jirsa, 2005; Frosch, 2005; Sonuvar ve diğerleri, 2004, Canbay ve diğerleri, 2003; Turk ve diğerleri, 2003).

Perde ve dolgu duvarların kullanılması güçlendirilen binanın dayanımını ve yatay rijitliğini artırır. Yüksek rijitliğinden dolayı duvar, çerçeve elemanlarının taşıyacağı yatay yükü de kendi üzerine alır. Bu sayede güçlendirilen çerçevede zayıf elemanlar varsa bile bunlar deformasyonlar çok artmadığı sürece problem çıkarmazlar. Dolgu duvarlar çerçeve binaların yanı sıra perde duvarların ve çelik çaprazların yetersiz kaldığı bina türlerinde de kullanılabilirler.

Yerinde dökme betonarme duvarlar güçlendirme yapılırken dolgu duvar olarak kullanılabileceği gibi önüretimli paneller de kullanılabilir. Bu paneller tuğla duvarlara epoksi bazlı bir yapıştırıcı ile yapıştırılıp çerçeveye bağlandıkları takdirde, tuğla duvarları enerji yutabilen güçlü ve rijit dolgu duvarlar haline getirebilirler (Tankut ve diğerleri, 2005). Önüretimli panelleri kullanmanın avantajları arasında inşaatı hızlandırması, bina sakinlerine minimum seviyede rahatsızlık vermesi ve bina içine kurulacak kalıp ihtiyacını ortadan kaldırması sayılabilir.

Eklenecek dolgu duvarların çerçevelerle olan bağlantıları önem taşır. Özellikle dolgu duvarlarla çerçeve arasındaki yük transferinin sağlanmasına özen gösterilmelidir. Duvarın kesme kapasitesinin yanı sıra birleşim bölgesindeki kesme kapasitesi de kontrol edilmelidir. Kolon donatılarındaki bindirme boyunun yetersizliği dolgu duvar sisteminin davranışını olumsuz yönde etkileyebilir. Bu tür durumlarda dolgu duvarlar çerçeveye bağlanmadan önce

bağlanacakları kolonların kapasitelerinin arttırılması gerekebilir (Tankut ve diğeri, 2005, Sonuvar ve diğeri, 2004, Canbay ve diğeri, 2003).

Literatürde dinamik-benzeri (pseudo-dynamic) deneylerle ilgili birçok makale mevcuttur. Dikkat edildiğinde bu makalelerin çok az sayıda araştırma merkezi ve üniversiteden çıktığı görülmektedir. Bunun başlıca sebebi dinamik-benzeri deney yapabilmek için yeterli bir laboratuvar alt yapısı ve bilgi birikimi gereğidir.

Dinamik-benzeri deneylerin dayanağını Newmark'ın (1959) yapı dinamiğindeki sayısal integrasyon yöntemi oluşturmaktadır. Bu tip deneylerle ilgili ilk makalelerden biri Mahin ve Shing'in (1985) California Berkeley deneyleridir. Bu makalede dinamik-benzeri deney tekniği adım adım anlatılmaktadır. Dinamik-benzeri deneyin yapılabirliği ilk önce tek serbestlik dereceli basit bir kolon yardımıyla doğrulanmıştır. İkinci adım olarak sarsma tablasında daha önceden denenmiş bir çelik yapı güçlendirilerek dinamik-benzeri deney düzeneğinde denenmiştir. Denenen yapı 5/48 ölçeğinde düzlemsel bir açık deniz platformunun prototipidir. Bu makale, yapı dinamiğinde iyi tanımlanmış analitik teknikleri depremi benzeştiren statik yükler (quasi-static, yarı-statik) ile birleştirerek dinamik-benzeri tarzı deneylerin gerçekleştirilebileceğini göstermektedir. Dinamik-benzeri deneylerde hem sayısal hem de deneysel hatalar test sonuçlarını etkileyebilmektedir. Makalede, özellikle deneysel hataların adım adım integrasyon (step by step integration) kullanılmasından dolayı katlanarak büyüyebildiği bildirilmektedir. Bundan dolayı hassasiyeti yüksek deney ekipmanı ve uygun ölçüm düzeneği kullanılması gerektiği vurgulanmaktadır. Shing ve Mahin (1987) dinamik-benzeri deneylerdeki deneysel hata oluşumunu başka bir makalelerinde ayrıntılı olarak incelemektedirler. Deneysel hataları sistematik ve rastlantısal olarak iki sınıfa ayırmaktadırlar. Makalelerinde özetle şu sonuçlara varmışlardır: Sistematik hatalar rezonans benzeri etkilerinden dolayı daha zararlıdır. Bazı sistematik hatalar enerji artırıcı veya enerji tüketici olabilmektedirler. Enerji artırıcı durumda sayısal sonuçlar sonsuz büyüyebilirken enerji tüketici durumda ise yapı davranışı aşırı sönümlenmektedir. Belirtik (explicit) integrasyon yönteminin kullanıldığı durumlarda rastlantısal hataların birikimsel büyümesi integrasyon zaman aralığını küçültmekle minimize edilebilse de sistematik hatalar zaman aralığı değerine çok da duyarlı değildirler. Yapı doğal frekansı çarpı zaman aralığı büyüdükçe birikimsel hataların büyüme hızı da artmaktadır. Bundan dolayı çok serbestlik dereceli yapıların yüksek modları hata oluşumuna düşük modlara oranla daha yatkındır. Enerji artırıcı tipte sistematik hataların olduğu durumlarda sistemin yüksek modları aşırı uyarılacaktır. Geniş bir frekans aralığına sahip

sistemlerde birikimsel hata ciddi boyutlara ulaşabilmektedir. Doğrusal olmayan sistemlerde deplasman sünekliliği arttıkça görece birikimsel hatalar azaldığından doğrusal elastik sistemler için çıkarılmış olan güvenilirlik kriterleri doğrusal olmayan deney sonuçlarının doğruluğunu tayininde de kullanılabilir. Dinamik-benzeri yöntemle denenen birçok yapıda, doğal frekans yapısal davranışta baskındır. Ancak yukarıda belirtildiği gibi deneysel hatalardan dolayı yapay bir yüksek mod uyarımı olabilmektedir. Bahsedilen yapay yüksek mod etkileri Shing ve Mahin'in (1987) başka bir makalesinde viskoz ve sayısal sönüm kullanılarak bertaraf edilmeye çalışılmıştır. Makalede doğrusal olmayan bir elemanın teğetsel rijitliği yeterli hassasiyette belirlenemeyeceği için başlangıç rijitliğine bağlı bir viskoz sönüm önerilmektedir. Ayrıca belirtik integrasyonda kullanılmak üzere sayısal bir sönüm önerilerek tetkik edilmiştir. Analitik ve sayısal çalışmalar viskoz sönümün doğrusal olmayan deformasyonlarla oldukça değiştiğini gösterdiğinden sayısal sönümün daha avantajlı olduğu makalede bildirilmektedir. Shing ve Mahin (1988) başka bir makalelerinde yükleme hızının dinamik-benzeri deneyler üzerindeki etkisini irdelemektedir. Dinamik-benzeri deney yöntemlerinde yapının sismik davranışını benzeştirmek için yarı-statik yükleme prosedürlerinden yararlanır. Bundan dolayı dinamik-benzeri yöntemin en büyük kuşkulardan biri yükleme hızının etkisidir. Yapılan çalışma sonucunda, yumuşak çeliğin yapının sismik davranışında ulaşılan dinamik akma dayanımı, plastik birim deformasyon uygulama hızına bağlı olarak, dinamik-benzeri testlere göre yaklaşık olarak %30 daha fazla olmaktadır. Sonuç olarak, elastik ötesi davranış dinamik-benzeri testlerde gerçek depreme göre daha yüksek olma eğilimi göstermektedir. Ancak, elastik ötesi deformasyonlar makul seviyelerde kaldığı sürece, doğal frekansı düşük yapılarda bu çelişki küçüktür. Shing ve Mahin (1990) dinamik-benzeri deneylerde kullanılan çeşitli integrasyon algoritmalarındaki hata oluşum karakterlerini bir makalelerinde ayrıntılı olarak incelemişlerdir. Makalede deneysel hataların birikimsel artımını karakterize eden matematiksel formüller çıkarılmış ve algoritmaların hata büyütme etkileri incelenmiştir. Birikimsel hataların büyüklüğünün algoritmaların sayısal özelliklerine, deney elemanının frekans karakterine ve deneysel hataların yapısına bağlı olduğu gösterilmiştir. Ayrıca, adım adım hesaplamalarda deneysel olarak ölçülen deplasmanlar yerine sayısal olarak hesaplanan deplasmanların kullanılması gerektiği belirtilmiştir.

Dinamik-benzeri deneyler ilk olarak Japonya'da uygulanmaya başlamıştır. Konuyla ilgili ulaşılabilir İngilizce kaynaklar ilk olarak Nakashima (1985a) tarafından yayınlanmıştır. Bu makalelerin ilkinde integrasyon zaman aralığıyla deney elemanının tepkisinin kararlılığı

arasındaki ilişki irdelenmektedir. Zaman aralığının seçimi belirtik integrasyon yöntemleri kullanıldığında önem kazanmaktadır. Zira zaman aralığının doğru seçimi hem kararlılık hem de hassas bir çözüm için temel şarttır. İkinci makalesinde Nakashima (1985b) integrasyonda kullanılacak zaman aralığının yapının yer değiştirme, hız ve ivme tepkilerine olan etkisini irdelemekte ve hatayı minimize edebilecek yol gösterici önerilerde bulunmaktadır. Bu konuda yazdığı üçüncü öncü makalede Nakashima ve Kato (1987) dinamik-benzeri deneylerdeki deneysel hata artımının nedenlerini irdelenmektedir. Makalede özet olarak şu sonuçlara varılmıştır: Hesaplananla ölçülen deplasman arasındaki fark olarak tanımlanan yer değiştirme hatasının ana sebebi krikonun (actuator) test yapısını hassas olarak hedef pozisyonuna götürememesinden kaynaklanmaktadır. Yer değiştirme hatasının en yüksek mod titreşimini zorlayıcı eğilimi vardır (2 serbestlik dereceli sistemde ikinci salınım modu, 6 serbestlik dereceli sistemde üçüncü salınım modu). Bu öncü yazı dizisinin son makalesinde Nakashima ve Kato (1989) deneysel hataların nasıl kontrol altına alınabileceğini irdelenmektedirler. Makalede, deneysel hataların artan viskoz sönüm oranıyla düştüğünden yüksek modlar için hareket denkleminde yapay olarak yüksek sönüm oranlarının eklenmesinin bir çözüm olabileceği bildirilmektedir. Ancak sönüm matrisi elastik başlangıç rijitliğine dayanarak kurulduğundan bu matrisin sistem elastik ötesi davranmaya başladığında istenilen sönüm oranlarını garantileyemeyeceği ve aslında yüksek modlar için tayin edilen yüksek sönüm oranlarının elastik ötesi durumda etkili düşük modların viskoz sönüm oranlarını da etkileyeceği söylenmektedir. Bundan dolayı makalede, deneysel hataları bastıracak ve viskoz sönümü ayarlamaktan çok daha etkili olan bir algoritma önerilmektedir. Önerilen bu algoritmada hareket denkleminde yük hücreleri tarafından krikolarda ölçülen gerçek yükler yerine ölçülen gerçek deplasman farkına göre değiştirilmiş yükler kullanılmaktadır (I-Düzeltilmesi). Ayrıca, elastik ötesi davranış sırasında rijitlikteki değişimi göz önüne alan başka bir algoritma da önerilmektedir, T-Düzeltilmesi. Önerilen iki algoritma da başarıyla uygulanmıştır. Nakashima, Akazawa ve Igarashi (1995) geleneksel test teçhizatlarını kullanarak dinamik-benzeri deneyler yapmışlardır. Bunun için geleneksel statik kriko kullanmışlardır. Sadece redresör bir motorun yağ akış hızını ayarladığı bir hidrolik pompa sistemiyle, krikonun hareketini ayarlayan bir kontrol sistemi geliştirilmiştir.

Aktan (1986) makalesinde yedi katlı betonarme çerçeve-duvar sistemli 1/5 ölçekli bir yapının dinamik-benzeri deney sonuçlarını vermektedir. İlk olarak daha önceki deneyimler ve problemler açıklanarak bir kontrol yöntemi önerilmektedir. Daha sonra önerilen prosedür yapısal deneye nasıl uygulanacağı açıklanarak deney sonuçları irdelenmektedir.

Deney elemanın büyüklüğü laboratuvarın kapasitesiyle bağlantılı olduğundan, genellikle büyük bir yapının bir parçasının (alt-yapı, substructure) prototipinin denenmesi daha uygun olmaktadır. Bu yaklaşım ayrıca ekonomik de olmaktadır. Alt-yapılarda dinamik-benzeri deney yönteminin anlatıldığı ilk makalelerden biri Nakashima ve diğerleri (1990) yazısıdır. Bu yazıda yeni bir integrasyon yöntemi önerilmektedir. Literatürde bu konuyla ilgili başka makaleler de mevcuttur (Schneider, 1994).

Dinamik-benzeri deney düzeneklerinde belirtik integrasyon yöntemi yanında literatürde pek çok örtük (implicit) integrasyon yöntemi de önerilmektedir (Peek ve Yi, 1990; Shing ve Manivannan, 1990; Shing, Vannan ve Cater, 1991; Shing ve Vannan, 1991; Bursi ve Shing, 1996). Bu makalelerin çoğu genellikle bu yöntemde hataları minimize etmeye yöneliktir. Çalışmalar göstermektedir ki örtük integrasyon yöntemleri deneysel hata artımına belirtik integrasyon yöntemleri kadar neden olmamaktadırlar.

Literatürde büyük ölçekli deney sonuçlarını da görmek mümkündür. Büyük ölçekli deneyin öncülerinden biri de Chesni ve Schnobrich (1991) makalesinde yer alan bir ölçekli yedi katlı betonarme test yapısıdır. Bu makalede çerçeve-duvar sistemli bir yapıda üç boyut etkisi irdelenmektedir. Düzlemsel olmayan deney düzeneğiyle ilgili başka bir çalışma da Thewalt ve Mahin'in (1995) makalesidir. Çok katlı ve çok açıklıklı dolgu çerçevelerin dinamik-benzeri deney düzeneğinde test edildiği bir makale de Mosalam, White ve Ayala (1998) tarafından yayınlanmıştır. Gerçek boyutlarında üç katlı bir yapının iki yönlü dinamik-benzeri deneyi Molina ve diğerleri (1999) tarafından yayınlanmıştır. Büyük ölçekli deney yapmaya müsait laboratuvarlardan bir tanesi de İtalya'da İspra kentindeki ELSA Laboratuvarıdır. Bu büyük laboratuvarda gerçekleştirilen dinamik-benzeri deneyleri irdelleyen bir makale Pegon ve Pinto (2000) tarafından yayınlanmıştır. Bu laboratuvardan çıkan diğer bir makale ise Magonette'e (2001) aittir. Dolšek ve Fajfar (2002) ELSA laboratuvarında dinamik-benzeri deney düzeneğinde denenmiş bir betonarme dolgu yapının matematiksel modeli üzerinde çalışmışlardır. Bu laboratuvarda denenecek olan düzensiz bir betonarme yapının analitik olarak değerlendirilmesi Jeong ve Elnashai (2005a,b) tarafından yapılmıştır.

Dinamik-benzeri deneyler yarı-statik bir şekilde yapılabileceği gibi dinamik krikolar kullanılarak gerçek zamanlı da yapılabilmektedir. Bunun ilk örneklerinden biri Nakashima, Kato ve Takaoka'nın (1992) çalışmasıdır. Gerçek zamanlı deney düzeneği için dijital deplasman ölçerler ve dijital bir servo mekanizması kurularak 2 milisaniye sürelerde sisteme geri besleme

sağlanmıştır. Gerçek zamanlı dinamik-benzeri başka deneyleri de literatürde bulmak mümkündür (Darby, Blakeborough ve Williams, 1999; Blakeborough ve diğerleri, 2001; Nakashima, 2001; Chang, 2002; Zhao ve diğerleri, 2003) .

Yapılar güçlü deprem kuvvetleri altında betonun basınç ya da çekme altında çatlamasından dolayı yumuşama eğilimi gösterirler. Yapıların rijitlikleri, dinamik yükler altında negatif değerler olsa dahi yapı kararlı kalabilir. Bundan dolayı yapı davranışının, tepe noktasından sonra dahi izlenmesi büyük önem taşımaktadır. Yumuşayan sistemlerin dinamik-benzeri test edilmesiyle ilgili ilk makalelerden biri Bursi, Shing ve Guzina'nın (1994) çalışmasıdır.

DeneySEL hataların etkisini azaltmaya yönelik çalışmaların yanı sıra deney sırasında veya deneyden sonra testin kalitesini belirlemeye yönelik parametreler üzerine çalışan makaleler de mevcuttur (Thewalt ve Roman, 1994). Böyle parametreler test sırasında dENEYSEL problemleri yeterince erken belirleyip sistemin düzgün olarak kapatılmasını ve deney elemanı hasar görmeden hatanın gözden geçirilmesini sağlar. Bu parametreler ayrıca deneyden sonra testin önemli bir hata olmadan tamamlandığının ve ölçümlerin güvenilir olduğunun bir göstergesidir.

Çok serbestlik dereceli karmaşık deneyler yapıldıkça belirtik zaman integrasyon metodu sistemin en yüksek doğal frekansına bağlı olarak zaman aralığını kısıtlamaktadır. Yapı davranışında birkaç düşük frekanslı mod etkili olsa da bu kısıtlama geçerlidir. Zaman aralığının daraltılması istenen bir şey değildir çünkü fiziksel olarak deney süresini uzatır ve daha önemlisi deneyi tamamlamak için gerekli adım sayısını arttırdığından dENEYSEL hatalar da birikerek büyür. Bunu engellemek için Thewalt ve Mahin (1995) şartsız kararlı (unconditionally stable) bir algoritma önermektedirler. Böylece zaman aralığı hassas davranışı verecek şekilde sadece ilgili modlara göre belirlenebilecek ve yüksek mod karakteristikleri dikkate alınmayabilecektir.

Şartnamelerdeki önermelerin de geçerliliğini doğrulamaya yönelik literatürde çalışmalar mevcuttur (Negro ve Verzeletti, 1996; Negro ve diğerleri, 1996). Bu çalışmalarda yapılar EuroCode 2 ve 8'e göre inşa edilerek test edilmekte ve çıkan sonuçlar irdelenmektedir.

Dinamik-benzeri deney düzeneğindeki bilgi birikimi arttıkça belirtik yöntemler için de sayısal olarak gelişmeler izlenmektedir. Yapı dinamiğinde bir adım algoritmaları, şartlı kararlı ve ikinci derece hassasiyetli iki yeni yöntem Chang (1997) tarafından önerilmektedir. Belirtik integrasyonun geliştirilmesiyle ilgili daha birçok makale mevcuttur (Chang, Tsai ve Chen, 1998; Gutiérrez ve Cela, 1998; Chang, 2002; Chang ve Liao, 2005).

3. BÖLÜM

DENEY DÜZENEĞİ

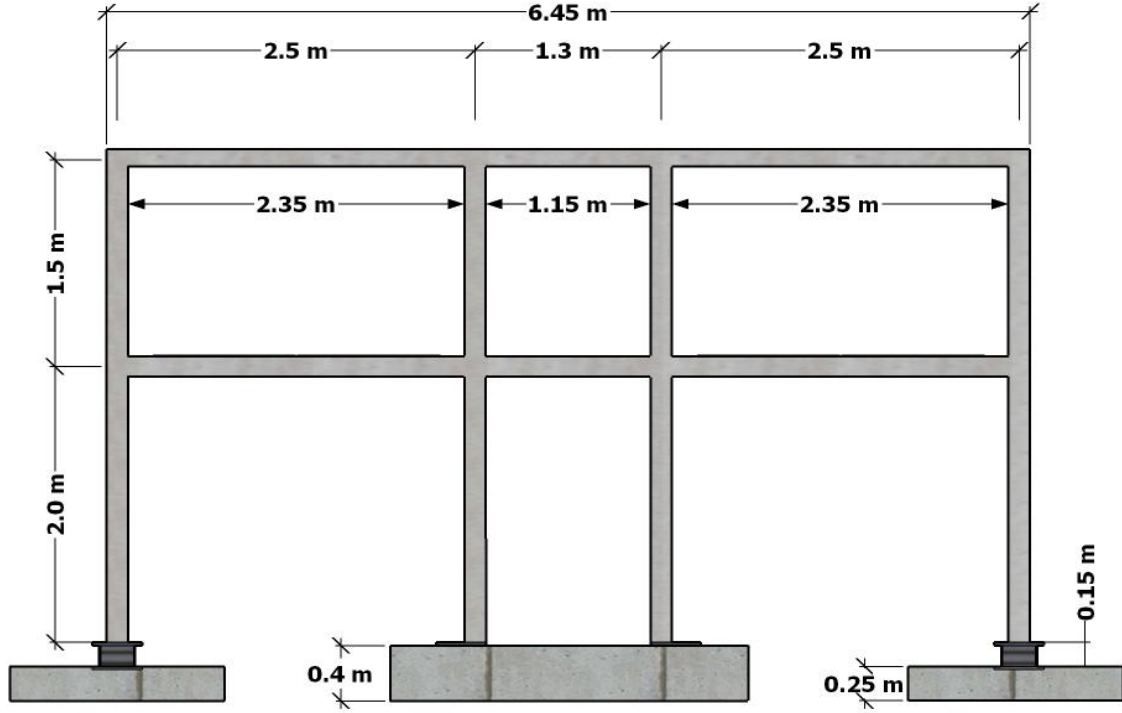
3.1. GENEL BİLGİLER

Bu çalışma için Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda, dört adet ½ ölçekli, üç açıklıklı ve iki katlı betonarme çerçeve hazırlanmıştır. Tüm deneyler dinamik-benzeri test yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Davranış ve verimliliklerinin vurgulanması amacıyla; lifli polimer, önüretimli beton paneller ve perde duvar şeklinde adlandırılan üç farklı yapı güçlendirme tekniği incelenmiştir. Deney çerçevelerinden üçünün orta açıklığında tuğla dolgu duvar bulunmaktadır. Test edilen ilk çerçeve üzerinde herhangi bir güçlendirme çalışması yapılmayan referans çerçevesidir. Diğer iki çerçeve sırasıyla lifli polimer ve önüretimli beton panellerle kullanılarak güçlendirilmiştir. Son deney ise betonarme dolgu duvar kullanılarak güçlendirilmiş çerçeve üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada kullanılan deney düzeneği ve yapı güçlendirme teknikleri ilerleyen bölümlerde detaylı olarak incelenmiştir.

3.2. DENEY DÜZENEĞİ

Çelik kalıplar 3 mm kalınlığındaki çelik saclar kullanılarak üretilmiştir. Üretim esnasında boyutların mümkün olduğunca hassas biçimde elde edilmesine özen gösterilmiştir. Çelik plakalar cıvatalarla birleştirilerek kalıplar oluşturulmuştur. Deney düzeneğinin boyutları Şekil 3.1.'de gösterilmiştir. Test çerçevesinin dış açıklıkları 2500 mm genişliğindedir. Orta açıklığın genişliği 1300 mm'dir. Kat yükseklikleri birinci katta 2000 mm, ikinci katta 1500 mm'dir. Kolonlar 150 x 150 mm, T-kesitli kirişler 150 x 200 mm boyutlarındadır. T-kesitli kirişlerin genişliği 600 mm, kalınlığı 60 mm'dir.



Şekil 3.1 Deney Düzeneğinin Boyutları

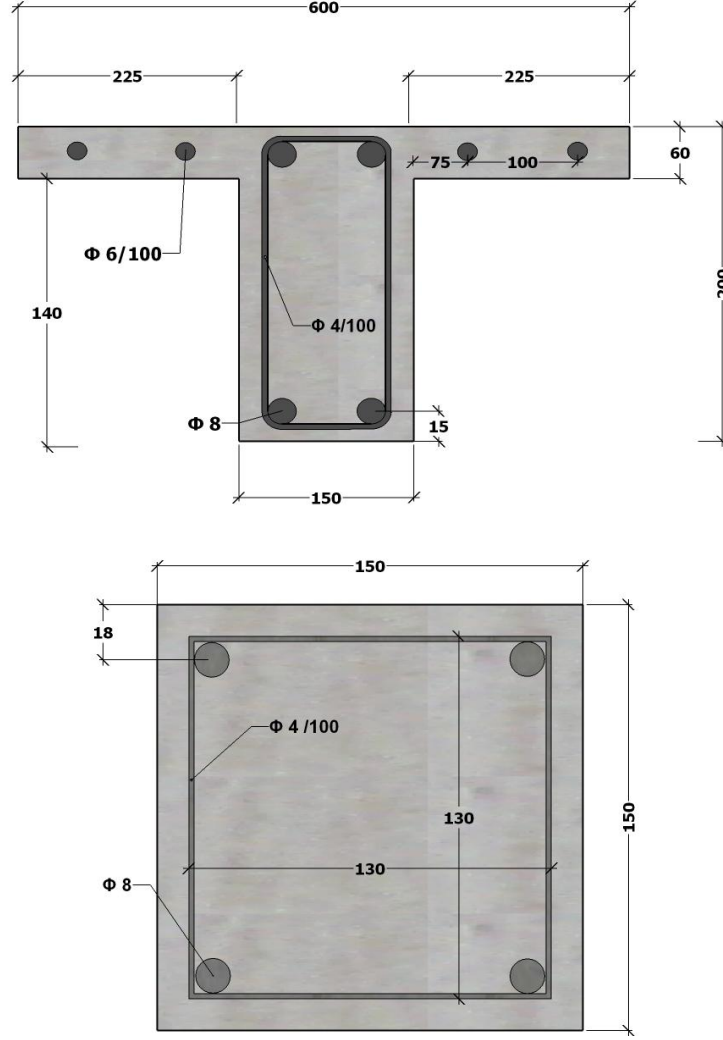
3.2.1. Deney Düzeneği Detayları

Donatı özellikleri ve detayları Türkiye'deki yapı stokunda yaygın olarak gözlemlenen eksiklikleri yansıtabilecek biçimde belirlenmiştir.

Kolonlarda ve kirişlerde boyuna donatı olarak 4Φ8'lik düz donatı çeliği kullanılmıştır. Kolon ve kirişlerin donatı detayları Şekil 3.2.'de gösterilmiştir. Kolonlarda boyuna donatı çeliği bindirme bölgesi olmaksızın tek parçadır.

Kolonların alt uçlarındaki boyuna donatı 25 mm'lik kalın levhalara kaynakla birleştirilerek 50 mm boyunda ve aynı özellikteki donatı çeliğiyle sargılanmıştır. Güçlendirme, bu donatıların 50 mm boyunca kaynaklanmasıyla sağlanmıştır. Kirişlerdeki boyuna donatı bindirme bölgesi yerine kaynak ile birleştirilmiştir. Kiriş üst bölgelerindeki boyuna donatı kirişin orta açıklığında ve kiriş alt boyuna donatısı da birleşim noktasında olacak şekilde 15 mm kaynak boyu ile kaynatılmıştır. Dış kolonlarda, temel seviyesinde kolon uç kuvvetlerini ölçmekte kullanılan kuvvet ölçerler yerleştirilmiştir (Canbay vd., 2004). Çelik levha ile beton arasında daha iyi aderans sağlamak amacıyla kuvvet ölçerlerin üst yüzeyi pürüzlendirilmiştir. Deneyler sırasında

bu bölgelerde hiçbir bağlantı sorunuyla karşılaşmamıştır. Deney düzeneğine ilişkin donatı detayları Şekil 3.2.'de gösterilmiştir.



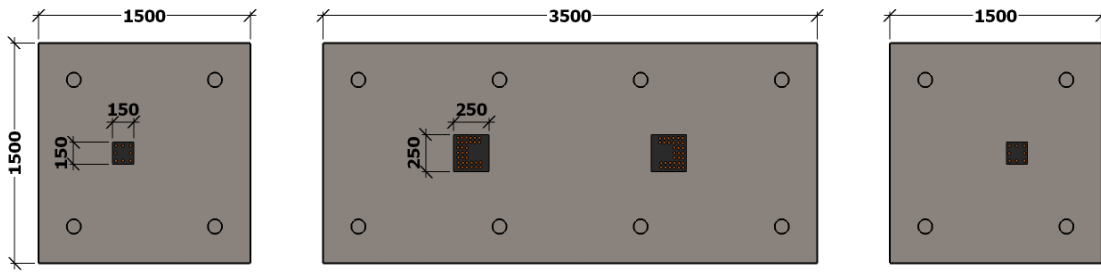
Şekil 3.2 Kolon ve Kiriş Donatı Detayları (Bütün birimler mm cinsinden verilmiştir)

Kolonlarda ve kirişlerde enine donatı özellikleri aynıdır. 4 mm çapındaki düz donatı çeliği enine donatı olarak kullanılmıştır. Hem kolonlarda hem de kirişlerde 100 mm'lik etriye aralığı bulunmaktadır. Etriye çengelleri 90° olarak bükülmüştür ve donatı çapının 10 katı kadar etriyenin içerisine uzatılmıştır.

3.2.2. Deney Düzeneğinin Temeli

Kuvvetli döşeme üzerinde üç farklı temel bulunmaktadır. Orta kısımda bulunan temelin boyutları diğerlerinden daha büyüktür. Küçük olan iki kare temelin uzunluk ve genişliği 1.5 m'dir. Diğer temelin uzunluğu 3.5 m, genişliği 1.5 m'dir. Küçük temellerin yüksekliği 250 mm, büyük temelin yüksekliği 400 mm'dir. Tasarım, dış temellere kuvvet ölçerler yerleştirilmesiyle tüm temellerin eşit yükseklikte olmasını sağlayacak şekilde yapılmıştır. Temel detayları Şekil 3.3.'te verilmiştir.

ODTÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nın kuvvetli döşeme üzerinde delikler bulunmaktadır. Bu delikler 70 cm derinliğindedir ve birbirlerinden 1 m uzaklıkta bulunmaktadır. Temeller kuvvetli döşemeye çapı 50 mm olan çelik civatalar yardımıyla sabitlenmiştir. Temele, her bir kuvvet ölçer için yarıçapı 5/8" olan sekiz adet yüksek dayanımlı civata yerleştirilmiştir. Kuvvet ölçerler temele bu civatalar yardımıyla sabitlenmiştir. Bulonların genel görünümü Şekil 3.4.'te verilmiştir.



Şekil 3.3 Temelin plan görünümü

Temel betonu için çelik kalıplar kullanılmıştır. Tüm kalıplar döküm sonrası açılmalarını kolaylaştırmak amacıyla temizlenerek yağlanmıştır. Hazır beton fabrikasında üretilmiş yaklaşık 3.5 m³ beton temel kalıplarına dökülmüştür. Betonun sıkıştırılmasında mekanik titreşim kullanılmıştır. Kullanılan betonun kalitesini test etmek üzere silindir numuneler alınmıştır. Beton dökümü öncesinin ve sonrasının genel görünümü Şekil 3.5.'te verilmiştir.



Şekil 3.4 Temele kaynaklanan bulonların genel görünüşü



Şekil 3.5 Beton dökümü öncesinin ve sonrasının genel görünümü

Kullanılan hazır beton 28 günlük tek eksenli basınç dayanımı 25 MPa olan C25 sınıfıdır. Standart silindir testlerine göre temelin son dayanım değeri 29 MPa olarak belirlenmiştir.

3.2.3. Malzemeler

Deneylerde test edilen numunelerde düşük beton dayanımı hedeflenmiştir, bu nedenle hazır beton kullanılmamıştır. Çerçeve ve panel betonu ODTÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda üretilmiştir. Çerçeveler için 7.5 MPa silindir basınç dayanımı hedeflenmiştir. Tablo 3.1.'de

çerçevelerde kullanılan betonun karışım oranlarını verilmiştir. Karışımında kullanılan malzemeler birim metreküp betondaki ağırlıkları türünden gösterilmiştir.

Tablo 3.1 Çerçeveler için kullanılan betonun karışım oranları (1 m³ beton için)

<i>Karışım bileşeni</i>	<i>Ağırlık (kg)</i>	<i>Ağırlık oranı(%)</i>
Çimento	254	11.14
0-3 mm Agregası	658	28.86
3-7 mm Agregası	608	26.67
7-12 mm Agregası	506	22.19
Su	254	11.14
Toplam	2280	100.00

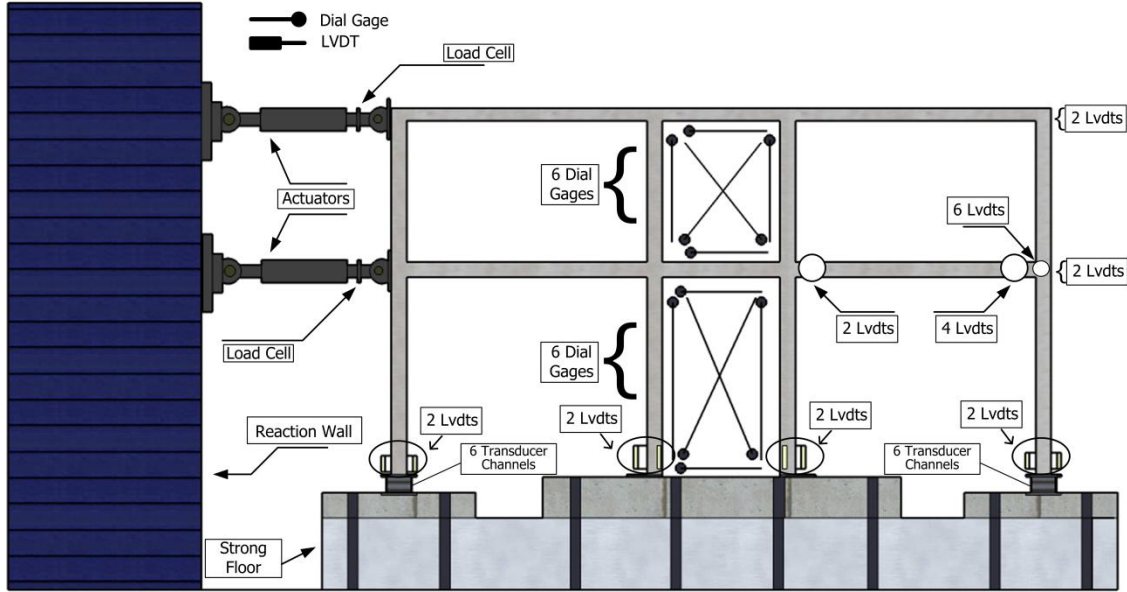
Betonun basınç dayanım düzeyini doğrulamak amacıyla yapılacak testlerde kullanılmak üzere çeşitli silindir numuneler alınmıştır. Tablo 3.2'de numunelerin basınç dayanım değerleri verilmiştir. Kullanılan test silindirler 150 mm çapında ve 300 mm boyundandır.

Tablo 3.2 Silindirlerin basınç dayanım değerleri

<i>Deney Adı</i>	<i>Silindir Basınç Dayanımı (MPa)</i>
Referans Çerçeve	7.4
LP ile Güçlendirilmiş Çerçeve	7.8
BP ile güçlendirilmiş çerçeve	7.3
Perde Duvar ile Güçlendirilmiş Çerçeve	7.5

3.2.4. Ölçüm Sistemi

Deneylerde, deplasman ölçümlerinin alınmasında çeşitli LVDT'ler (Linear Variable Displacement Transducer), elektriksel saatler ve dijital deplasman ölçerler (Heidenhein), kuvvet ölçümlerinin alınmasında yük hücreleri kullanılmıştır. Veri toplama sistemi için toplam 50 kanal kullanılmıştır. Dolgu duvarın deformasyonları 12 adet elektriksel saat kullanılarak ölçülmüştür. Kolon diplerindeki eğrilik, her kolon için 2 adet LVDT kullanılarak ölçülmüştür. Birinci kattaki dış bağlantıların her birinde, bağlantı deformasyonlarının okunmasında toplam 6 adet LVDT kullanılmıştır. Dış kirişlerin her birinde bağlantı kiriş dönmelerinin okunmasında toplam 6 adet LVDT kullanılmıştır. Kat deplasmanlarının okunmasında, her bir katın deplasmanının ölçümü için 2 adet olmak üzere toplam 4 adet LVDT kullanılmıştır. Kat deplasmanlarının belirlenmesinde her kattan alınan 2 LVDT ölçümünün ortalaması alınmıştır. Dış kolonlar ile temel arasına 2 adet özel yük ölçer (Canbay et al., 2004) yerleştirilmiştir. Kolon alt uçlarında bulunan bu yük ölçerlerden moment, kesme kuvveti ve aksel kuvvet elde edilmesinde 6 kanal kullanılmıştır. Yük ölçümlerinin elde edilmesinde her katta 500 kN'luk yük ölçerler kullanılmıştır. Deney düzeneği, yük sistemi ve ölçüm sistemi detayları Şekil 3.6.'da verilmiştir.



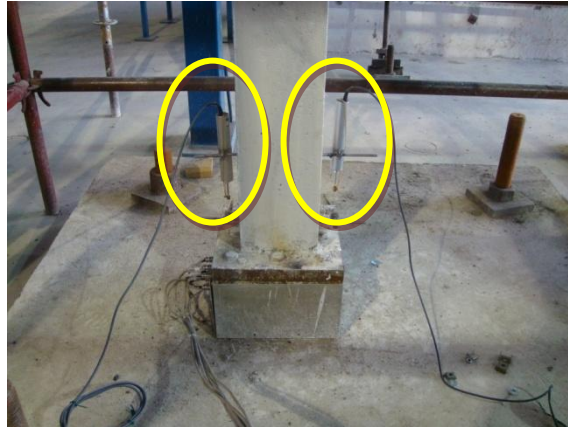
Şekil 3.6 Deney düzeneğinin, yükleme sisteminin ve ölçüm sisteminin detayları.

Dış kolonlarda oluşan iç kuvvetler özel yük ölçerler yardımıyla ölçülmüştür. Her bir özel yük ölçerde altı adet "küçük" yük hücresi bulunmaktadır. Bu "küçük" yük ölçerlerden dördü düşey olarak, kalan ikisi ise çapraz biçimde yerleştirilmiştir. Voltaj çıktıları bu "küçük" yük ölçerlerden veri toplama sistemi vasıtasıyla alınmaktadır. Daha sonra, elde edilen mV/V değerlerini kuvvet okumalarına çeviren özel bir çevrim matrisi kullanılmaktadır. Özel yük ölçerlerin genel görünüşü Şekil 3.7'de gösterilmektedir



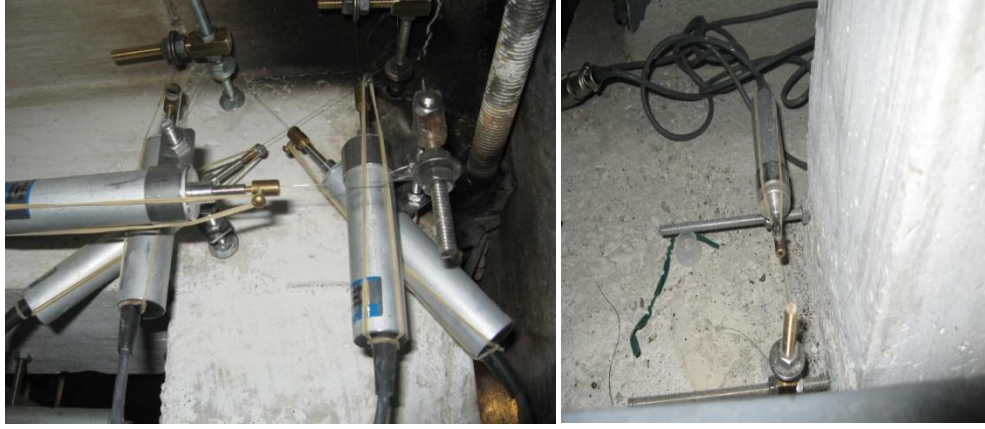
Şekil 3.7 Özel yük ölçerlerin genel görünüşü.

Eğrilik değerleri kolon diplerinde bulunan LVDT'ler kullanılarak ölçülmektedir. 50 mm ölçüm uzunluğu olan LVDT'ler kolon diplerinde 30-180 mm arasına yerleştirilmiştir. Kolon diplerinde bulunan LVDT'lerin genel bir görünümü Şekil 3.8.'de verilmiştir.



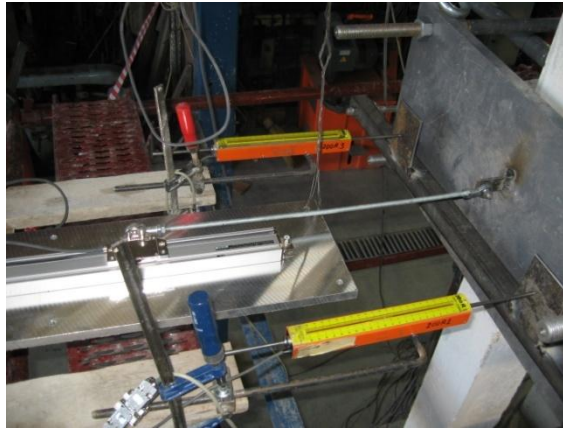
Şekil 3.8 Kolon diplerindeki eğrilik ölçümünün genel görünümü

Dış bağlantı noktalarının her birinde dönme değerlerinin elde edilmesinde 6 adet LVDT kullanılmıştır. Bunlardan ikisi yatay, ikisi dikey ve kalan ikisi çapraz biçimde yerleştirilmiştir. Yatay durumda olan LVDT'lerden biri, ikinci kat kolonunun alt ucuna yerleştirilmiştir. Yatay ve dikey LVDT'lerin ölçme uzunluğu 20 mm, çapraz durumdaki LVDT'lerin ölçme uzunluğu 30 mm'dir. Dış bağlantı noktalarındaki LVDT'lerin genel görünümü Şekil 3.9.'da verilmiştir.



Şekil 3.9 Dış bağlantı noktalarındaki LVDT'lerin genel görünümü

Her katta çerçeve uç deplasmanlarının ölçümünde iki adet LVDT kullanılmıştır. Her kat ucuna hassas deplasman ölçerler yerleştirilmiştir. Bu sayede yapının hareket değerleri veri toplama sistemine aktarılabilmiştir. Kat uçlarındaki LVDT'lerin ve Heidenhein'in resmi Şekil 3.10'da sunulmuştur.



Şekil 3.10 Kat uçlarındaki LVDT'lerin ve Heidenhein'in genel görünümü.

3.3. DENEY DÜZENEGİ VE YATAY YÜKLEME SİSTEMİ

Test sistemi, kuvvetli döşeme, tepki duvarı, bilgisayar kontrollü pistonlar, yükleme ekipmanı, enstrümantasyon ve veri toplama sisteminden meydana gelmektedir. Test çerçevesinin temelleri kuvvetli döşemeye 50 mm çaplı yüksek dayanımlı cıvatalar yardımıyla sabitlenmiştir. Kuvvetli döşeme üzerinde 1 m aralıklarla bulunan deliklerin derinlikleri 700 mm'dir. Kuvvetli döşemenin altında bir galeri bulunmaktadır. Cıvatalar temellerin üzerinden ve galeri bölümünden sabitlenmiştir. Dış temeller için 4, iç temeller için 8 adet cıvata kullanılmıştır.

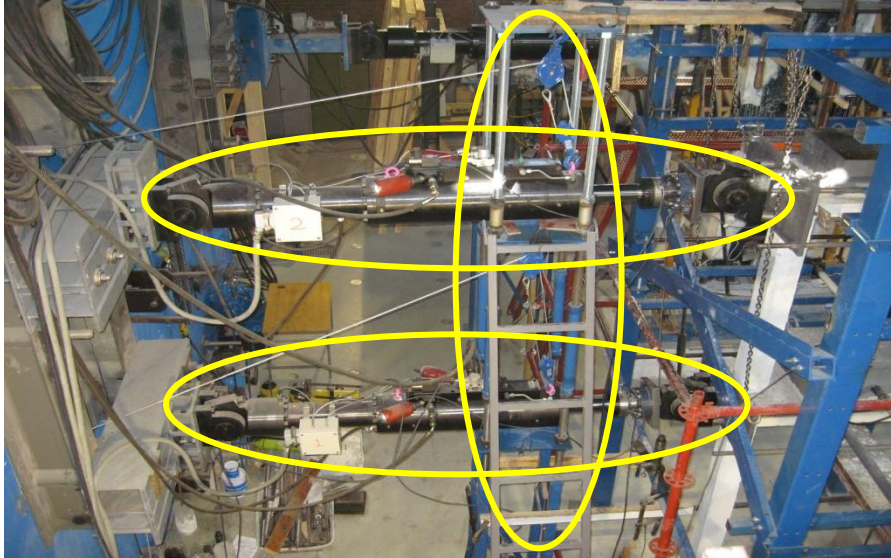
Deney elemanlarının düşeyde test edilebilmesi tepki duvarı sayesinde gerçekleşebilmektedir. Tepki duvarı 5 m yüksekliğinde olup üzerinde yatay ve düşey doğrultuda 1 m'lik aralıklarla 70 mm'lik delikler bulunmaktadır. Yanal yükleme sistemi tepki duvarına uygun biçimde sabitlenmiştir. Bu sistemin tam olarak kirişlerin merkez seviyesine hizalanmış olması gerekmektedir. Sistemin ve pistonların hatasız yerleşimi için, hareket edebilir özellikte tasarım yapılmıştır. Hareket edebilen tasarım, pistonların hareketine olanak sağlamaktadır. Hareket edebilen tasarımın genel bir görünümü Şekil 3.11.'de verilmiştir. İki adet 3 metre uzunluğunda I-300 kesitli çelik eleman tepki duvarına sabitlenmiştir. Bu elemanların üzerine 3 adet U-200 kesitli eleman yüksek dayanımlı çelik cıvatalarla sabitlenmiştir. Özel olarak tasarlanmış ara parçalar U-kesitli elemanların üzerine yerleştirilmiştir. Bu parçalar 2 adet 25 mm kalınlığında çelik levha ve üzerinde pistonlara saplanmalarını sağlayan deliklerden oluşmaktadır. U- kesitli elemanlar üzerinde yatay hareket edebilen ara parçaların üzerindeki çelik levhalarda, düşey olarak hareket etmelerine izin veren oluklar bulunmaktadır. Sistem bütün halinde tepki duvarına I-kesitli elemanlar üzerindeki deliklerden sabitlenmiştir.

Yanal deplasman bilgisayar kontrollü pistonlar kullanılarak uygulanmıştır. Pistonlar, ara parçalara sabitlenmiştir ve özel olarak tasarlanmış sehpa sistemiyle desteklenmiştir. Sehpa sistemi 70 x 70 'lik kare çelik kesitler, 42 mm çapındaki cıvatalar, 1 m x 1 m x 20 mm boyutundaki çelik levhalar ve çelik gijonlardan oluşmaktadır. 4 adet 42 mm'lik cıvata kare çelik kesitlere kaynaklanmıştır. Çelik levha cıvatalar yardımıyla yerleştirilmiş ve karşılıklı somunlarla sabitlenmiştir. Çelik borular cıvataların üzerine yerleştirilmiştir. Somunlar, çelik boruların uçlarına kaynaklanarak cıvataların çelik borular içerisinde hareket etmeleri sağlanmıştır. Çelik boruların üzerine tekrar 42 mm'lik cıvatalar yerleştirilerek çelik levhalar bu cıvataların üzerine karşılıklı somunlar vasıtasıyla yerleştirilmiştir. Her katın pistonları kare levhalarla desteklenmektedir. Hareketli yük sistemi pistonları dikey biçimde hizalamak üzere tasarlanmıştır. Hareketli yük

sistemi, kasnak sistemi vasıtasıyla dengelenmiştir. Pistonların dengeli biçimde yerleşimi 200 kg'lık yük kullanılarak sağlanmıştır. Pistonlar ve sehpa sistemi Şekil 3.12.'de gösterilmiştir.

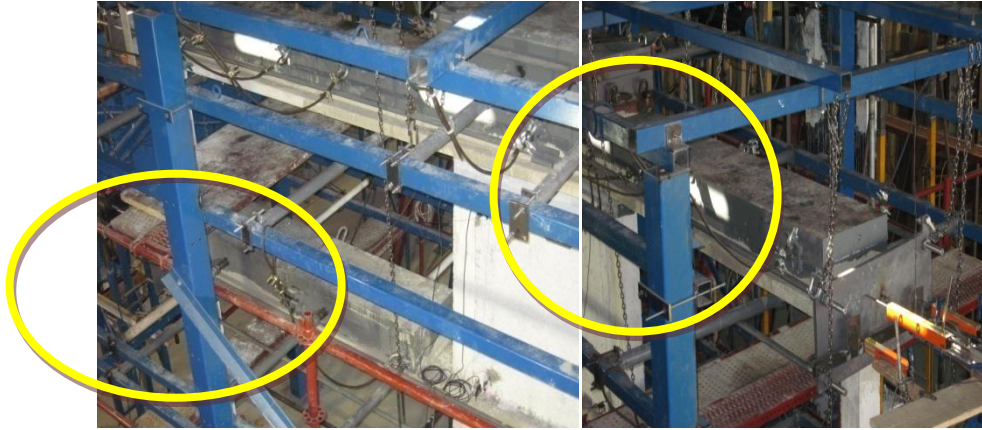


Şekil 3.11 Hareketli yükleme sisteminin genel görünümü



Şekil 3.12 Tabla sistemi ve pistonların genel görünümü

Kolonlardaki aksenal yük, çelik ağırlıklar kullanılarak sağlanmıştır. Deney düzeneğinin geometrisi gereği iki farklı boyutta çelik ağırlıklar kullanılmıştır. İlk ağırlık türünün uzunluğu 1000 mm, genişliği 450 mm, yüksekliği ise 100 mm'dir. Diğer ağırlık türü 1550 mm uzunluğunda, 450 mm genişliğinde ve 100 mm yüksekliğindedir. Uzunluğu 1000 mm olan küçük ağırlıklar birinci kata, uzunluğu 1550 mm olan büyük ağırlıklar ikinci kata yerleştirilmiştir. Ayrıca ağırlığı 330 kg olan bir adet ağırlık daha bulunmaktadır. Dolgu duvar, ağırlıkları orta açıklığı yerleşimini kısıtlamıştır. Bu sebeple ilk kattaki ağırlıklar dış açıklıklara yerleştirilmiştir. Üç adet küçük ağırlık birbirlerine kaynakla birleştirilerek 1 ton'luk tek bir ağırlık oluşturulmuştur. Birinci kattaki her bir açıklığı altı adet küçük ağırlıktan meydana gelen 2 ton'luk ağırlıklar yerleştirilmiştir. 2 tonluk ağırlıklar birinci ve üçüncü açıklığa simetrik biçimde uygulanmıştır. Sonuç olarak birinci kata toplamda 4 ton'luk ağırlık yerleştirilmiştir. İkinci katta ise, ağırlıklar katın tamamına yayılmıştır. İki sıra halinde 1550 mm uzunluğundaki ağırlıklar uygulanmıştır. Bu ağırlıklara ek olarak orta açıklık bölgesine üç adet ağırlık daha yerleştirilmiştir. 1500 mm uzunluğundaki çelik yükler 511 kg ağırlığındadır. Sonuç olarak ikinci kata toplamda 6 ton'luk ağırlık yerleştirilmiştir. Yüklerin birinci ve ikinci kata yerleşiminin genel görünümü Şekil 3.13.'te verilmiştir.



Şekil 3.13 Yüklerin birinci ve ikinci kata yerleşiminin genel görünümü

Pistonlar betonarme çerçeveye 20 mm kalınlığındaki çelik dikdörtgen levhalar vasıtasıyla bağlanmıştır. 20 mm'lik çelik levha ile beton çerçeve arasında, kirişlerin T-kesitiyle aynı geometriye sahip olan ve kesit merkezinde bir pin bulunan 25 mm kalınlığındaki çelik levhalar bulunmaktadır. Bu çelik levha ile T-kesitli kirişin kesit merkezleri tam olarak örtüşmektedir. T-şeklindeki çelik levhalar beton çerçeveye, döküm öncesinden hazırlanmış 10 mm çapındaki

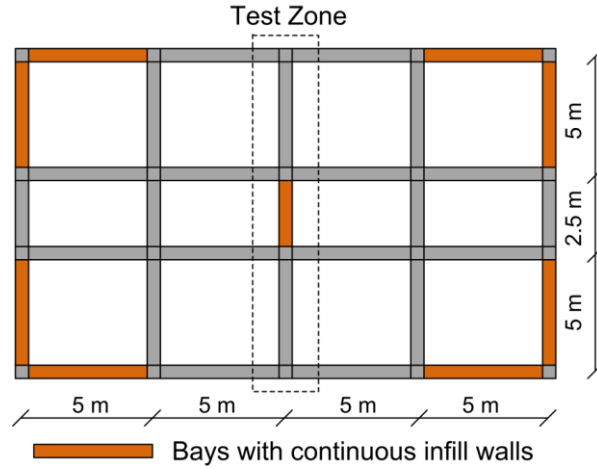
cıvatarla kaynaklanmıştır. Basıncın çerçeveye aktarımı doğrudan bu sistemle uygulanmaktadır. Bununla birlikte çerçevenin diğer tarafında pistonlar bulunmayışı nedeniyle itme uygulamak mümkün değildir. Pistonların bağlandığı çelik levhalarda 4 adet delik bulunmaktadır. Bu deliklerden 7 mm kalınlığa, 30 mm çapına sahip dairesel kesitteki çelik elemanlar çerçevenin diğer tarafına geçmektedir. Çerçevenin diğer tarafında da pistonun bulunduğu taraftaki uygulamanın aynısı mevcuttur. Ayrıca 25 mm'lik çelik levhalarda da 4 adet delik bulunmaktadır ve içlerinden 7 m'lik ankraj çelikleri geçmektedir. 7 m'lik ankrajlar çerçevenin her iki tarafından somunlarla sıkıştırılmıştır.

4. BÖLÜM

REFERANS ÇERÇEVE

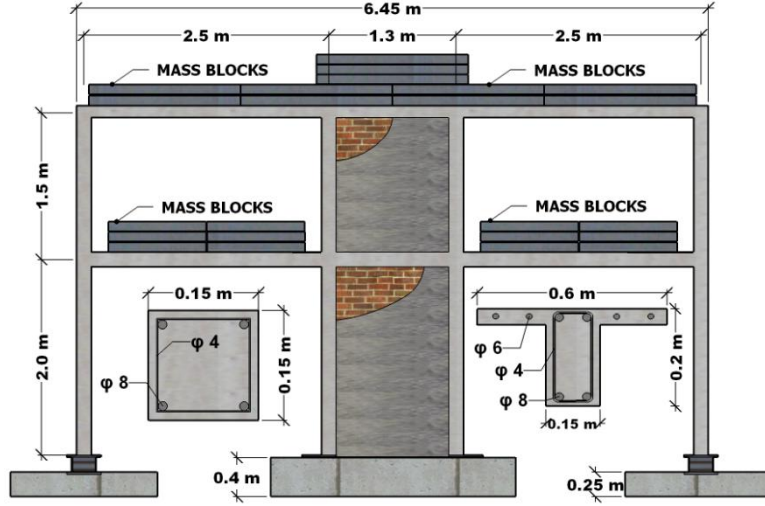
4.1. GENEL BİLGİ

Test çerçevesi, dolgu duvarları olan bir betonarme çerçeve binanın tipik bir iç çerçevesinden seçilmiş ve ölçeklendirilmiştir, Şekil 4.1. Bu referans çerçeve Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.1 Prototip binanın planı

Türkiye’de yaygın olduğu şekilde, bina kat alanı yaklaşık olarak %1 dolgu duvar alanına sahiptir. Binanın merkez çerçevesi fiziksel test ile incelenmiştir. Orta Doğu Teknik Üniversitesi (ODTÜ) Yapı Mekaniği Laboratuvarı’nda, tesisin limitleri nedeniyle seçilen çerçevenin genel ölçüleri 3.6 m x 6.45 m olan 1/2 ölçekli modeli inşa edilmiştir. Bina, ölçekleme faktörlerinden bağımsız olarak 300 kg/m²’lik düzgün yayılı sabit yük ve 250 kg/m²’lik düzgün yayılı hareketli yük değerlerine sahiptir. Ön analiz sonuçları bu büyüklükte yayılı yüklerin birinci kat dış ve iç kolonlarında sırasıyla 0.13 ve 0.23 değerlerinde eksenel yük oranları (eksenel yükün eksenel yük taşıma kapasitesine oranı) oluşturduğunu göstermiştir. İkinci kat dış ve iç kolonları için ağırlık eksenel yük oranları sırasıyla 0.08 ve 0.15 olarak hesaplanmıştır.



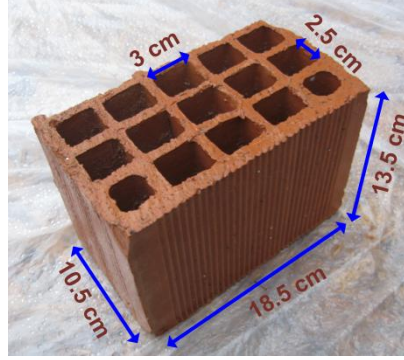
Şekil 4.2 Referans Çerçevenin Resmi

Çelik bloklar daimi yükleme maksadıyla yerleştirildikten sonra, boşluklu tuğla dolgu duvar iç boşluğa, kolon yüzlerinin merkezine örülmüştür. Duvarın her iki yüzünde kalan 20 mm'lik boşluk sıva ile kapatılarak duvarın kolonların kenarlarıyla aynı seviyede olması sağlanmıştır. Çerçevenin kolonlarının boyutları 150 mm x 150 mm'dir ve bu kolonların boyuna donatı oranı %1.14'tür. Aynı zamanda kolonlar 4 mm çaplı, 100 mm aralıkla yerleştirilmiş ve 90 derece kancaları olan etriyelere sahiptir. 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre (TDY2007), plastik mafsal bölgelerinde sarmalayan çelik donatının gerekli hacimsel oranı %0.25'tir ve bu donatılar 135 derecelik kancalarla bağlanmalıdır. Buna karşılık, test çerçevesi kolonların potansiyel plastik mafsal bölgelerinde %0.16 enine donatı hacimsel oranına ve bu donatılarda 90 derecelik kancalara sahiptir. Kiriş-kolon birleşimlerinde enine donatının olmayışı ve modern depreme dayanıklı tasarım metotlarının (TDY2007) gereği olan güçlü kolon zayıf kiriş konseptinin ihlal edilmesi de test yapısının diğer zayıflıkları arasındadır.

4.2. MALZEME ÖZELLİKLERİ

Ölçüleri Şekil 4.3'de gösterilen boşluklu tuğla, boşluklu yönünde 14 MPa'lık tek eksenli basınç dayanımına sahiptir. Tuğla harcının ve sıvanın tek eksenli basınç dayanımı ise 12 MPa'dır. Kiriş ve kolon boyuna donatısı olarak akma dayanımı 330 MPa, kopma dayanımı da 365 MPa olan düz donatılar kullanılmıştır. 4 mm'lik, akma dayanımı 290 MPa olan düz donatı, kolon ve kirişlerden oluşan tüm çerçeve elemanlarında etriye olarak kullanılmıştır. Bu eleman detayları ve

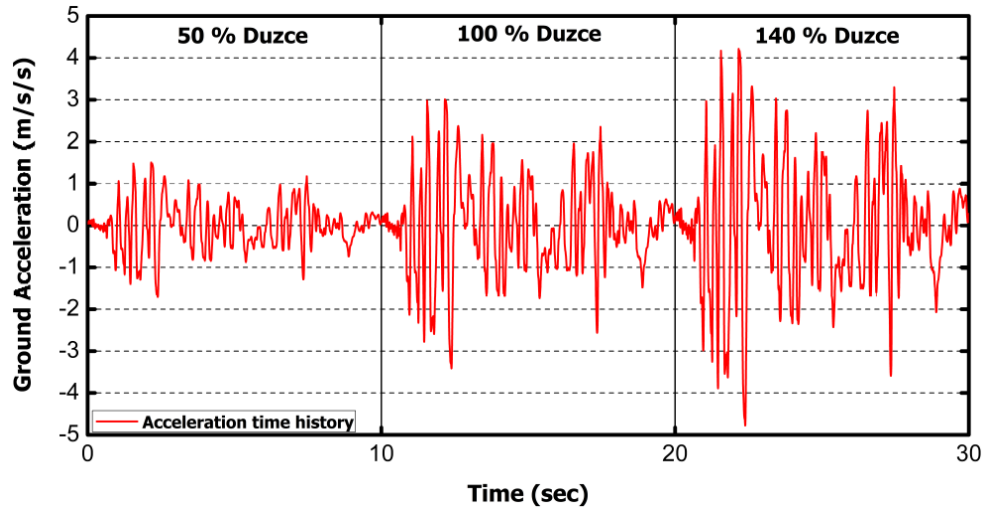
ortalama tek eksenli basınç dayanımı 7.4 MPa olan düşük dayanımlı beton, Türkiye’de karşılaşılan zayıf bina stokunun özellikleriyle benzerlik göstermektedir.



Şekil 4.3 Deneylerde kullanılan boşluklu tuğla.

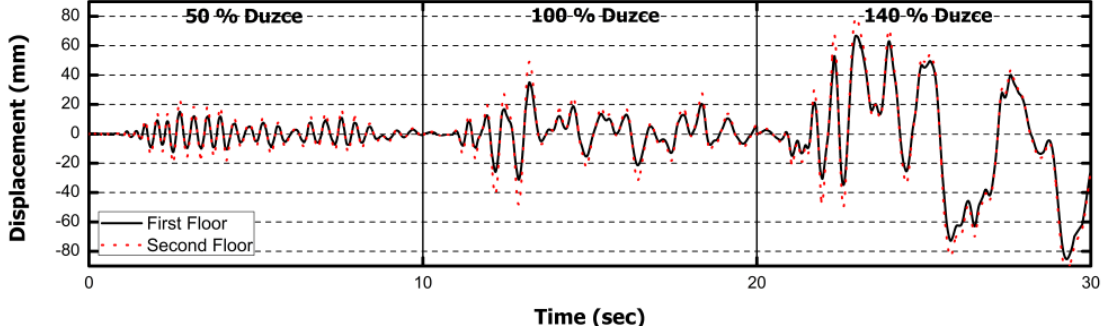
4.3. TEST SONUÇLARI

Bu bölümde, test sonuçları ve deney gözlemleri detaylıca sunulmuştur. Deneylerde kullanılan yer hareketlerinin zaman tanımları, kat deplasmanları, katlar arası öteleme oranları, taban kesme kuvveti, eksenel, kesme ve moment kuvvetleri, kolon tabanlarındaki eğrilik değerleri, kat ivmeleri, tanımlanan sönümlenme oranı ve test numunesinin ilk periyotları verilmiştir. Bunlara ek olarak, numunenin kuvvet-deformasyon tepkisi; dış kolonların moment-eğrilik tepkisi ve moment-etkileşim tepkisi sunulmuştur.



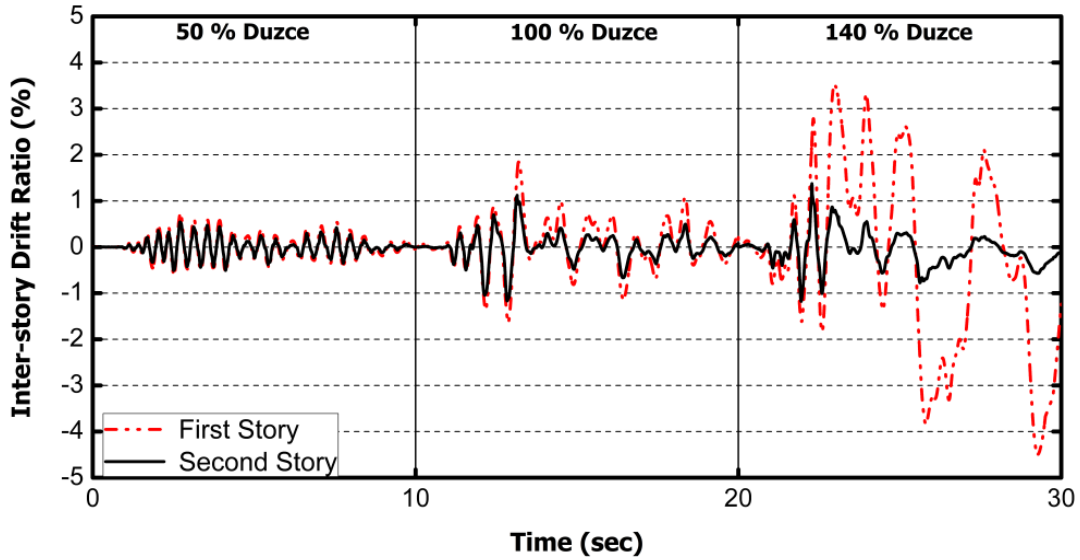
Şekil 4.4 Yer hareketi zaman tanımı.

Deneylerde kullanılan yer hareketlerinin zaman tanımları Şekil 4.5'te gösterilmiştir. Üç adet %50, %100 ve %140 olarak ölçeklendirilmiş Düzce Kuzey-Güney bileşeni deneyler için ard arda uygulanmıştır.



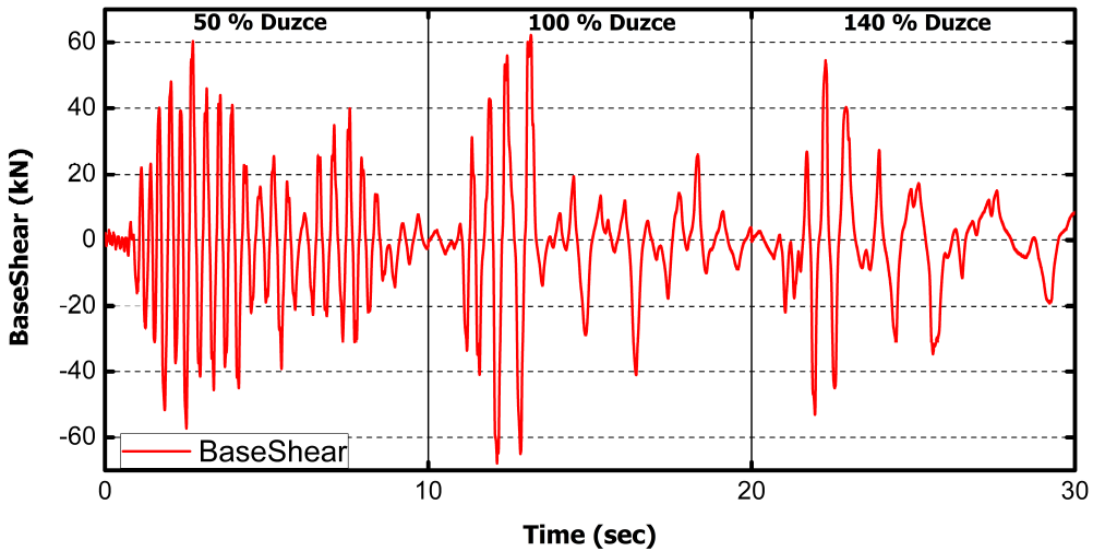
Şekil 4.5 Kat deplasmanlarının zaman tanımı.

%50 ölçeklendirilmiş testte, uç deplasmanı 23 mm'ye kadar ulaşmıştır ve bu da birinci kat için %0.7'lik bir öteleme oranı, ikinci kat içinse %0.6'lık öteleme oranı ile sonuçlanmıştır. Tam ölçekli yer hareketinde uç deplasmanı 49 mm civarındadır. Bu testte birinci kat öteleme oranı %1.8, ikinci kat öteleme oranı %1.1'dir. Maksimum deplasman değerlerine %140 ölçekli deneyde ulaşılmıştır. %140 ölçekli deneyde birinci kat için en yüksek deplasman 85 mm civarı, ikinci kat içinse 94 mm civarındadır.



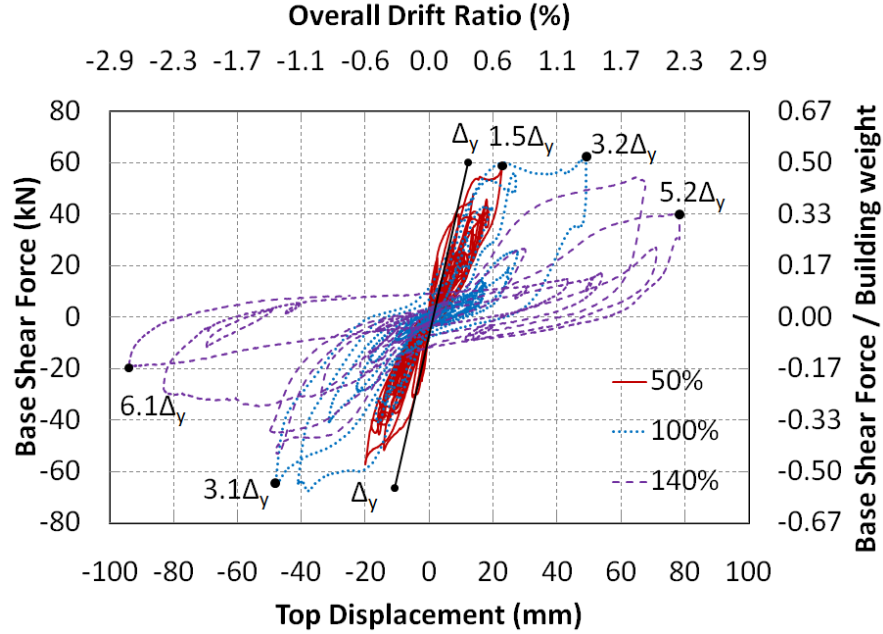
Şekil 4.6 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.

Katlar arası öteleme oranı bir yapının hasar durumunu tahmin etmek için önemli bir kriterdir. Şekil 4.6, test çerçevesinin birinci ve ikinci katlarının katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımlarını göstermektedir. %50 ölçekli deneyde, birinci ve ikinci katların her ikisi içinde katlar arası öteleme oranı %1'in altındadır. Dış ve iç kolonlarda önemli bir hasar gözlenmemiştir. Dolgu duvarda arayüz çatlakları oluşmuştur. Buna karşılık, %100 ölçekli deneyde, maksimum katlar arası öteleme oranı birinci kat için %2 civarı, ikinci kat için de %1'dir. İç kolonların tabanlarında plastik mafsallaşma ve dolgu duvarda diyagonal çatlaklar gözlenmiştir. %140 ölçekli deneyde, katlar arası öteleme oranı birinci kat için %4'e kadar yükselmiştir.



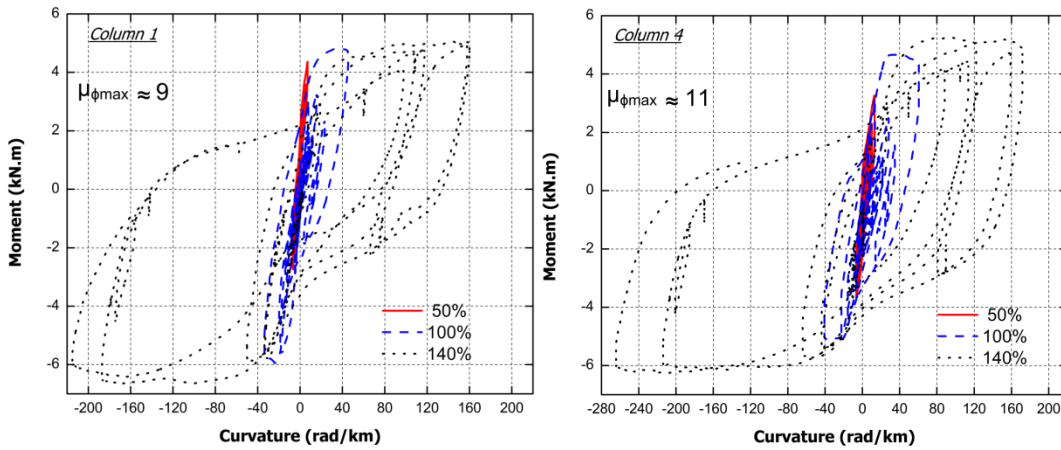
Şekil 4.7 Taban kesme kuvveti zaman tanımı.

Şekil 4.7'ye göre, test numunesinin maksimum taban kesme kuvveti %50 ölçekli deneyde 60 kN civarında bulunmuştur. %100 ölçekli deneyde, test çerçevesi kapasitesine ulaşmıştır; ~67 kN. %140 ölçekli deneyde, dolgu duvarda ciddi hasardan sonra, taban kesme kuvvetinde düşüş gözlemlenmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti, %140 ölçekli deneyde yaklaşık 55 kN'dur.



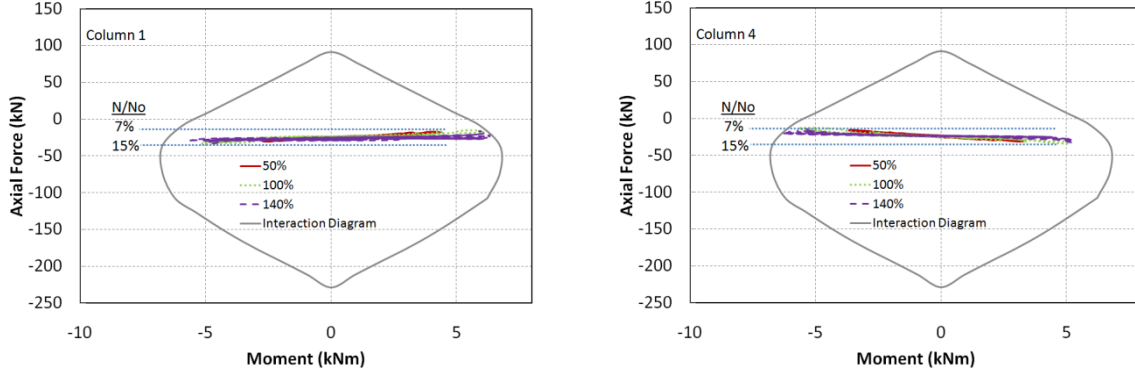
Şekil 4.8 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi

Şekil 4.8’de taban kesme kuvveti – çatı deplasman ilişkisi gösterilmiştir. Akma deplasmanı Δ_y (≈ 15 mm), orijinden bir doğru geçirek ve bu doğruyu ilk yükleme eğrisinde nihai yük taşıma kapasitesinin %75’ine karşılık gelen bir noktadan devam ettirerek elde edilmiştir. %100 ölçekli deneyde, deplasman sünekliliği seviyesi 3 iken, test numunesi taban kesme kuvveti kapasitesine önemli bir yatay dayanım düşüşü olmadan ulaşmıştır. %140 ölçekli deneyde; deplasman, akma deplasmanının 6 katı iken yatay dayanım, maksimum dayanımın %30’u kadar düşmüştür.



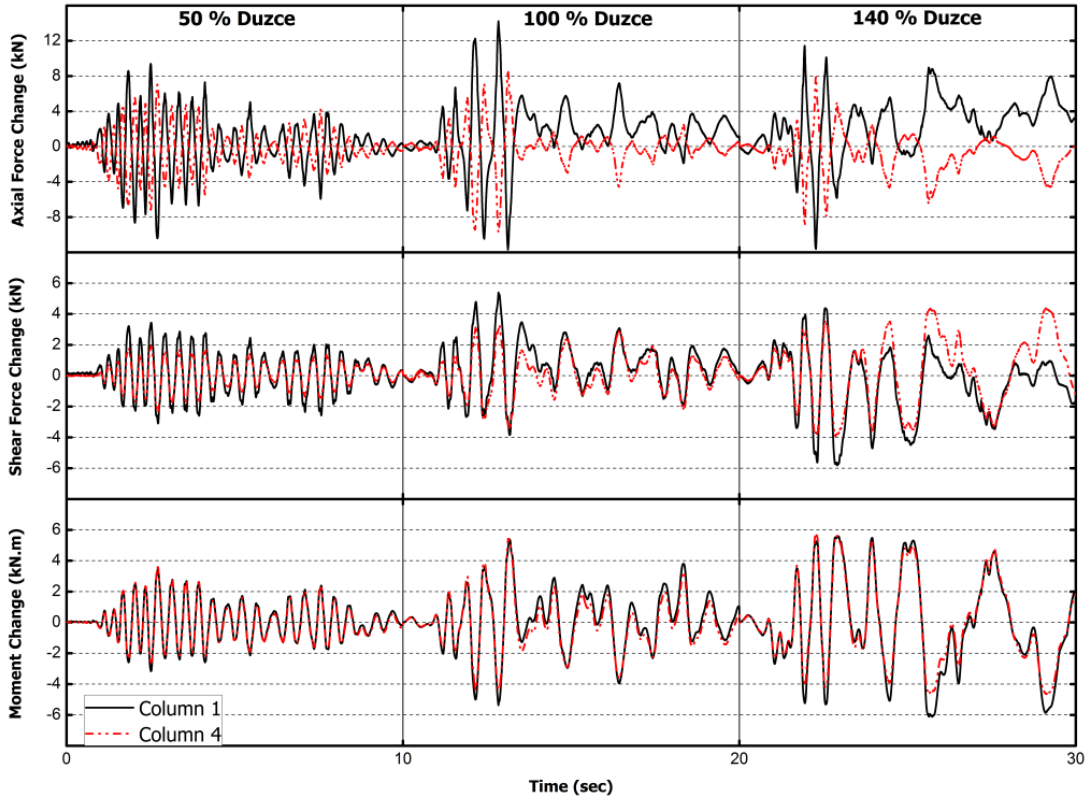
Şekil 4.9 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.

C1 ve C4 kolonlarının moment-eğrilik tepkileri Şekil 4.9'da gösterilmiştir. Ölçülen kolon talepleri; kolon tabanlarının plastik mafsallaşmasının eğrilik sünekliği talebinin 1 numaralı kolonda yaklaşık olarak 9, 4 numaralı kolonda da 11 olduğunu göstermektedir. Ancak kolonların yatay yük taşıma kapasitesinde önemli bir kayıp gözlenmemiştir.



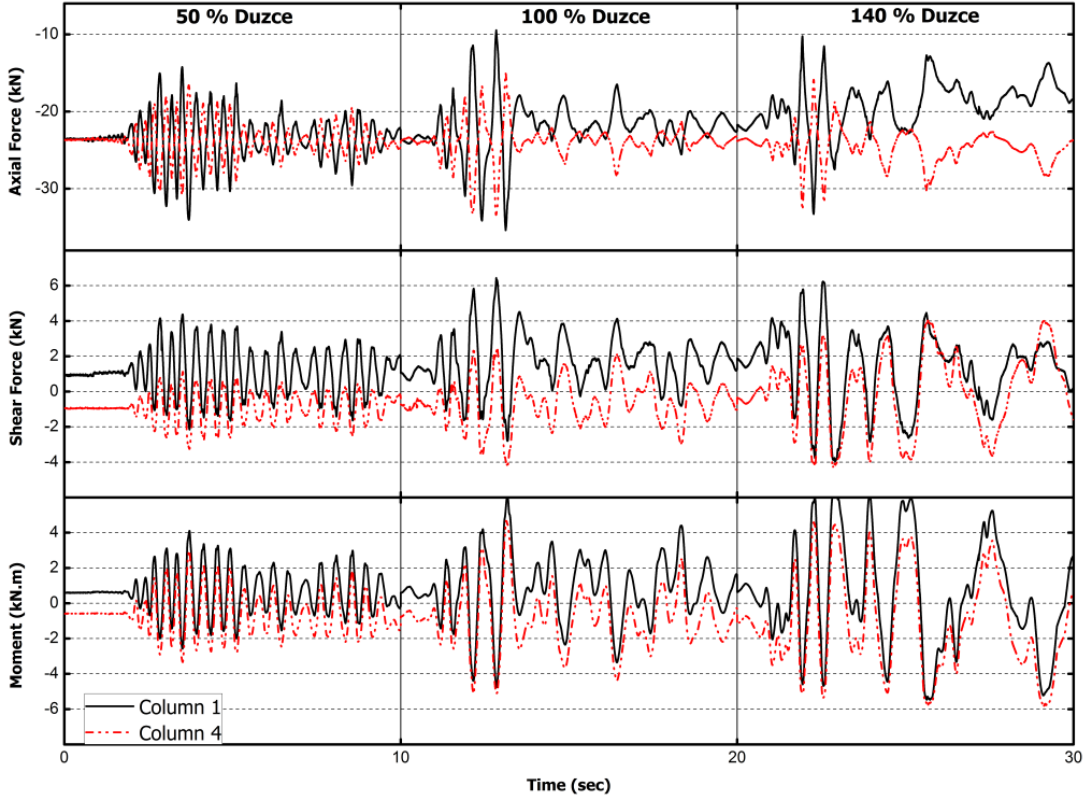
Şekil 4.10 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi (Response 2000).

Şekil 4.10'da 1 ve 4 numaralı kolonların üzerindeki eksenel yükün değişimi gösterilmiştir. Eksenel yük / eksenel yük kapasitesi her iki kolonda da %7-15 arasındadır.



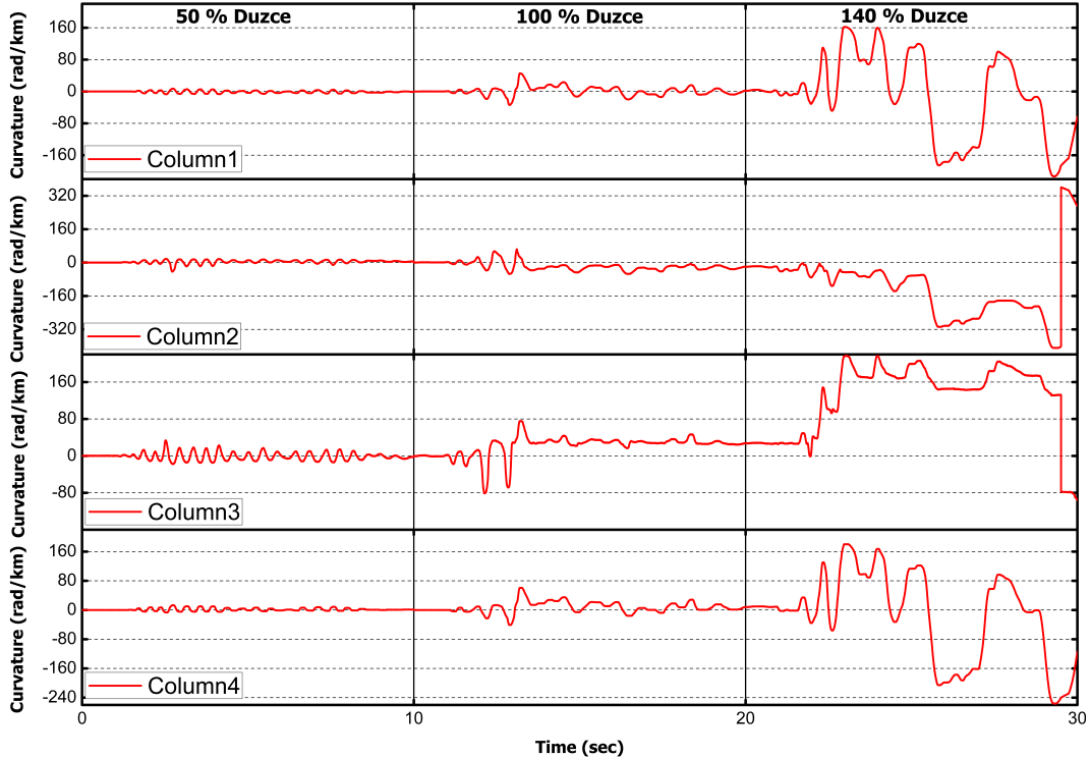
Şekil 4.11 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.

Kuvvet ölçer okumaları değerlendirilmiş ve bunu takiben sonuçlar Şekil 4.11 ve Şekil 4.12'de gösterilmiştir. Şekil 4.11'de eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin bütün ölçekli deneyler boyunca değişiminin grafikleri çizilmiştir. Kolon 1 ve Kolon 4 olarak tanımlanan dış kolonların eksenel kuvvetlerindeki değişimin deneyler sırasındaki devrilme etkisi nedeniyle birbirlerinin tersi olması kolaylıkla gözlemlenebilir. Eksenel kuvvetlerdeki maksimum değişim, 1 numaralı kolonda çekme için 14.2 kN ve 4 numaralı kolonda basınç için -9.6 kN'dur. %140 ölçekli Düzce yer hareketi deneyinde maksimum kesme kuvveti değişimi gözlenmiştir; 1 numaralı kolonda -5.8 kN, 4 numaralı kolonda 4.4 kN. 1 ve 4 numaralı kolonlarda maksimum kesme kuvvetinin %140 ölçekli deneyde elde edilmesinin nedeni, dolgu duvarın ve iç kolonların ağır hasar görmesidir. Bunun sonucunda, moment kuvvetlerinin maksimum değişimi de deneylerde kesme kuvveti değişimlerinin maksimum olduğu safhalarda elde edilmiştir. 1 ve 4 numaralı kolonlarda maksimum moment kuvveti değişimi, sırasıyla -6.1 kN.m ve 5.7 kN.m'dir.



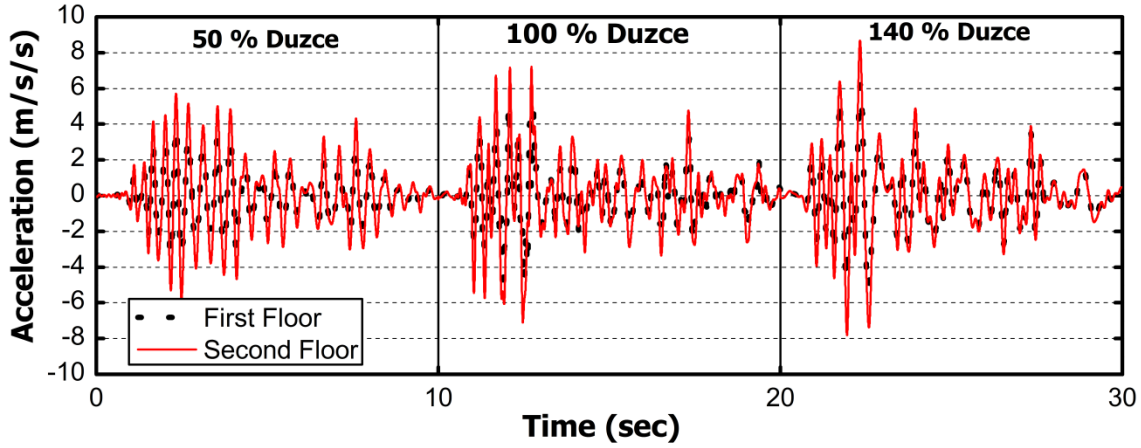
Şekil 4.12 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.

Daha önce bahsedilen kuvvet ölçer okumaları Şekil 4.12'de gösterilmiştir. 1 numaralı kolonda aksenal basınç kuvveti artarken, aynı anda 4 numaralı kolonda dönme etkisi nedeniyle aksenal kuvvet azalmaktadır. Beklendiği gibi, 1 ve 4 numaralı kolonlardaki kesme kuvvetlerinin davranışları benzerdir. Kesitsel analizler kolonların moment kapasitelerinin yaklaşık 6 kN.m olduğunu göstermektedirler. Şekil 4.12'den kolaylıkla görülebildiği gibi, 1 ve 4 numaralı kolonların plastik mafsallaşması %100 ölçekli deneyde meydana gelmiştir.



Şekil 4.13 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.

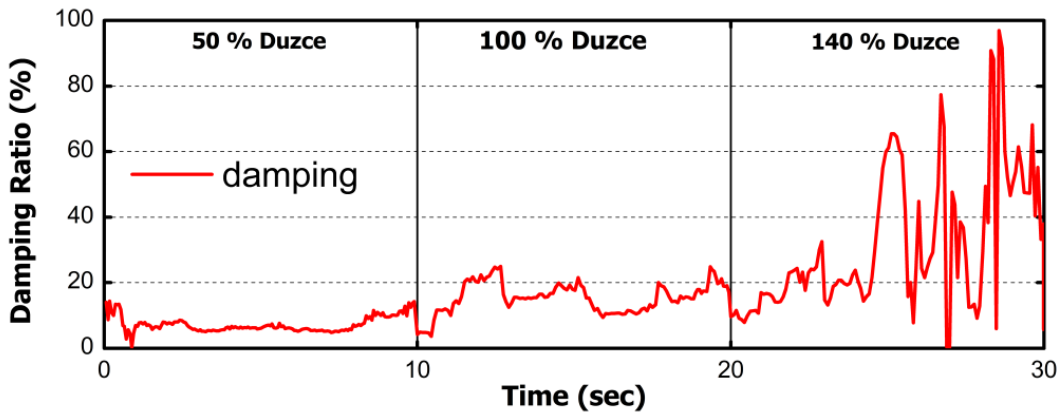
Kolon tabanı eğrilikleri LVDT'ler vasıtasıyla ölçülmüştür. Şekil 4.13'e göre, %50 ölçekli deneyde dış kolonlar önemli bir hasar yaşamazken; iç kolonlar gözle görülür biçimde, az hasar almıştır. %100 ölçekli deneyde, dolgu duvardaki diyagonal çatlama, dış ve iç kolonların her ikisinde eğrilik değerlerinde önemli ölçüde artma ile sonuçlanmıştır. %140 ölçekli deneyde dolgu duvarın ağır hasar görmesinden sonra, maksimum eğrilik değerleri gözlemlenmiştir. 1, 2, 3 ve 4 numaralı kolonlar için maksimum eğrilik değerleri sırasıyla 215, 123, 390 ve 264 rad/km'dir.



Şekil 4.14 Kat İvmelenmeleri

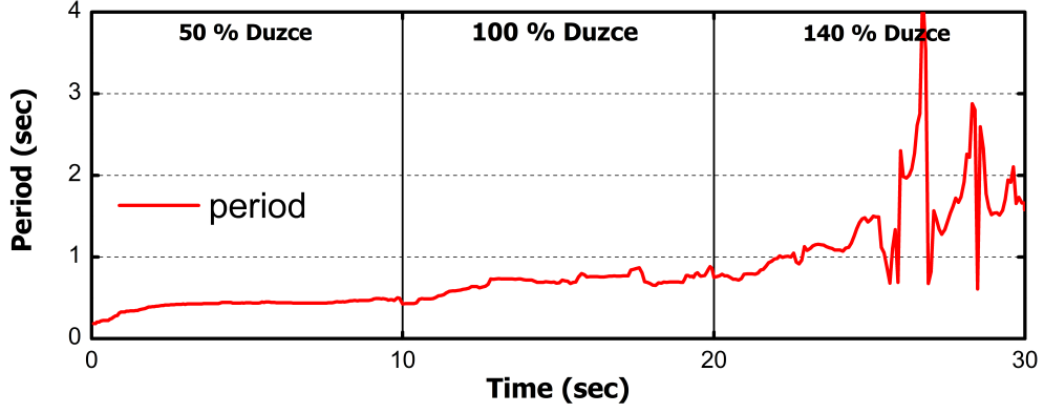
Öteleme talebi, yapının hasar durumunun önemli bir göstergesi iken; kat ivmelenme tepkisi de, binanın yapısal olmayan elemanlarının ve sakinlerinin tepkisini etkilediğinden dolayı dikkate alınabilecek başka bir önemli faktördür. Şekil 4.14 tüm yer hareketi boyunca deneylerden elde edilen kat ivmelenmelerini göstermektedir. %50 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 5.71 m/s^2 ($\sim 0.58g$) olarak gözlemlenmiştir. %100 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 7.22 m/s^2 ($\sim 0.74g$)'dir; fakat ilk üç saniyeden sonra, kat ivmelenmeleri çok daha küçüktür, maksimumu 4 m/s^2 'dir. %140 Düzce hareketinde maksimum kat ivmelenmesi 8.68 m/s^2 ($\sim 0.87g$)'dir.

Test çerçevesinin periyot ve eşdeğer viskoz sönümlenme gibi zamana bağlı dinamik özellikleri, Molina vd. (1999) tarafından önerilen prosedüre göre belirlenmiştir.



Şekil 4.15 Tanımlanan Sönümlenme Oranı

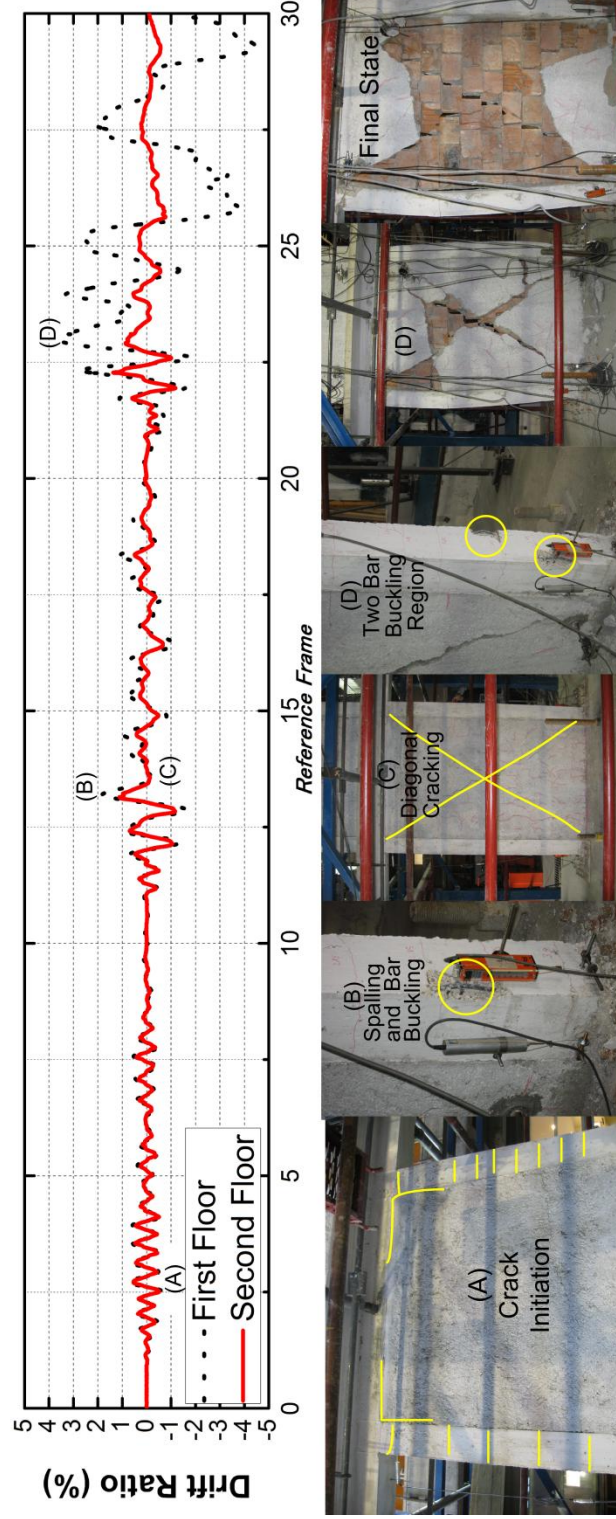
Şekil 4.15, test numunesi için ilk modun sönümlenme oranının zamana göre değişimini göstermektedir. %50 Düzce hareketinde, maksimum sönümlenme oranı yaklaşık %14 civarındadır. Tam ölçekli Düzce hareketinde maksimum sönümlenme oranı ~%25'tir. %140 Düzce hareketinde, sönümlenme oranı ~%90'a kadar ulaşmıştır.



Şekil 4.16 Test Numunesinin Belirlenen Periyodu

Test numunesinin başlangıçtaki periyodu 0.17 saniyedir, Şekil 4.16. %50 Düzce hareketinin sonunda, yapıda bazı ufak hasarlar oluştuğundan sonra, test numunesinin periyodu 0.43 saniyeye yükselmiştir. Tam ölçekli Düzce hareketi, 0.75 saniyelik bir periyot ile sonuçlanmıştır.

Şekil 4.17'de, katlar arası öteleme oranı ve gözlemlenen hasar durumları gösterilmiştir. Fotoğraflar, katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımlarındaki belirli noktalarla ilişkilidir. A noktasında, birinci katta iç kolonlarda eğilme çatlakları ve dolgu duvar ile bu duvarı çevreleyen kolonlar arasında arayüz çatlakları gözlemlenmiştir. B noktasında, dış betonun ezilmesi ve boyuna donatı bükülmesi meydana gelmiştir. C noktasında, basınç çubuğu oluşumu net bir şekilde görülebilmektedir. D noktasında, iki donatı bükülme bölgesi gözlenmiştir. Deneylerin son durumunda, birinci kat iç kolonlarında bükülme olmuştur ve dolgu duvar devre dışı kalmıştır. Tablo 4.1 tüm yer hareketleri boyunca elde edilen genel ve lokal parametreleri özetlemektedir.



Şekil 4.17 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar

Tablo 4.1 Sonuçların Özeti

Yer Hareketi	Maksimum Deplasman Talebi (mm)		Maksimum Katlar Arası Öteleme Oranı (%)		Maksimum Kat Taban Kesme Kuvveti (kN)		Kolon Plastik Dönme Talebi			
	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	θ_{p1}	θ_{p2}	θ_{p3}	θ_{p4}
50% Düzce	15	23	0.7	0.6	60.4	27.6	0	0.003	0.001	0
100% Düzce	35	49	1.8	1.1	67.9	58.2	0.004	0.006	0.008	0.006
140% Düzce	85.3	93.8	4.5	1.4	54.5	52.9	0.038	0.055	0.025	0.036
							0.3	1.9	1.5	0.6
							2.0	2.8	3.5	2.6
							9.4	16.9	8.3	11.5

*: Plastik Dönme; θ_p = Ölçüm Uzunluğu (Maksimum Eğrilik – Akma Eğriligi) şeklinde hesaplanmıştır. (Ölçüm Uzunluğu = 150 mm)

** : Eğrilik Sünekliği; μ_o = Nihai Eğrilik / Akma Eğriligi

4.4. TEST SONUÇLARININ ÖZETİ VE DEĞERLENDİRMESİ

Katlar arası öteleme oranının deneysel sonuçlarının zaman tanımı, her üç yer hareketi ölçek seviyesi için Şekil 4.6'da verilmiştir. Önemli hasar durumları resimleriyle birlikte gösterilmiş ve Şekil 4.17'de zaman tanım tepkisinde işaretlenmiştir. Test numunesinin taban kesme kuvveti – çatı deplasmanı tepkisi ilişkisi Şekil 4.8'de verilmiştir. Deneysel olarak elde edilmiş moment-eğrilik tepkisi ve eksenel yük-moment değişimleri, C1 ve C4 olarak adlandırılan dış kolonların etkileşim diyagramları ile birlikte Şekil 4.10'da verilmiştir. Tablo 4.1, elde edilen ölçümler ve gözlemlere dayanan test sonuçlarının özetini göstermektedir.

%50 Düzce hareketi, birinci kat kolonlarının maksimum moment bölgelerinde çatlaklar ile sonuçlanmıştır. Buna ek olarak, dolgu duvar-çerçeve sınırlarında, dolgu duvarların bir köşegen boyunca ayrıldığını gösteren arayüz çatlakları gözlemlenmiştir. Dolgu duvar, yük taşıma kapasitesine esas olarak, önceden oluşmuş arayüz çatlaklarının basınç altındaki bölgede kapanmasından anlaşıldığı üzere basınç dikmesi etkisiyle katkıda bulunmuştur. Bu çatlakların yanında, başka bir önemli hasar gözlemlenmemiştir. Bu yer hareketi için maksimum çatı deplasmanı 23 mm civarındadır ve birinci kat için %0.7, ikinci kat için %0.6'lık katlar arası öteleme oranı sonucu vermiştir. Şekil 4.8, ikinci test başlangıcından önce önemli derece rijitlik azalması gerçekleştiğini göstermektedir. Bu testte ölçülen maksimum taban kesme kuvveti kapasitesi yaklaşık 68 kN'dur. Kolon tabanı eğrilik ölçümleri, dış kolonların boyuna donatı akması

yaşamadığını göstermektedirler. Diğer taraftan, iç kolonlarda ufak plastik rotasyon talepleri oluşmuştur. Gözlemlenen hasara ve ölçümlere göre, test yapısı az hasar görmüştür ve ciddi bir onarım çabası olmadan işlevsel kalmaktadır. Ölçülen talep parametreleri ve gözlenen hasar durumunun değerlendirilmesine göre, hemen kullanım seviyesi hasar kriteri sağlanmıştır.

Daha sonra, aynı çerçeve %100 ölçekli Düzce hareketi ile test edilmiştir. Bu yer hareketi ölçeğinde, maksimum çatı deplasmanı 50 mm olarak gözlemlenmiştir ve bu deplasman, birinci kat için %1.8, ikinci kat için %1.1 maksimum katlar arası öteleme oranı sonucunu vermiştir. Bu yer hareketi seviyesinde, iki önemli hasar olayı gözlemlenmiştir:

1) İç kolonların tabanlarında beton ezilmesi ve bunu takiben boyuna donatı bükülmesi.

2) Birinci kat dolgu duvarının köşegenleri boyunca önemli ölçüde diyagonal çatlama. Şekil 4.8, çerçevenin 3 civarı bir deplasman sünekliğine kadar, ciddi bir dayanım düşüşü olmadan taban kesme kuvveti kapasitesini (67.9 kN) korumayı sürdürdüğünü belirtmektedir. Aynı grafik, histeretik davranışta, birinci kat dolgu duvarındaki diyagonal çatlakların açılıp kapanmasından dolayı ciddi şekilde daralma olduğunu göstermektedir. Dış kolonlar moment taşıma kapasitelerine ulaşmıştır ve 2 civarında bir eğrilik sünekliğine gelmiştir. Kolon tabanındaki maksimum plastik rotasyon talebi yaklaşık 0.01'dir. Sonuçlar, bu deprem seviyesi için, yapısal elemanların bir miktar akma yaşadığını ve yapısal olmayan elemanlar bütün olarak kalmasına rağmen, ciddi şekilde çatlama yaşadıklarını belirtmektedir. Yapı, yatay dayanımında ciddi bir düşüş olmadan deformasyon taleplerine karşı koyma kapasitesine sahiptir ve gerekiyorsa güçlendirme sonrasında yeniden kullanılabilir. Sonuç olarak, mühendislik yargısına istinaden, yapı can güvenliği performans kriterini sağlamaktadır.

Son olarak, nihai hasar durumunu gözlemlemek için %140 Düzce hareketi test yapısına uygulanmıştır. Maksimum çatı deplasmanı 94 mm olarak ve buna karşılık gelen maksimum katlar arası öteleme oranı da birinci katta %4.5 olarak ölçülmüştür. Birinci katta plastik mekanizma oluşumu (zayıf kat) gözlemlenirken, ikinci kat %1.4'ü geçmeyen öteleme seviyeleri görmüştür. 6 civarı deplasman sünekliği talebinde, çerçevenin yatay dayanımı, maksimum dayanımının yaklaşık %30'una düşmüştür. Ciddi şekilde yatay dayanım kaybı, esas olarak birinci kat dolgu duvarında gözlemlenen çatlaklar nedeniyle olmuştur. Daha da uzamış diyagonal çatlama ve sıvanın dolgu duvarın yüzeyinden ayrıldığı gözlemlenmiştir. Ölçülen kolon talepleri (Şekil 4.1) kolon tabanlarındaki plastik mafsallaşmanın, 17 civarı bir maksimum eğrilik sünekliği talep ettiğini göstermiştir. Geniş çatlak açıklıklarından dolayı dolgu duvar bozuldukça, iç kolonlardaki hasar yukarı doğru kaymıştır. (Şekil 4.17). İç kolonların hem alt, hem de üst uçlarındaki plastik

mafsallarda boyuna donatı bükülmesi gözlemlenmiştir. Aşağıdaki sebeplerden dolayı sonuçlar, test çerçevesinin ikamet için güvenli olmadığını ve göçme durumunda olarak nitelendirilebileceğini göstermektedir.

- 1) Düzlem dışı herhangi bir harekette, dolgu duvar düzlem dışı devrilmeye yatkındır.
- 2) Yatay dayanım ciddi ölçüde zayıflamıştır.
- 3) Yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki önemli ölçüde hasardan dolayı onarım mümkün değildir.
- 4) Boyuna donatı bükülmesi görüldüğünden stabilite problemi oluşmaktadır.

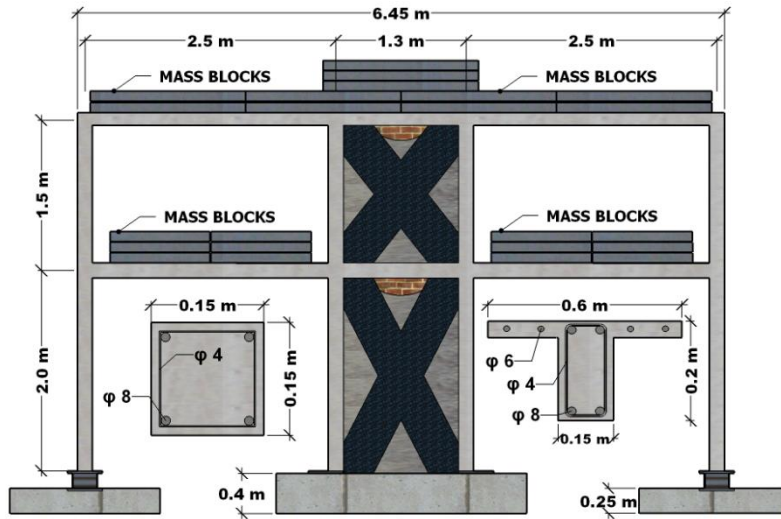
Şekil 4.10, dış kolonların tabanında aksenal yükün eğilme momentiyle değişimini göstermektedir. Ağırlıktan dolayı kolonlarda oluşan aksenal yük seviyesi dış kolonlarda aksenal yük taşıma kapasitesinin %10'u, iç kolonlarda %22'si olarak belirlenmiştir. Testler boyunca aksenal yük, dış kolonların yük taşıma kapasitesinin %7 ila %15'i arasında değişim göstermiştir. Test çerçevesi, yaklaşık 0.5 olan bir yatay yük taşıma kapasitesi oranına (yatay yükün bina ağırlığına bölümü) sahiptir. İlk iki testte bu kapasite korunmuştur. %140 Düzce'nin ilk saniyelerinde, bir yöndeki maksimum katlar arası öteleme oranı %1.5 iken dolgu duvarın ağır hasar görmesi sonucu, yatay yük kapasitesinin %17'sine hızlı bir şekilde düşmüştür. Bu kapasite oranı, test yapısının yaklaşık %35'i olan boş çerçeveninki ile benzerdir. Sonuç olarak, dolgu duvarın varlığı, %1.2 genel öteleme oranına (karşılık gelen katlar arası öteleme oranı %1.5'tur) kadar etkilidir; bunun ötesinde boş çerçeve davranışı tepkiyi belirlemektedir.

5. BÖLÜM

LİFLİ POLİMER (LP) İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE

5.1. GENEL BİLGİ

Lifli Polimer ile güçlendirilmiş çerçevenin referans çerçeve ile tek farkı, orta boşluktaki dolgu duvarlara uygulanan güçlendirme yöntemidir (Şekil 5.1). Güçlendirilmiş numune, referans çerçevesinin taban kesme kuvveti kapasitesinden %25 daha büyük bir kapasite elde etmek üzere, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmıştır. Bu amaçla, yatay dayanım katkısı, birim deformasyon limiti 0.003 olan bir LP kullanılarak hesaplanmıştır. Güçlendirilmiş yapının süneklik ve performans durumunun, bunun gibi bir yatay dayanım iyileştirmesi için deneysel olarak incelenmesi amaçlanmıştır.



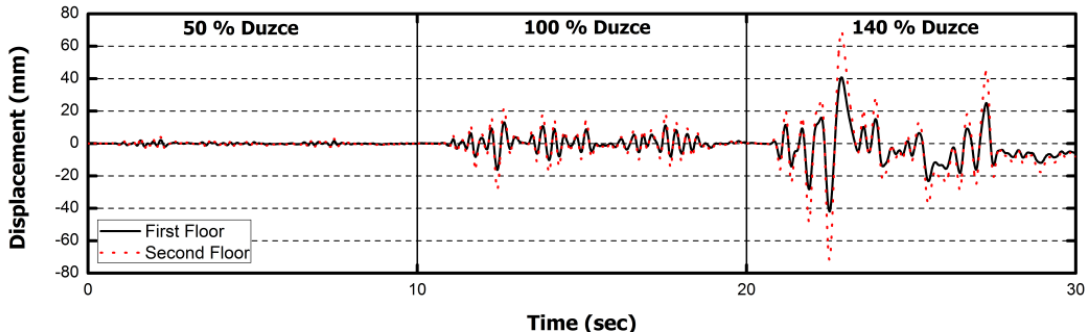
Şekil 5.1 LP ile Güçlendirilmiş Numune

5.2. MALZEME ÖZELLİKLERİ

LP güçlendirme, 450 mm boyunda iki LP (karbon lifi ile güçlendirilmiş polimer) şeridinin, dolgu duvarın her iki yüzünde köşegenler boyunca yerleştirilmesi şeklinde uygulanmıştır. LP diyagonallerinin tasarımında, tek eksenli dayanımı 3,400 MPa, elastisite modülü 230,000 MPa ve kalınlığı 0.16 mm olan özel yapım LP tabakası kullanılmıştır. LP ile dolgu duvar-sıva kompozitinin bütünlüğü, duvarların içinden geçirilen ve yüzeylerde yelpaze şeklinde açılarak sabitlenen LP pinleri kullanılarak sağlanmıştır. LP diyagonal çaprazları; temel, kolonlar, kirişler ve döşemelere delinen deliklere gömülen LP ankrajları vasıtasıyla duvarı sınırlayan çerçevelere entegre edilmiştir. Bu güçlendirme yöntemi; LP çekme dayanımı katkısının diyagonal bir dikme olarak çalışması sayesinde, katlar arası deformasyonları sınırlandırmayı ve mevcut zayıf çerçevenin taban kesme kuvveti kapasitesini arttırmayı hedeflemektedir.

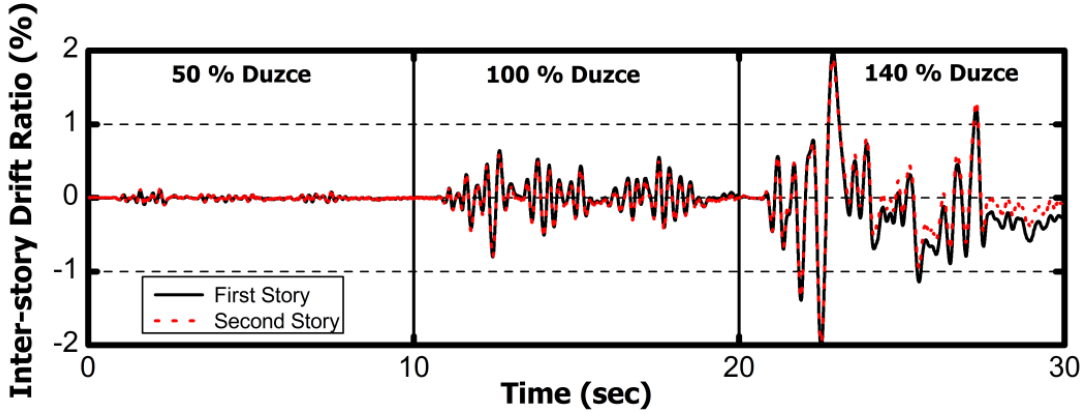
5.3. TEST SONUÇLARI

Birinci ve ikinci kat deplasmanları, veri toplama sistemi vasıtasıyla derlenmiştir. Her iki katın da deplasman zaman tanım grafikleri çizilmiştir. (Şekil 5.2). %50 ölçekli deneyde, birinci ve ikinci katların maksimum deplasmanlarının oranı, birinci kat yüksekliğinin toplam yüksekliğe oranında olduğu gibi 0.57:1 değerini göstermiştir. Testin bu seviyesindeki maksimum deplasmanlar birinci kat için 2.15 mm, ikinci kat için 3.95 mm'dir. Tam ölçekli Düzce yer hareketi hemen hemen aynı deplasman oranını göstermiştir. Maksimum birinci kat deplasmanı 13 mm iken, maksimum çatı deplasmanı 21.81 mm olmuştur. %140 ölçekli deneyde, LP ankrajının kopmasından ve yer hareketinin ölçeğinden dolayı, deplasmanlar daha büyük değerlere ulaşmıştır. Bu değerler birinci kat için 42 mm, ikinci kat için 71.8 mm'dir.

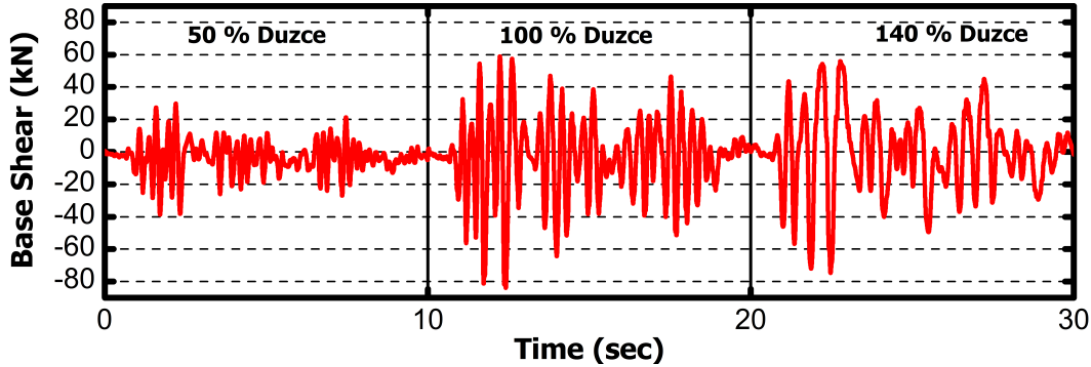


Şekil 5.2 Kat deplasmanlarının zaman tanımı.

Katlar arası öteleme oranı (KÖO), göreceli kat deplasmanının kat yüksekliğine bölünmesi ile hesaplanmıştır. KÖO deplasmanın lineer bir fonksiyonu olduğundan dolayı, deplasmanın zaman tanımı ile aynı tepkiyi vermiştir. KÖO'larının zaman tanımları, yer hareketinin tüm ölçekleri için Şekil 5.3'te verilmiştir. %50 ölçekli Düzce yer hareketinde küçük deplasmanlar (2~3 mm) olduğundan dolayı, KÖO'ları yaklaşık %0.1'dir. Tam ölçekli yer hareketinde KÖO'ları %1'in altında kalmıştır. Maksimum KÖO'ları %140 ölçekli yer hareketinde gözlemlenmiştir. Bu yer hareketi için birinci kat maksimum KÖO %2, ikinci kat için ise maksimum KÖO %1.9'dur.

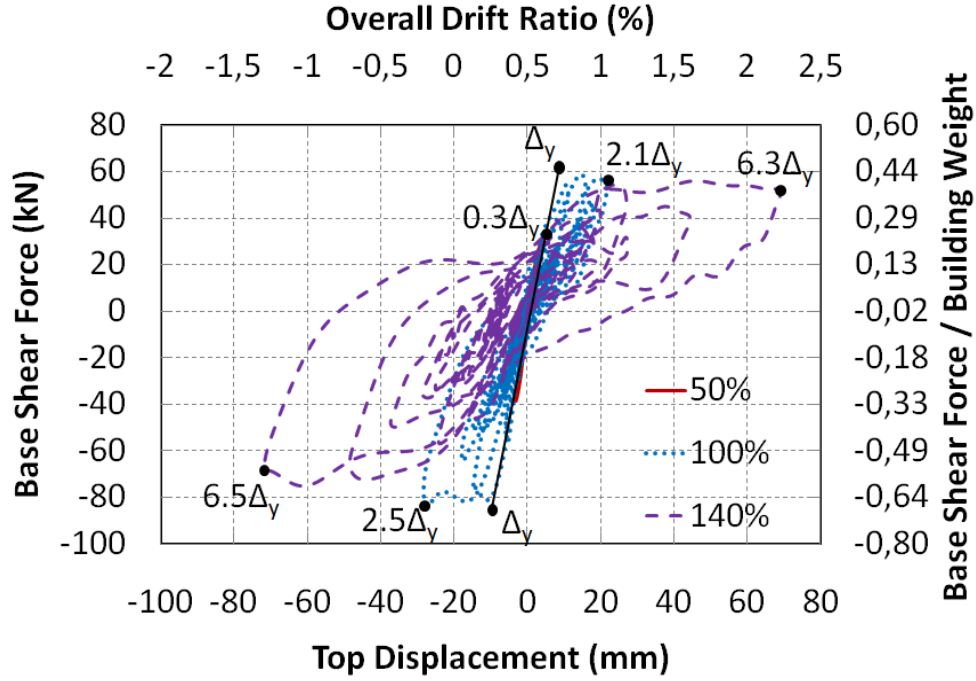


Şekil 5.3 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.



Şekil 5.4 Taban kesme kuvvetinin zaman tanımı.

Şekil 5.4'e göre, güçlendirilmiş test numunesinin maksimum taban kesme kuvveti, %50 ölçekli deney için yaklaşık 40 kN'dur. %100 ölçekli deneyde, test numunesi kapasitesi olan ~84 kN'a erişmiştir. %140 ölçekli deneyde, LP ankrajlarının kopmasından sonra taban kesme kuvvetinde azalma gözlemlenmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti %140 ölçekli deneyde yaklaşık olarak 55 kN'dur.

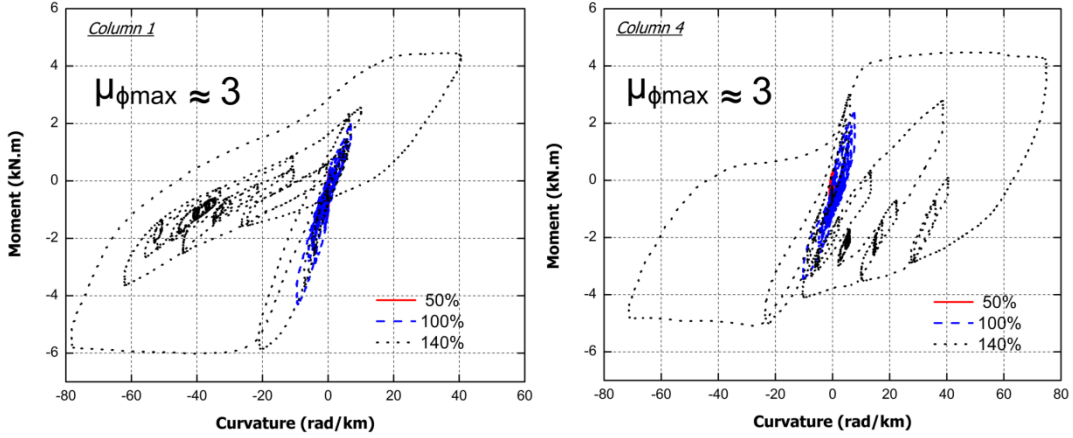


Şekil 5.5 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi

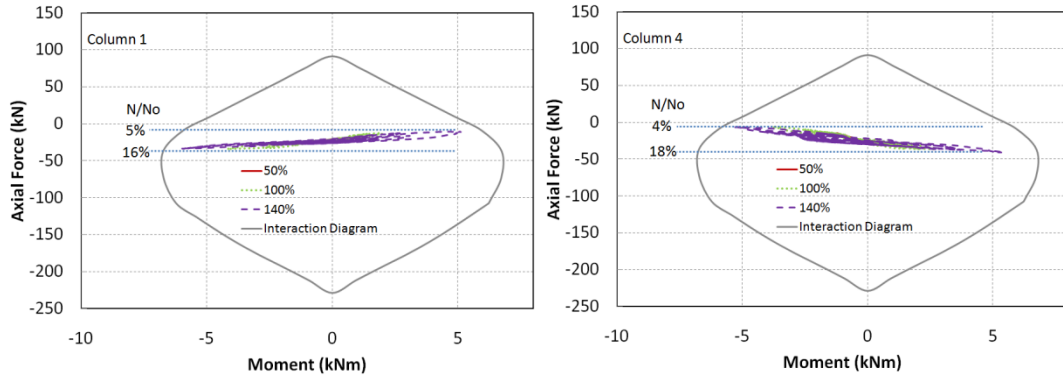
Şekil 5.5'te taban kesme kuvveti – çatı deplasman tepkisi ilişkisi gösterilmiştir. Akma deplasmanı Δ_y (≈ 12 mm), orijinden bir doğru geçirecek ve bu doğruyu ilk yükleme eğrisinde nihai yük taşıma kapasitesinin %75'ine karşılık gelen bir noktadan devam ettirerek elde edilmiştir. %100 ölçekli deneyde, deplasman sünekliği seviyesi 2 iken, test numunesi taban kesme kuvveti kapasitesine önemli bir yatay dayanım düşüşü olmadan ulaşmıştır. %140 ölçekli deneyde, LP ile güçlendirilmiş çerçeve yatay dayanımını yaklaşık olarak koruyabilmiştir. Akma deplasmanının 6.5 katı deplasman değerinde, yatay dayanım maksimum dayanımın %88'ine düşmüştür.

C1 ve C4 kolonlarının moment-eğrilik tepkileri Şekil 5.6'da gösterilmiştir. Ölçülen kolon talepleri; kolon tabanlarının plastik mafsallaşmasının eğrilik sünekliği talebinin dış kolonlar için yaklaşık olarak 3 olduğunu göstermektedir. Ancak kolonların yatay yük taşıma kapasitesinde önemli bir kayıp gözlenmemiştir.

Şekil 5.7'de 1 ve 4 numaralı kolonların üzerindeki eksenel yükün değişimi gösterilmiştir. Eksenel yük / eksenel yük kapasitesi 1 numaralı kolonda %7-15, 4 numaralı kolonda ise %4-18 arasındadır.



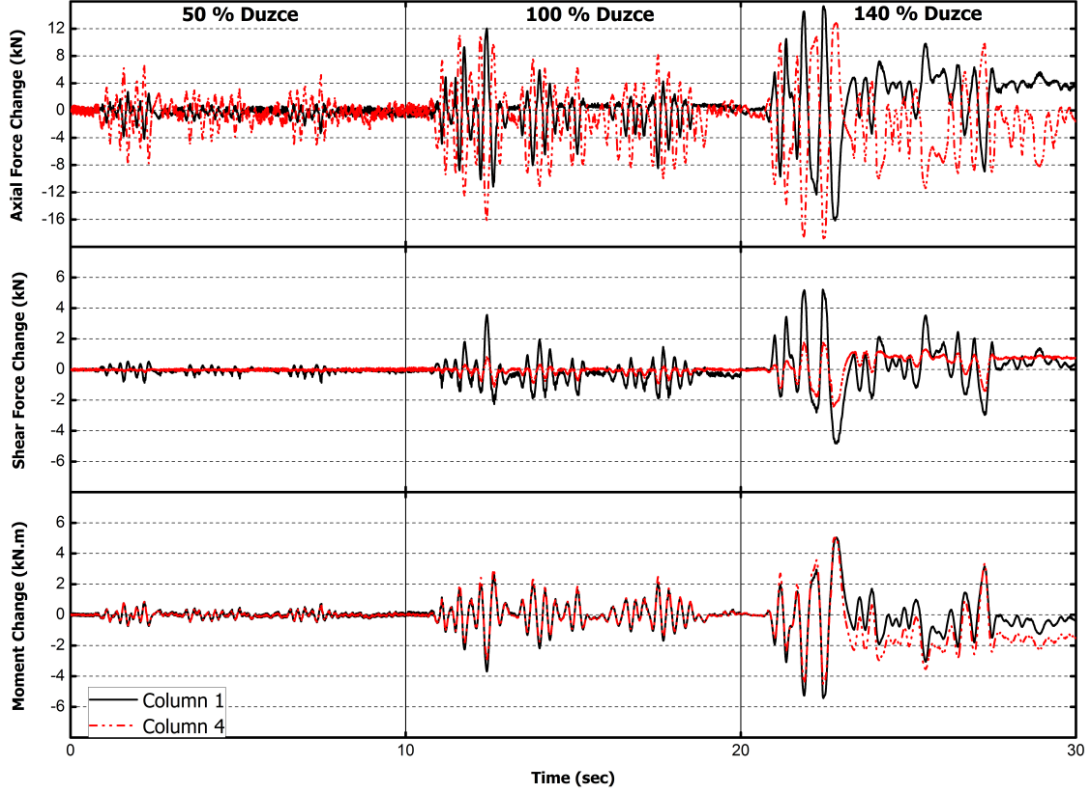
Şekil 5.6 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.



Şekil 5.7 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi.

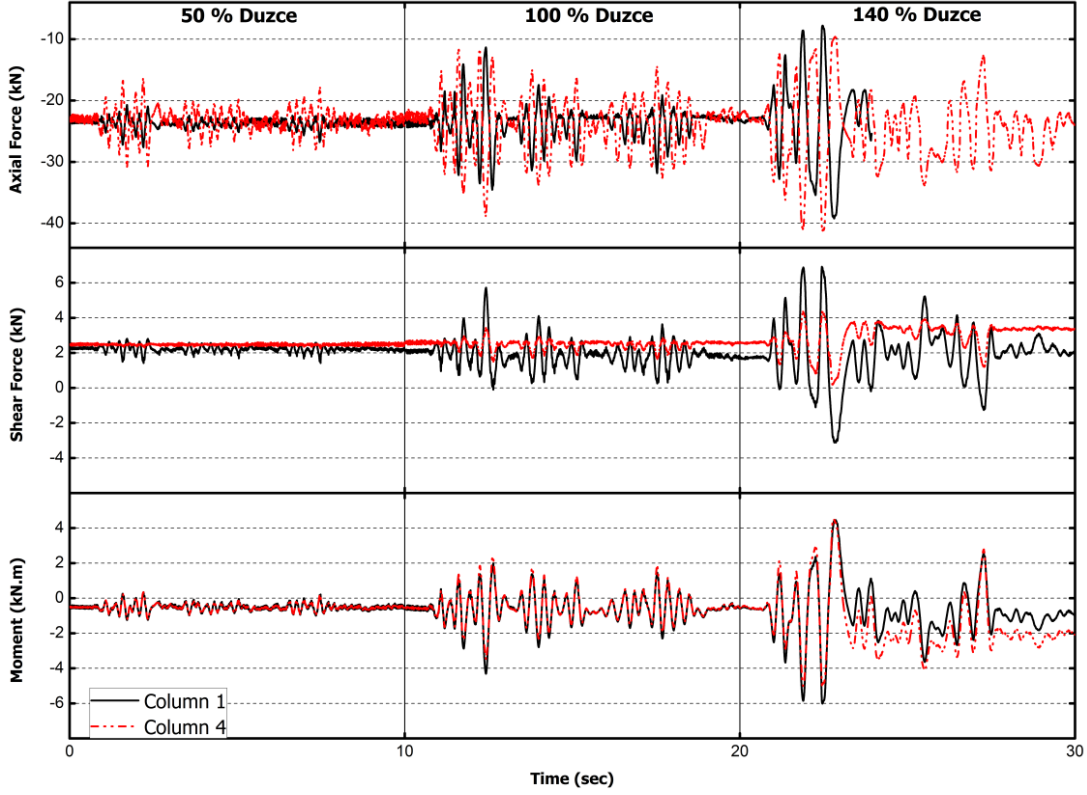
Özel üretim kuvvet ölçerlerin okumaları mV / V şeklinde alınmıştır. Bu okumalar, önceden belirlenmiş bir matriste işleme sokulmuştur. Bu matris, kalibre edilmiş ve mV / V bilgisi aksenal, kesme ve moment kuvvetlerine dönüştürülmüştür. Fakat, bu işlemlerde yaklaşık olarak %10'luk bir hata mevcuttur. Şekil 5.8'de aksenal, kesme ve moment kuvvetlerinin bütün ölçekli deneyler boyunca değişiminin grafikleri çizilmiştir. Kolon 1 ve Kolon 4 olarak tanımlanan dış kolonların aksenal kuvvetlerindeki değişimin birbirlerinin tersi olması kolaylıkla gözlemlenebilir. Bu, deneyler sırasındaki devrilme etkisinin bir göstergesidir. Aksenal kuvvetlerdeki maksimum değişim, 1 numaralı kolonda çekme için 16.1 kN ve 4 numaralı kolonda yine çekme için 18.8 kN'dur. %140 ölçekli Düzce yer hareketi deneyinde maksimum kesme kuvveti değişimi gözlenmiştir; 1 numaralı kolonda 5.2 kN, 4 numaralı kolonda -2.4 kN. 1 ve 4 numaralı

kolonlarda maksimum kesme kuvvetinin %140 ölçekli deneyde elde edilmesinin nedeni, bir taraftaki taban LP ankrajının kopmasıdır. Bunun sonucunda, moment kuvvetlerinin maksimum değişimi de deneylerde kesme kuvveti değişimlerinin olduğu aynı safhalarda elde edilmiştir. 1 ve 4 numaralı kolonlarda maksimum moment kuvveti değişimi, sırasıyla -5.4 kN.m ve 5.0 kN.m'dir.



Şekil 5.8 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.

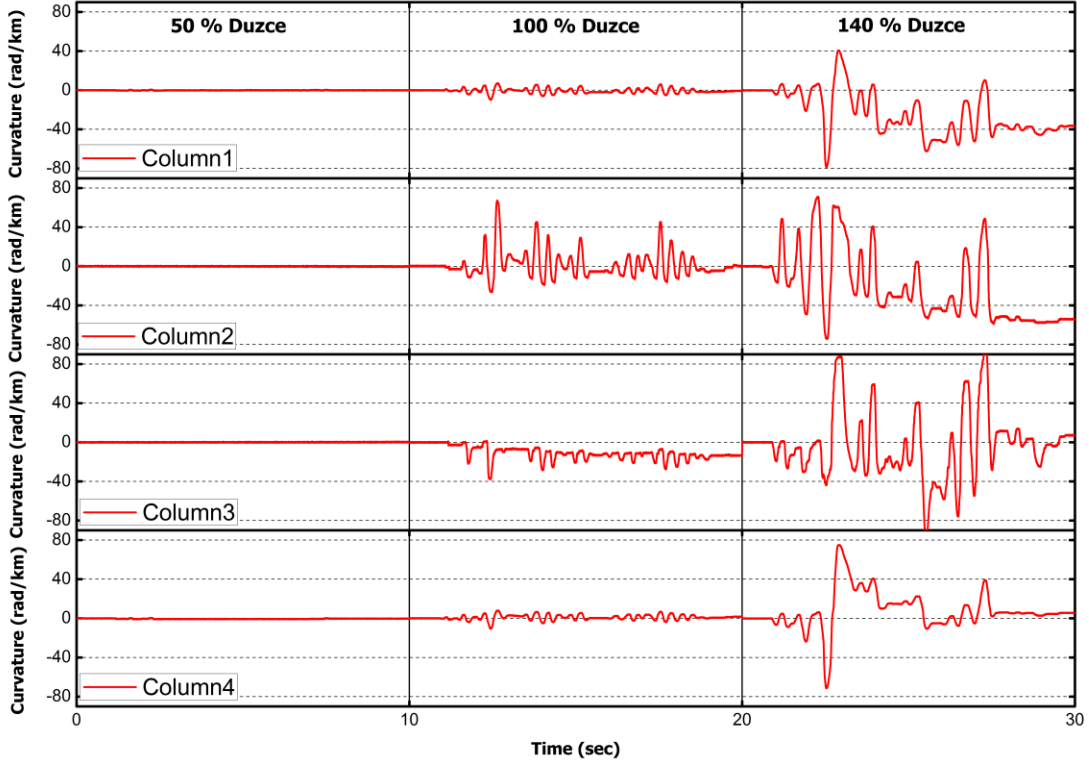
Daha önce bahsedilen kuvvet dönüştürücü okumaları Şekil 5.9'da gösterilmiştir. Beklendiği gibi, 1 ve 4 numaralı kolonlardaki kesme kuvvetlerinin davranışları benzerdir. Kesitsel analizler kolonların moment kapasitelerinin yaklaşık 6 kN.m olduğunu göstermektedirler. Şekil 5.3'den kolaylıkla görülebildiği gibi, 1 ve 4 numaralı kolonların plastik mafsallaşması %140 ölçekli deneyde meydana gelmiştir.



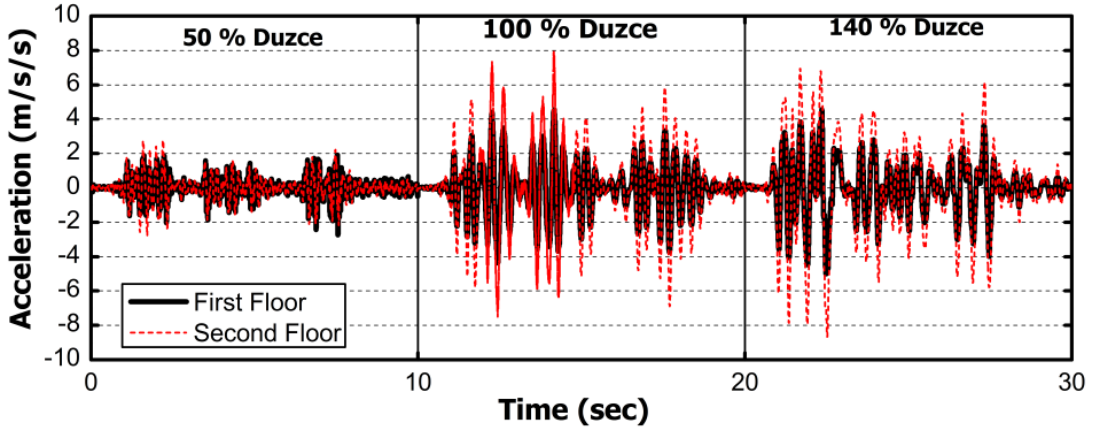
Şekil 5.9 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.

Kolon tabanı eğrilikleri LVDT'ler vasıtasıyla ölçülmüştür. %50 ölçekli deneyde, dış ve iç kolonlar ciddi bir hasar görmemiştir (Şekil 5.10). İç kolonların eğrilik değerleri %100 ölçekli deneyde önemli ölçüde yükselmiştir. %140 ölçekli deneyde, taban LP ankrajlarının kopması ile, maksimum eğrilik değerleri gözlenmiştir. 1, 2, 3 ve 4 numaralı kolonlar için maksimum eğrilik değerleri sırasıyla 74, 78, 99 ve 71 rad/km'dir.

Kat ivmelenme tepkisi, binanın yapısal olmayan elemanlarının ve sakinlerinin tepkisini etkilediğinden dolayı dikkate alınması gereken başka bir önemli faktördür. Şekil 5.11 tüm yer hareketi boyunca LP güçlendirme deneylerinden elde edilen kat ivmelenmelerini göstermektedir. %50 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 2.78 m/s^2 ($\sim 0.28g$) olarak gözlemlenmiştir. %100 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 7.59 m/s^2 ($\sim 0.76g$)'dir ve ondördüncü saniyede meydana gelmiştir. Fakat bütün yer hareketi boyunca, ivmelenmeler yaklaşık olarak $0.5g$ civarında seyretmiştir. %140 Düzce hareketinde maksimum kat ivmelenmesi 8.66 m/s^2 ($\sim 0.87g$)'dir.

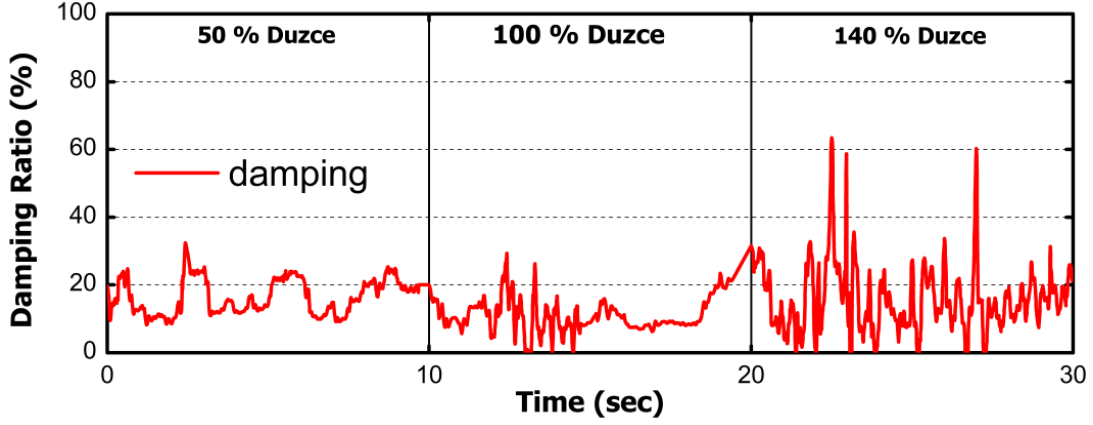


Şekil 5.10 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.



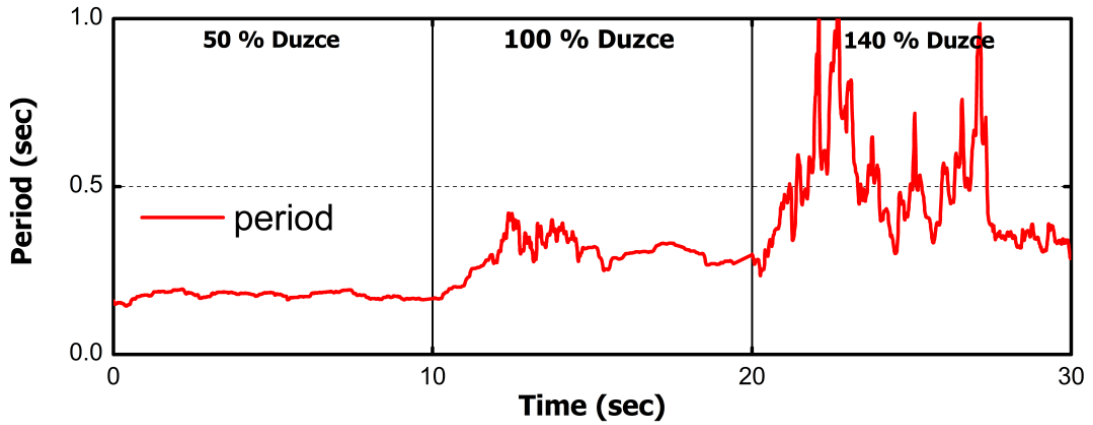
Şekil 5.11 Kat İvmelenmeleri

Test çerçevesinin periyot ve eşdeğer viskoz sönümlenme gibi zamana bağlı dinamik özellikleri, Molina vd. (1999) tarafından önerilen prosedüre göre belirlenmiştir.



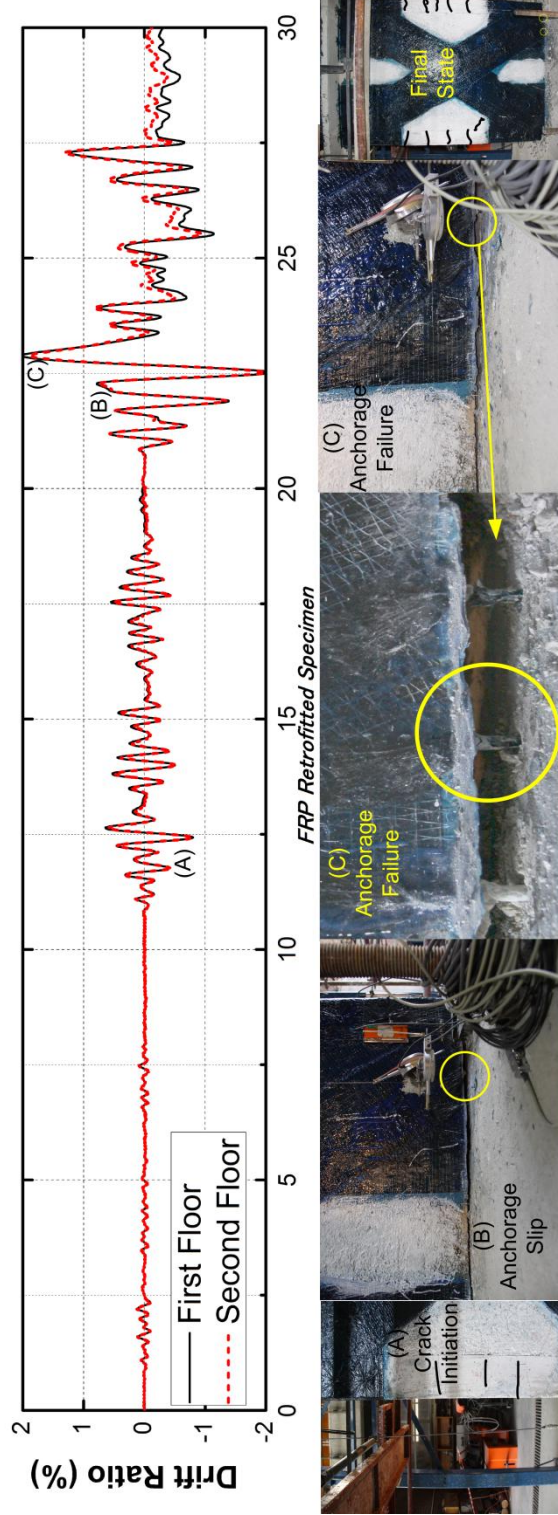
Şekil 5.12 Tanımlanan Sönümlenme Oranı

Şekil 5.12, test numunesi için ilk modun sönümlenme oranının zamana göre değişimini göstermektedir. %50 Düzce hareketinde, maksimum sönümlenme oranı yaklaşık %32 civarındadır. Tam ölçekli Düzce hareketinde maksimum sönümlenme oranı ~%29'dur. %140 Düzce hareketinde, sönümlenme oranı ~%63'e kadar ulaşmıştır.



Şekil 5.13 Test Numunesinin Belirlenen Periyodu

Test numunesinin başlangıçtaki periyodu 0.15 saniyedir. %50 Düzce hareketinin sonunda, yapıda bazı ufak hasarlar oluştuğundan sonra, test numunesinin periyodu 0.18 saniyeye yükselmiştir. Tam ölçekli Düzce hareketi, 0.30 saniyelik bir periyot ile sonuçlanmıştır.



Şekil 5.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar

Şekil 5.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar

Şekil 5.14'te, katlar arası öteleme oranı ve gözlemlenen hasar durumları gösterilmiştir. Fotoğraflar, katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımlarındaki belirli noktalarla ilişkilidir. A noktasında, birinci katın iç kolonlarında eğilme çatlakları başlangıcı gözlemlenmiştir. B noktasında, taban LP ankrajında sıyrılma meydana gelmiştir. C noktasında, taban LP ankrajlarının kopması net bir şekilde görülebilmektedir. Test sonuçların kısa bir özeti Tablo 5.1'de verilmiştir.

Tablo 5.1 Sonuçların Özeti

Yer Hareketi	Maksimum Deplasman Talebi (mm)		Maksimum Katlar Arası Öteleme Oranı (%)		Maksimum Taban Kesme Kuvveti (kN)		Kolon Plastik Dönme Talebi			
	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	θ_{p1} $\mu_{\phi 1}$	θ_{p2} $\mu_{\phi 2}$	θ_{p3} $\mu_{\phi 3}$	θ_{p4} $\mu_{\phi 4}$
50% Düzce	2.2	4	0.1	0.1	38.7	26.5	0 0.03	0 0.05	0 0.04	0 0.05
100% Düzce	16.3	28.2	0.8	0.8	83.9	57.9	0 0.42	0.006 2.93	0.002 1.64	0 0.46
140% Düzce	42	71.8	2.1	2.0	74.8	53.7	0.008 3.41	0.007 3.22	0.011 4.29	0.008 3.1

*: Plastik Rotasyon; θ_p = Ölçme Aleti Uzunluğu (Nihai Eğrilik – Akma Eğriligi) şeklinde hesaplanmıştır. (Ölçme Aleti Uzunluğu = 150 mm)

** : Eğrilik Sünekliği; μ_{ϕ} = Nihai Eğrilik / Akma Eğriligi

5.4. TEST SONUÇLARININ ÖZETİ VE DEĞERLENDİRMESİ

Katlar arası öteleme oranının deneysel sonuçlarının zaman tanımı, her üç yer hareketi ölçek seviyesi için Şekil 5.14'te verilmiştir. Önemli hasar durumları resimleriyle birlikte gösterilmiş ve Şekil 5.14'te zaman tanım tepkisinde işaretlenmiştir. Test numunesinin taban kesme kuvveti – çatı deplasmanı tepkisi ilişkisi Şekil 5.5'te verilmiştir. Deneysel olarak elde edilmiş moment-eğrilik tepkisi ve aksenal yük-moment değişimleri, C1 ve C4 olarak adlandırılan dış kolonların etkileşim diyagramları ile birlikte Şekil 5.7'de verilmiştir. Tablo 5.1, elde edilen ölçümler ve gözlemlere dayanan test sonuçlarının özetini göstermektedir.

%50 Düzce hareketi, birinci katın iç kolonlarında eğilme çatlakları ile sonuçlanmıştır. Bunun haricinde önemli bir hasar bu ölçekli yer hareketinde gözlemlenmemiştir. Bu yer hareketi için maksimum çatı deplasmanı 4 mm'dir ve bu da her iki kat için yaklaşık %0.1'lik katlar arası

öteleme oranları vermiştir. Şekil 5.5, ikinci test başlamadan önce önemli bir rijitlik azalması gerçekleşmediğini göstermektedir. Bu testte ölçülen maksimum taban kesme kuvveti kapasitesi yaklaşık olarak 84 kN olmuştur. Kolon tabanı eğrilik ölçümleri iç ve dış kolonlarda boyuna donatı akmasının yaşanmadığını belirtmektedir. Bunun sonucu olarak, hiçbir kolonda plastik dönme talebi oluşmamıştır (Tablo 5.1). Gözlemlenen hasara ve ölçümlere göre, test yapısı az hasar görmüştür ve onarım ihtiyacı olmaksızın işlevsel kalmaktadır. Ölçülen talep parametreleri ve gözlenen hasar durumunun değerlendirilmesine göre, hemen kullanım seviyesi hasar kriteri sağlanmıştır.

Daha sonra, aynı çerçeve %100 ölçekli Düzce hareketi ile test edilmiştir. Bu yer hareketi ölçeğinde, maksimum çatı deplasmanı 50 mm olarak gözlemlenmiştir ve bu deplasman, her iki kat için de %0.8 maksimum katlar arası öteleme oranı sonucunu vermiştir. Bu yer hareketi seviyesinde, iki önemli hasar olayı gözlemlenmiştir:

- 1) Taban LP ankrajlarının sıyırılması
- 2) LP ankrajlarının uzamasından/sıyırılmasından dolayı numune temelden yukarıya doğru kalkmıştır.

Şekil 5.5, çerçevenin 2.5 civarı bir deplasman sünekliğine kadar, ciddi bir dayanım düşüşü olmadan taban kesme kuvveti kapasitesini (83.9 kN) korumayı sürdürdüğünü belirtmektedir. Aynı grafik, histeretik davranışın, LP ankrajlarının sıyırılmasından dolayı daralma olduğunu göstermektedir. Kolon tabanındaki maksimum plastik rotasyon talebi yaklaşık 0.006'dır. Yapı, yatay dayanımında ciddi bir düşüş olmadan deformasyon taleplerine karşı koyma kapasitesine sahiptir ve onarıma ihtiyaç olmaksızın yeniden kullanılabilir. Sonuç olarak, mühendislik yargısına istinaden, yapı can güvenliği performans kriterini sağlamaktadır.

Son olarak, nihai hasar durumunu gözlemlemek için %140 Düzce hareketi test yapısına uygulanmıştır. Maksimum çatı deplasmanı 71.8 mm olarak ve buna karşılık gelen maksimum katlar arası öteleme oranı da birinci katta %2.1 olarak ölçülürken, ikinci kat %2'yi geçmeyen öteleme değerlerine gelmiştir. 6.5 civarı deplasman sünekliği talebinde, çerçevenin yatay dayanımı, maksimum dayanımının yaklaşık %88'ine düşmüştür. Güçlendirilmiş yapı sınırlı bir hasar göstermiştir, en önemli netice tabandaki LP pinlerinin yerinden çıkması olmuştur. Dolgu duvar bütünlüğünü korumuş, düzlem dışı yıkılmayla karşı karşıya kalmamıştır.

Şekil 5.10, dış kolonların tabanında eksenel yükün eğilme momentiyle değişimini göstermektedir. Ağırlıktan dolayı kolonlarda oluşan eksenel yük seviyesi dış kolonlarda eksenel yük taşıma kapasitesinin %10'u, iç kolonlarda %22'si olarak belirlenmiştir. Testler boyunca

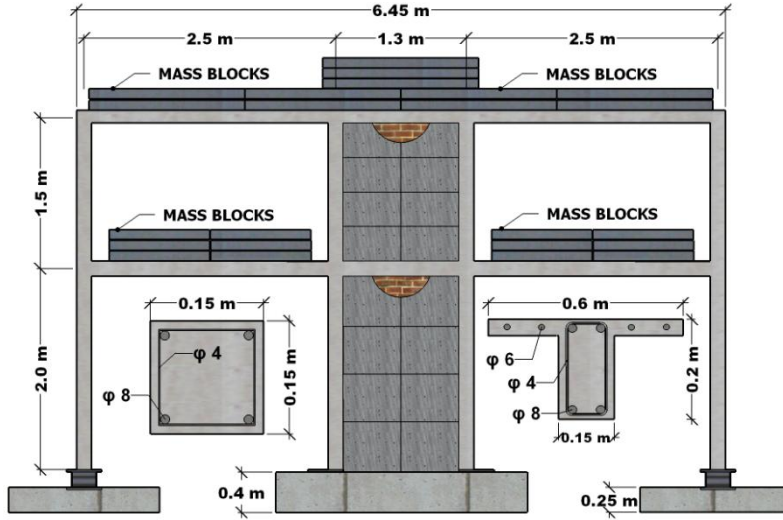
eksenel yük, 1 numaralı kolonda, yük taşıma kapasitesinin %6 ila %16'sı arasında, 4 numaralı kolonda da %4 ila %18'i arasında değişim göstermiştir. Test çerçevesi, yaklaşık 0.64 olan bir yatay yük taşıma kapasitesi oranına (yatay yükün bina ağırlığına bölümü) sahiptir. Bu kapasite ikinci testte korunmuştur. %140 Düzce yer hareketinde taban LP ankrajları kopmuştur olsa da kapasite oranı ciddi şekilde düşmemiştir.

6. BÖLÜM

ÖN ÜRETİMLİ BETON PANEL İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE

6.1. GENEL BİLGİ

Ön üretilmiş beton panel (PBP) ile güçlendirilmiş çerçevenin referans çerçeve ile tek farkı, orta boşluktaki dolgu duvarlara uygulanan güçlendirme yöntemidir (Şekil 6.1). Güçlendirilmiş numune, referans çerçevesinin taban kesme kuvveti kapasitesinden %25 daha büyük bir kapasite elde etmek üzere, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmıştır. Bu amaçla, prekast beton panellerin yatay dayanım katkısı TDY 2007 tarafından önerilen denklemler kullanılarak hesaplanmıştır. Güçlendirilmiş yapının süneklik ve performans durumunun, bunun gibi bir yatay dayanım iyileştirmesi için deneysel olarak incelenmesi amaçlanmıştır.



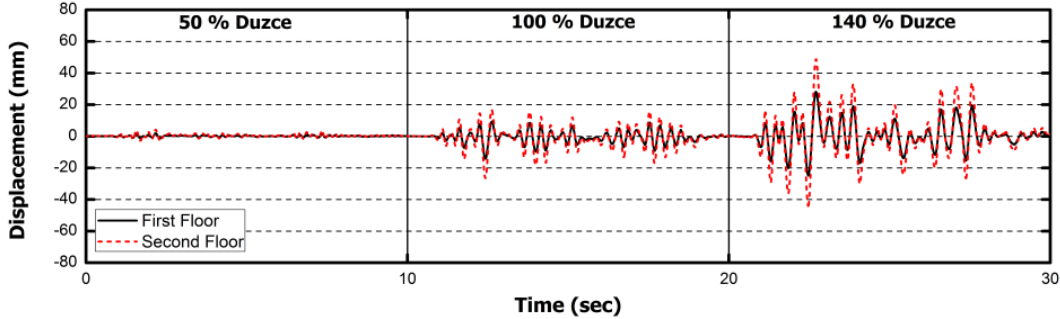
Şekil 6.1 PBP ile Güçlendirilmiş Numune

6.2. MALZEME ÖZELLİKLERİ

Her kat için, kalınlığı 25 mm olan sekiz prekast beton paneli dolgu duvarın bir tarafına yerleştirilmiştir. PBP'lerin tek eksenli basınç dayanımı test gününde 40 MPa'dır. Paneller, nakliye edilmesi gerektiği için, her iki yönde de %0.3 oranında boyuna hasır donatı içermektedir. Beton paneller, temele, kolonlara ve kirişlere bağlanan 10 mm çaplı çelik donatılı kayma kamaları ile üretilmiştir. Bu kesme kamaları paneller ve sınır bölgeleri arasında kuvvet transferini sağlamak için yüksek dayanımlı harç (tek eksenli basınç dayanımı 50 MPa) ile doldurulmuştur. Böyle bir sistemi kullanmanın esas avantajı (yerinde yapılan beton perde duvara göre), daha hafif olan beton elemanların nakliyyeye elverişli olması ve bina sakinlere herhangi bir rahatsızlık vermeden bağlantıların kolaylıkla yapılabilmesidir.

6.3. TEST SONUÇLARI

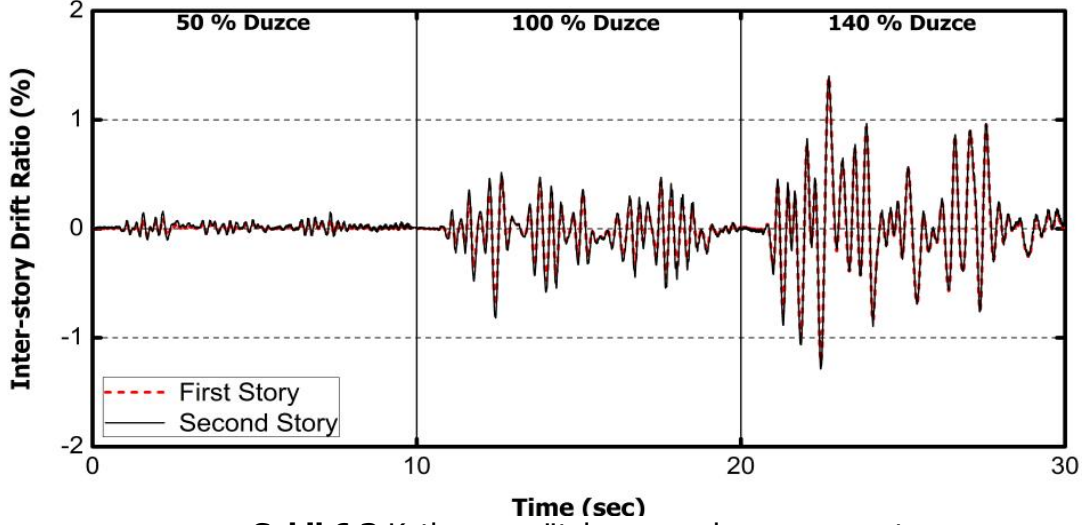
Her iki katın da deplasman zaman tanım grafikleri çizilmiştir (Şekil 6.2). %50 ölçekli deneyde maksimum deplasmanlar birinci kat için 1.9 mm, ikinci kat için 4.2 mm'dir. Maksimum birinci kat deplasmanı 14.3 mm iken, maksimum çatı deplasmanı 26.4 mm olmuştur. %140 ölçekli yer hareketinde, beton panelledeki hasarlar ve boyuna donatı bükülmesini takiben deplasmanlar önceki deneylerle karşılaştırıldığında daha büyük değerler göstermişlerdir. Deplasmanlar birinci kat için 28.2 mm, ikinci kat için 48.8 mm'ye ulaşmıştır.



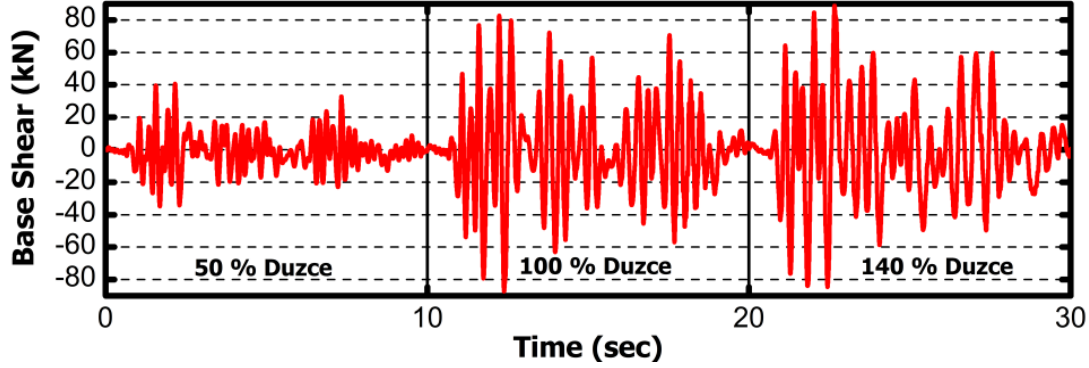
Şekil 6.2 Kat deplasmanlarının zaman tanımı.

Katlar arası öteleme oranı (KÖO), deplasmanın lineer bir fonksiyonu olduğundan dolayı, deplasmanın zaman tanımı ile aynı tepkiyi vermiştir. KÖO'larının zaman tanımları, yer hareketinin tüm ölçekleri için Şekil 6.3'te verilmiştir. %50 ölçekli Düzce yer hareketinde KÖO'ları yaklaşık %0.1'dir. Tam ölçekli yer hareketinde KÖO'ları birinci kat için %0.7, ikinci kat için

%0.8'dir. Maksimum KÖO'ları %140 ölçekli yer hareketinde gözlemlenmiştir. Bu yer hareketi için birinci ve ikinci katlardaki maksimum KÖO yaklaşık olarak %1.4'tür.

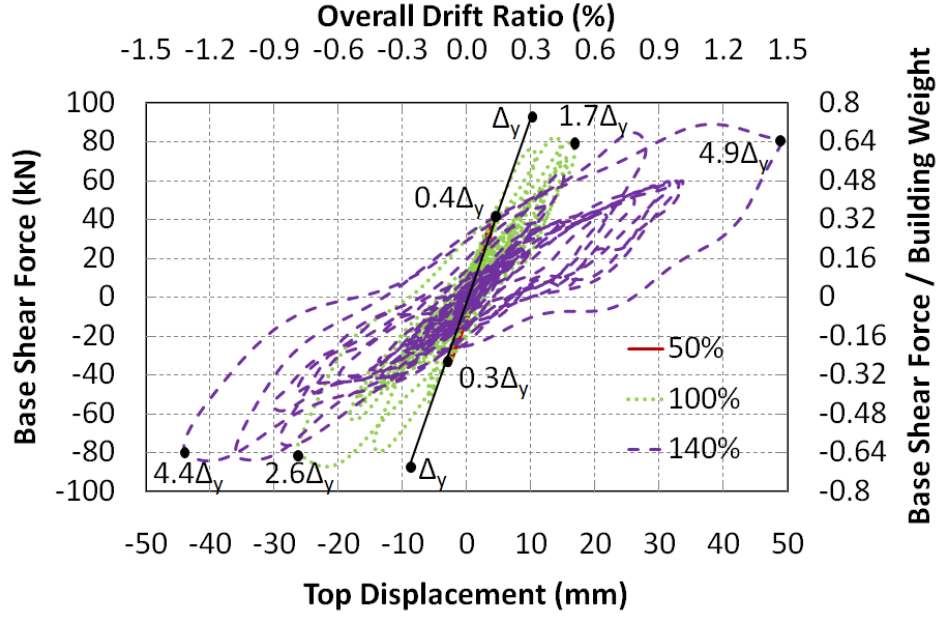


Şekil 6.3 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.



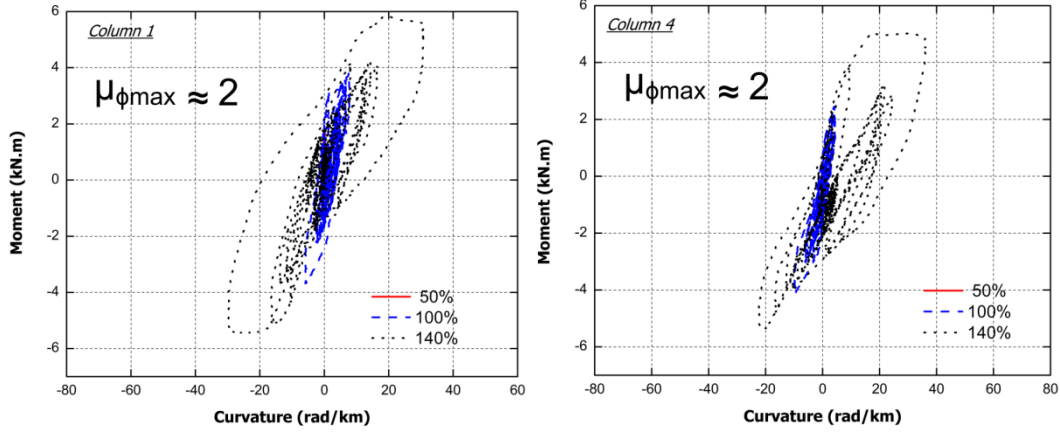
Şekil 6.4 Taban kesme kuvvetinin zaman tanımı.

Şekil 6.4'e göre, PBP ile güçlendirilmiş test numunesinin maksimum taban kesme kuvveti, %50 ölçekli deney için yaklaşık 40 kN'dur. %100 ölçekli deneyde, test numunesi kapasitesi olan ~88 kN'a erişmiştir. Maksimum taban kesme kuvveti %140 ölçekli deneyde de yaklaşık olarak 88 kN'dur.



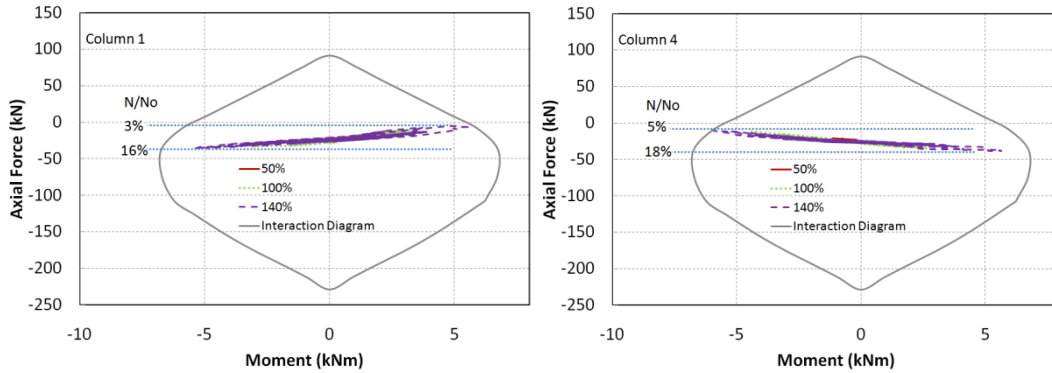
Şekil 6.5 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi

Şekil 6.5'te taban kesme kuvveti – çatı deplasman tepkisi ilişkisi gösterilmiştir. Akma deplasmanı Δ_y (≈ 11 mm), orijinden bir doğru geçirerek ve bu doğruyu ilk yükleme eğrisinde nihai yük taşıma kapasitesinin %75'ine karşılık gelen bir noktadan devam ettirerek elde edilmiştir. %100 ölçekli deneyde, deplasman sünekliği seviyesi 2.6 iken, test numunesi taban kesme kuvveti kapasitesine önemli bir yatay dayanım düşüşü olmadan ulaşmıştır. %140 ölçekli deneyde, PCP ile güçlendirilmiş çerçeve yatay dayanımını koruyabilmiştir. Deplasman sünekliği 5 iken, yatay dayanımda herhangi bir düşüş gözlemlenmemiştir.



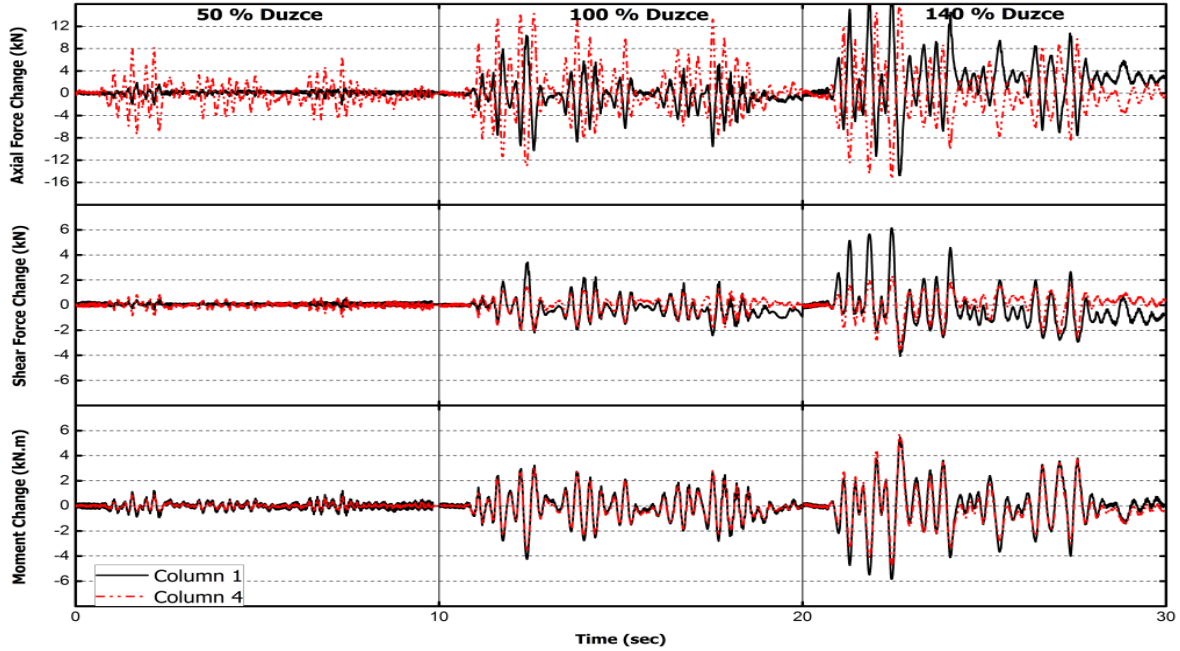
Şekil 6.6 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.

C1 ve C4 kolonlarının moment-eğrilik tepkileri Şekil 6.6'da gösterilmiştir. Ölçülen kolon talepleri; kolon tabanlarının plastik mafsallaşmasının eğrilik sünekliği talebinin dış kolonlar için yaklaşık olarak 2 olduğunu göstermektedir. Ancak kolonların yatay yük taşıma kapasitesinde önemli bir kayıp gözlenmemiştir.



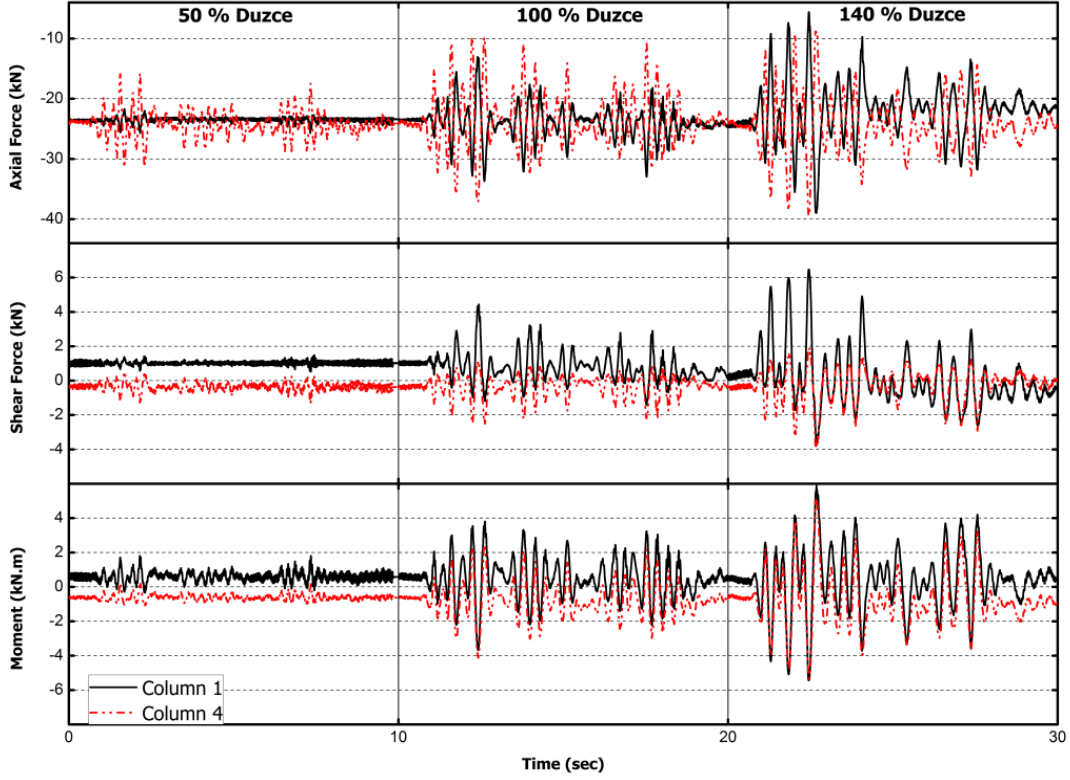
Şekil 6.7 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi.

Şekil 76.'de 1 ve 4 numaralı kolonların üzerindeki aksenal yükün değişimi gösterilmiştir. Aksenal yük / aksenal yük kapasitesi 1 numaralı kolonda %3-16, 4 numaralı kolonda ise %5-18 arasındadır.



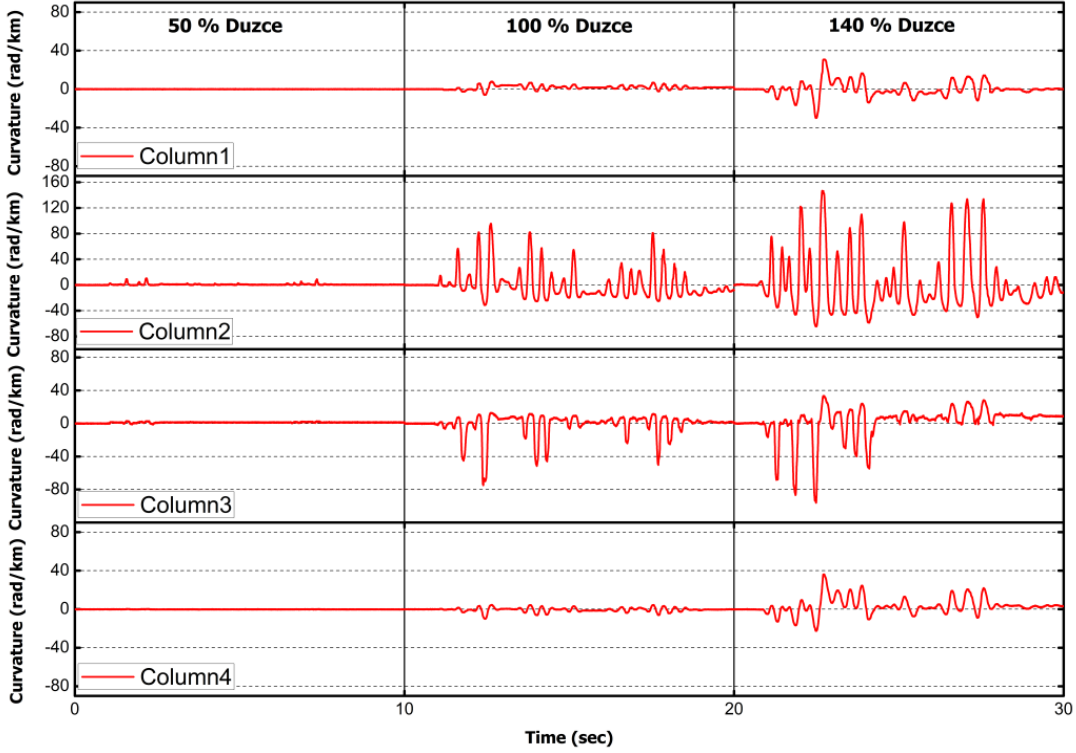
Şekil 6.8 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.

Şekil 6.8'de eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin bütün deneyler boyunca değişiminin grafikleri çizilmiştir. Kolon 1 ve Kolon 4 olarak tanımlanan dış kolonların eksenel kuvvetlerindeki değişimin birbirlerinin tersi olması kolaylıkla gözlemlenebilir. Bu, deneyler sırasındaki devrilme etkisinin bir göstergesidir. Eksenel kuvvetlerdeki maksimum değişim, 1 numaralı kolonda basınç için 18.6 kN ve 4 numaralı kolonda yine basınç için 15.3 kN'dur. %140 ölçekli Düzce yer hareketi deneyinde maksimum kesme kuvveti değişimi gözlenmiştir; 1 numaralı kolonda 6.1 kN, 4 numaralı kolonda -3.6 kN. Bunun sonucunda, moment kuvvetlerinin maksimum değişimi de deneylerde kesme kuvveti değişimlerinin olduğu aynı safhalarda elde edilmiştir. 1 ve 4 numaralı kolonlarda maksimum moment kuvveti değişimi, sırasıyla -5.8 kN.m ve 5.7 kN.m'dir.



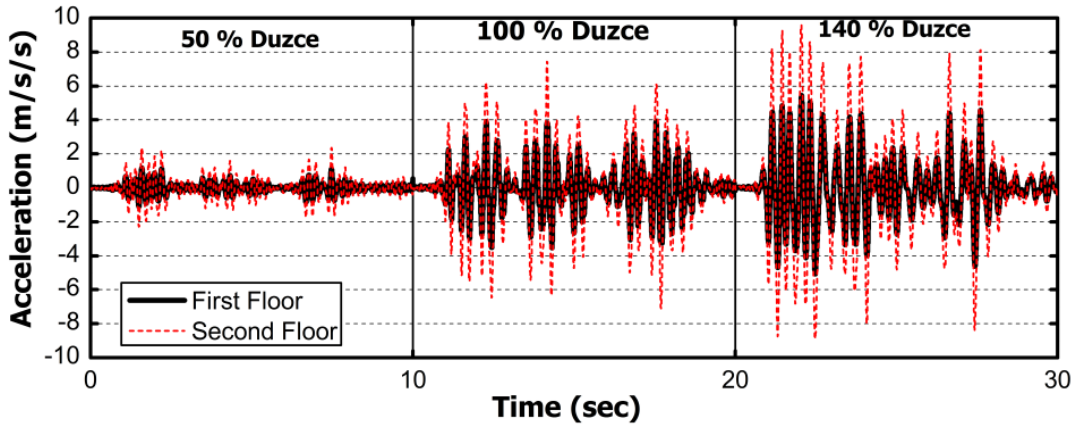
Şekil 6.9 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.

Tüm eksenel, kesme ve moment kuvvetleri zaman tanımları Şekil 6.9'da gösterilmiştir. 1 numaralı kolonda eksenel yük artarken, devrilme etkisinden dolayı 4 numaralı kolondaki eksenel yük azalmaktadır. 1 ve 4 numaralı kolonlardaki eksenel yüklerin davranışları, beklenildiği üzere benzerdir.



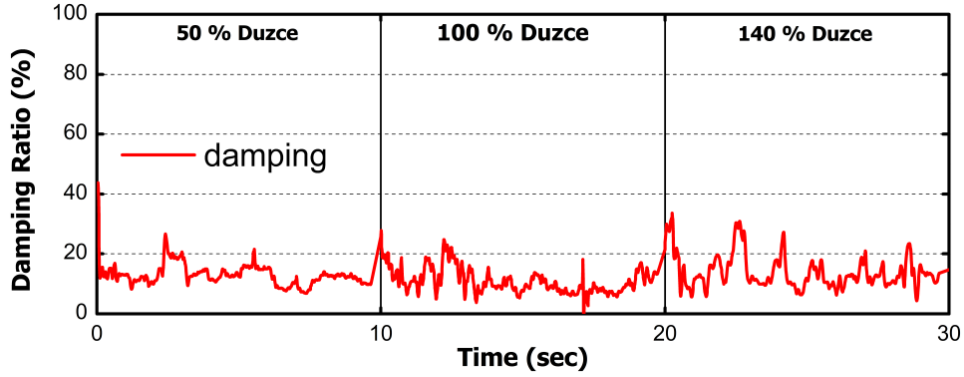
Şekil 6.10 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.

Tüm yer hareketleri boyunca kolon tabanlarındaki eğrilikler Şekil 6.10'da gösterilmiştir. %50 ölçekli deneyde, dış ve iç kolonlar ciddi bir hasar görmemiştir. İç kolonların eğrilik değerleri %100 ölçekli deneyde önemli ölçüde yükselmiştir. %140 ölçekli deneyde, birinci kattaki prekast betonda çatlakların oluşması ile maksimum eğrilik değerleri gözlenmiştir. 1, 2, 3 ve 4 numaralı kolonlar için maksimum eğrilik değerleri sırasıyla 30, 146, 96 ve 36 rad/km'dir.



Şekil 6.11 Kat İvmelenmeleri

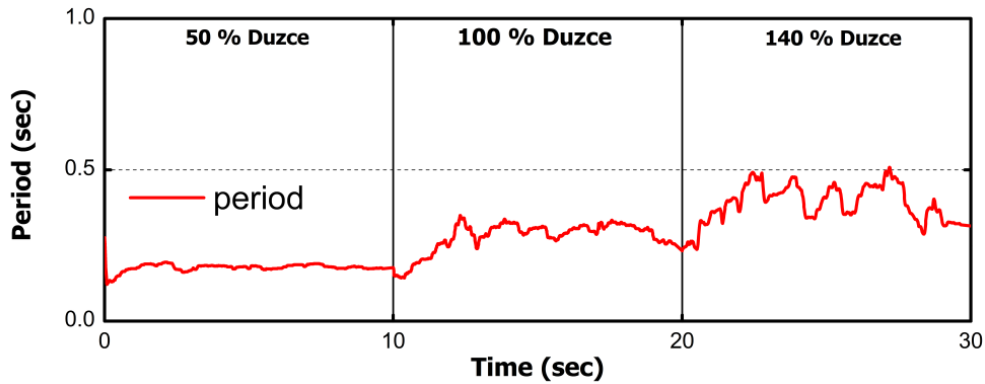
Kat ivmelenme tepkisi, binanın yapısal olmayan elemanlarının ve sakinlerinin tepkisini etkilediğinden dolayı dikkate alınması gereken başka bir önemli faktördür. Şekil 6.11, tüm yer hareketi boyunca PBP güçlendirme deneylerinden elde edilen kat ivmelenmelerini göstermektedir. %50 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 2.38 m/s^2 ($\sim 0.24g$) olarak gözlemlenmiştir. %100 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 7.42 m/s^2 ($\sim 0.74g$)'dir. %140 Düzce hareketinde maksimum kat ivmelenmesi 9.59 m/s^2 ($\sim 0.96g$)'dir.



Şekil 6.12 Tanımlanan Sönümlenme Oranı

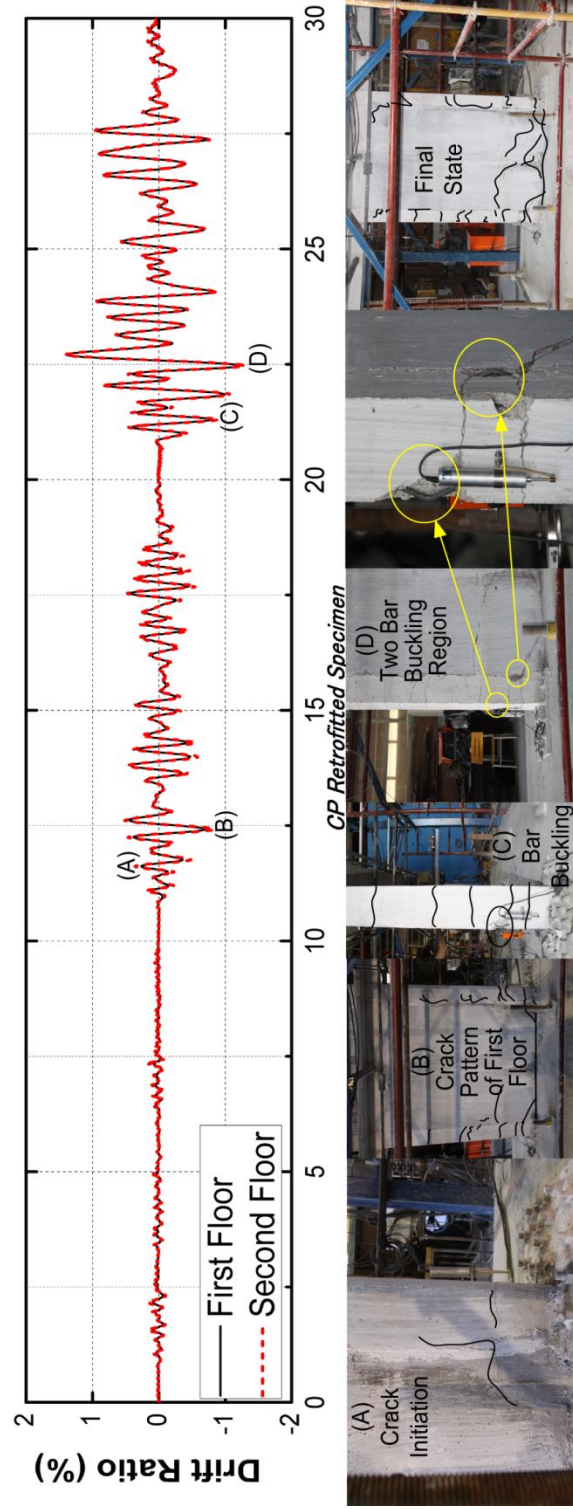
Test çerçevesinin periyot ve eşdeğer viskoz sönümlenme gibi zamana bağlı dinamik özellikleri, Molina vd. (1999) tarafından önerilen prosedüre göre belirlenmiştir.

Şekil 6.12, test numunesi için ilk modun sönümlenme oranının zamana göre değişimini göstermektedir. %50 Düzce hareketinde, maksimum sönümlenme oranı yaklaşık %44 civarındadır. Tam ölçekli Düzce hareketinde maksimum sönümlenme oranı ~ 28 'dir. %140 Düzce hareketinde, sönümlenme oranı ~ 34 'e kadar ulaşmıştır.



Şekil 6.13 Test Numunesinin Belirlenen Periyodu

Test numunesinin başlangıçtaki periyodu 0.13 saniyedir. %50 Düzce hareketinin sonunda, yapıda bazı ufak hasarlar oluştuğundan sonra, test numunesinin periyodu 0.18 saniyeye yükselmiştir. Tam ölçekli Düzce hareketi, 0.26 saniyelik bir periyot ile sonuçlanmıştır.



Şekil 6.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar

Şekil 6.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar

Şekil 6.14'te, katlar arası öteleme oranı ve gözlemlenen hasar durumları gösterilmiştir. Fotoğraflar, katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımlarındaki belirli noktalarla ilişkilidir. A noktasında, birinci katın iç kolonlarında eğilme çatlakları başlangıcı gözlemlenmiştir. B noktasında, Prekast beton panellerin çatlama şekli gösterilmiştir. C noktasında, iç kolonda boyuna donatı bükülmesi gözlemlenmiştir. D noktasında, dış kolonlardan birinde, 2 donatı bükülme bölgesi gözlemlenmiştir. Test sonuçların kısa bir özeti Tablo 6.1'de verilmiştir.

Tablo 6.1 Sonuçların Özeti

Yer Hareketi	Maksimum Deplasman Talebi (mm)		Maksimum Katlar Arası Öteleme Oranı (%)		Maksimum Taban Kesme Kuvveti (kN)		Kolon Plastik Dönme Talebi			
	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	θ_{p1} $\mu_{\phi 1}$	θ_{p2} $\mu_{\phi 2}$	θ_{p3} $\mu_{\phi 3}$	θ_{p4} $\mu_{\phi 4}$
50% Düzce	1.9	4.1	0.1	0.1	40.2	26.2	0 0.02	0 0.4	0 0.1	0 0.03
100% Düzce	14.3	26.4	0.4	0.5	87.2	59.2	0 0.3	0.01 3.7	0.007 2.9	0 0.4
140% Düzce	28.2	48.8	1.4	1.4	88.9	60.9	0.001 1.3	0.02 5.6	0.01 3.7	0.002 1.6

*: Plastik Rotasyon; θ_p = Ölçme Aleti Uzunluğu (Nihai Eğrilik – Akma Eğriligi) şeklinde hesaplanmıştır. (Ölçme Aleti Uzunluğu = 150 mm)

** : Eğrilik Sünekliği; μ_{ϕ} = Nihai Eğrilik / Akma Eğriligi

6.4. TEST SONUÇLARININ ÖZETİ VE DEĞERLENDİRMESİ

%50 Düzce hareketi, birinci katın iç kolonlarında eğilme çatlakları ile sonuçlanmıştır. Bunun haricinde önemli bir hasar bu ölçekli yer hareketinde gözlemlenmemiştir. Bu yer hareketi için maksimum çatı deplasmanı 4 mm'dir ve bu da her iki kat için yaklaşık %0.1'lik katlar arası öteleme oranları vermiştir. Şekil 6.5, ikinci test başlamadan önce önemli bir rijitlik azalması gerçekleşmediğini göstermektedir. Bu testte ölçülen maksimum taban kesme kuvveti kapasitesi yaklaşık olarak 40 kN olmuştur. Kolon tabanı eğrilik ölçümleri iç ve dış kolonlarda boyuna donatı akmasının yaşanmadığını belirtmektedir. Bunun sonucu olarak, hiçbir kolonda plastik dönme talebi oluşmamıştır. Gözlemlenen hasara ve ölçümlere göre, test yapısı az hasar görmüştür ve onarım ihtiyacı olmaksızın işlevsel kalmaktadır. Ölçülen talep parametreleri ve gözlenen hasar durumunun değerlendirilmesine göre, hemen kullanım seviyesi hasar kriteri sağlanmıştır.

Daha sonra, aynı çerçeve %100 ölçekli Düzce hareketi ile test edilmiştir. Bu yer hareketi ölçeğinde, maksimum çatı deplasmanı 26 mm olarak gözlemlenmiştir ve bu deplasman, birinci kat için %0.4, ikinci kat için de %0.5 maksimum katlar arası öteleme oranı sonucunu vermiştir. Bu yer hareketi seviyesinde gözlemlenen iki önemli hasar olayı, dış kolonların olası mafsallaşma bölgelerinde çatlama ve taban seviyesinde beton panellerde çatlama başlangıcıdır.

Şekil 6.5, çerçevenin 2.6 civarı bir deplasman sünekliğine kadar, ciddi bir dayanım düşüşü olmadan taban kesme kuvveti kapasitesini (~87 kN) korumayı sürdürdüğünü belirtmektedir. Kolon tabanındaki maksimum plastik rotasyon talebi yaklaşık 0.01'dir. Yapı, yatay dayanımında ciddi bir düşüş olmadan deformasyon taleplerine karşı koyma kapasitesine sahiptir ve onarıma ihtiyaç olmaksızın yeniden kullanılabilir. Sonuç olarak, mühendislik yargısına istinaden, yapı can güvenliği performans kriterini sağlamaktadır.

Son olarak, nihai hasar durumunu gözlemlemek için %140 Düzce hareketi test yapısına uygulanmıştır. Maksimum çatı deplasmanı 48.8 mm olarak ve buna karşılık gelen maksimum katlar arası öteleme oranı da her iki katta %1.4 olarak ölçülmüştür. 4.4 civarı deplasman sünekliği talebinde, çerçevenin yatay dayanımında herhangi bir düşüş gözlemlenmemiştir. Güçlendirilmiş yapı sınırlı bir hasar göstermiştir, en önemli netice beton panellerdeki çatlaklar ve iç kolonlardaki boyuna donatı bükülmesi olmuştur. Dolgu duvar bütünlüğünü korumuş, düzlem dışı yıkılmayla karşı karşıya kalmamıştır.

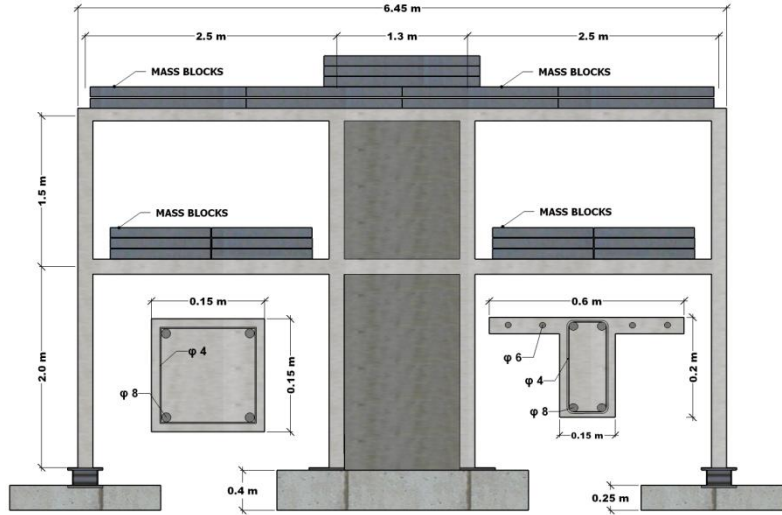
Şekil 6.10, dış kolonların tabanında aksel yükün eğilme momentiyle değişimini göstermektedir. Ağırlıktan dolayı kolonlarda oluşan aksel yük seviyesi dış kolonlarda aksel yük taşıma kapasitesinin %10'u, iç kolonlarda %22'si olarak belirlenmiştir. Testler boyunca aksel yük, 1 numaralı kolonda, yük taşıma kapasitesinin %3 ila %16'sı arasında, 4 numaralı kolonda da %5 ila %18'i arasında değişim göstermiştir. Test çerçevesi, yaklaşık 0.65 olan bir yatay yük taşıma kapasitesi oranına (yatay yükün bina ağırlığına bölümü) sahiptir. Bu kapasite ikinci testte korunmuştur. %140 Düzce yer hareketinde beton panelde önemli ölçüde çatlaklar oluşmasına ve dış kolonlarda boyuna donatı bükülmesi gerçekleşmesine rağmen, bu kapasite oranı düşmemiştir.

7. BÖLÜM

BETON DOLGU DUVAR İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE

7.1. GENEL BİLGİ

Beton dolgu duvar ile güçlendirilmiş çerçevenin referans çerçeve ile tek farkı, orta boşlukta uygulanan güçlendirme yöntemidir (Şekil 7.1). Güçlendirilmiş numune, referans çerçevesinin taban kesme kuvveti kapasitesinden %70 daha büyük bir kapasite elde etmek üzere, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmıştır. Bu amaçla, beton dolgu duvarların yatay dayanım katkısı statik itme analizi gerçekleştirilerek hesaplanmıştır. Güçlendirilmiş yapının süneklik ve performans durumunun, bunun gibi bir yatay dayanım iyileştirmesi için deneysel olarak incelenmesi amaçlanmıştır.



Şekil 7.1 Beton Dolgu Duvar ile Güçlendirilmiş Numune

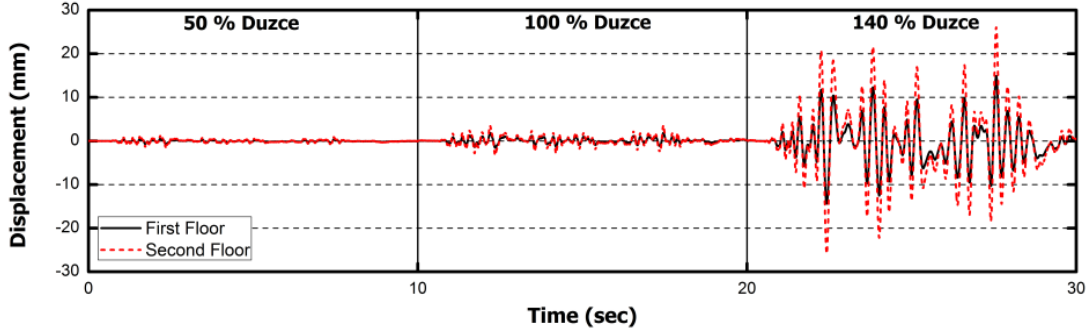
7.2. MALZEME ÖZELLİKLERİ

Yerinde dökülen beton dolgu duvar, kalınlığı 10 cm olacak şekilde tasarlanmıştır. Test gününde, beton dolgu duvarın betonunun tek eksenli dayanımı ilk kat için 22.4 MPa, ikinci kat içinse 21.2 MPa olarak ölçülmüştür. Beton dolgu duvar yaklaşık %0.48 boyuna, %0.25 enine donatıya sahiptir. Beton dolgu duvarın ankrajları, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre

tasarlanmıştır. Beton dolgu duvar, mevcut temele ve kirişlere 10 mm çaplı nervürlü donatı ile, mevcut kolonlara ise 8 mm'lik nervürlü donatı ile ankrajlanmıştır. Ankrajların ve beton dolgu duvarın detaylandırılması, bu raporun 4. bölümünde incelenmiştir.

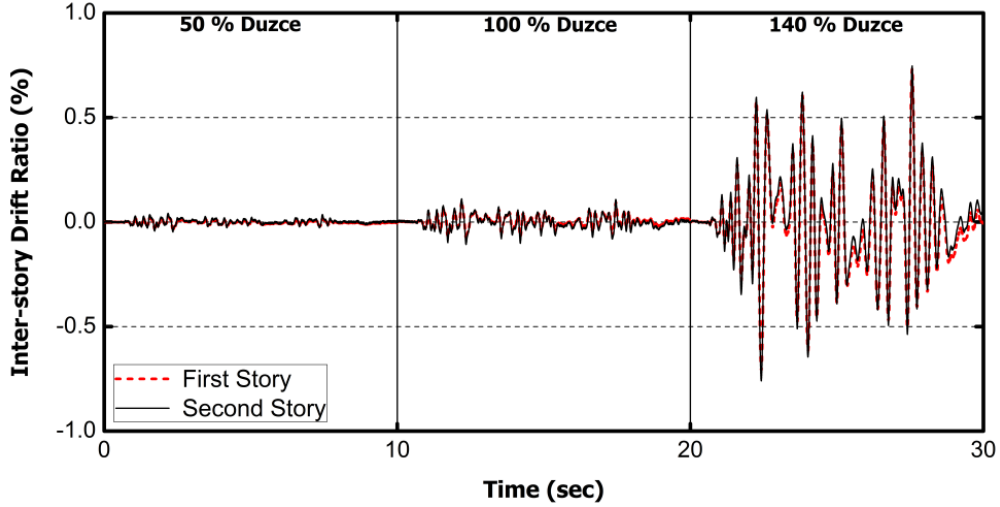
7.3. TEST SONUÇLARI

Her iki katın da deplasman zaman tanım grafikleri çizilmiştir (Şekil 7.2). %50 ölçekli deneyde maksimum deplasmanlar birinci kat için 0.8 mm, ikinci kat için 1.4 mm'dir. Tam ölçekli yer hareketinde maksimum birinci kat deplasmanı 1.9 mm iken, maksimum çatı deplasmanı 3.5 mm olmuştur. %140 ölçekli yer hareketinde, deplasmanlar birinci kat için 14.9 mm, ikinci kat için 26.1 mm'ye ulaşmıştır.

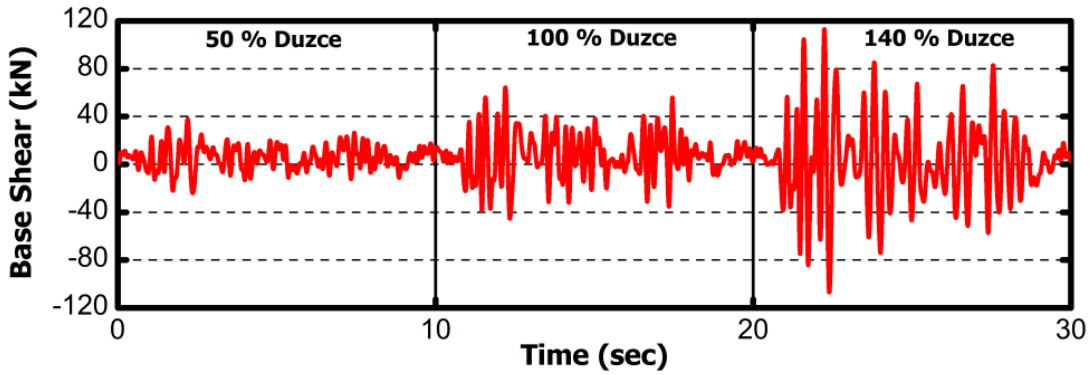


Şekil 7.2 Kat deplasmanlarının zaman tanımı.

Katlar arası öteleme oranı (KÖO), deplasmanın lineer bir fonksiyonu olduğundan dolayı, deplasmanın zaman tanımı ile aynı tepkiyi vermiştir. KÖO'larının zaman tanımları, yer hareketinin tüm ölçekleri için Şekil 7.3'te verilmiştir. %50 ölçekli Düzce yer hareketinde KÖO'ları yaklaşık %0.04'tür. Tam ölçekli yer hareketinde KÖO'ları birinci kat için %0.09, ikinci kat için %0.11'dir. Maksimum KÖO'ları %140 ölçekli yer hareketinde gözlemlenmiştir. Bu yer hareketi için birinci ve ikinci katlardaki maksimum KÖO yaklaşık olarak %0.75'tir.



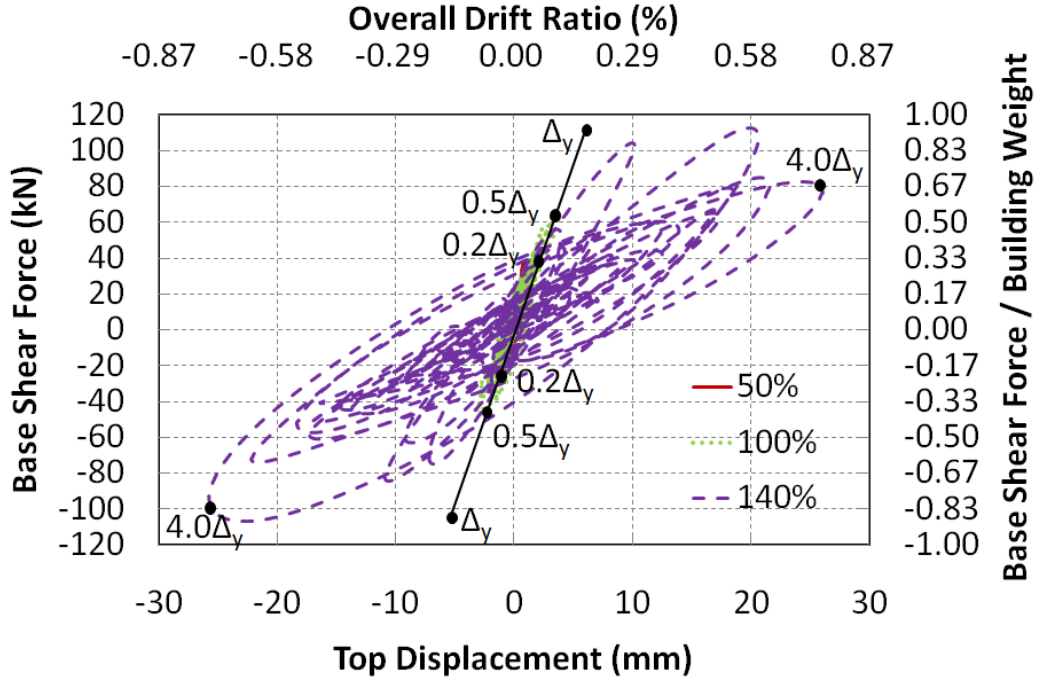
Şekil 7.3 Katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımı.



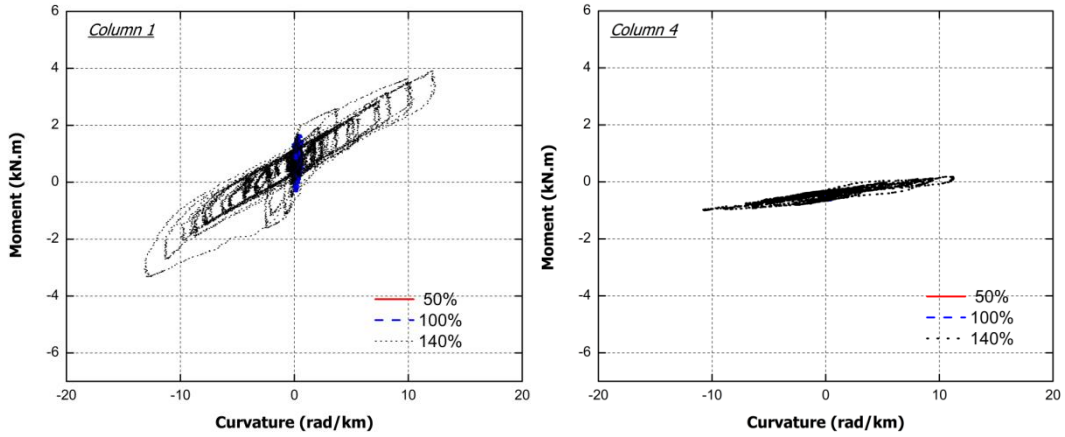
Şekil 7.4 Taban kesme kuvvetinin zaman tanımı.

Şekil 7.4'e göre, beton dolgu duvar ile güçlendirilmiş test numunesinin maksimum taban kesme kuvveti, %50 ölçekli deney için yaklaşık 40 kN'dur. %100 ölçekli deneyde, taban kesme kuvveti 65 kN'a yükselmiştir. %140 ölçekli deneyde, test numunesi taban kesme kuvveti kapasitesi olan ~115 kN'a erişmiştir.

Şekil 7.5'te taban kesme kuvveti – çatı deplasman tepkisi ilişkisi gösterilmiştir. Akma deplasmanı Δ_y (≈ 6.5 mm), orijinden bir doğru geçirerek ve bu doğruyu ilk yükleme eğrisinde nihai yük taşıma kapasitesinin %75'ine karşılık gelen bir noktadan devam ettirerek elde edilmiştir. %140 ölçekli deneyde, beton dolgu duvar ile güçlendirilmiş çerçeve taban kesme kuvveti kapasitesine erişmiştir. Deplasman sünekliği 4 iken, yatay dayanımda herhangi bir düşüş gözlemlenmemiştir.

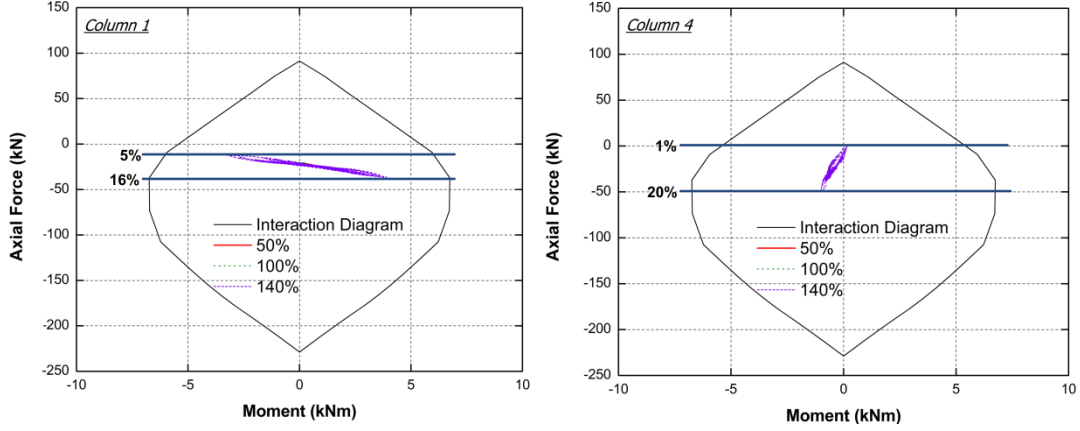


Şekil 7.5 Kuvvet-Deformasyon Tepkisi



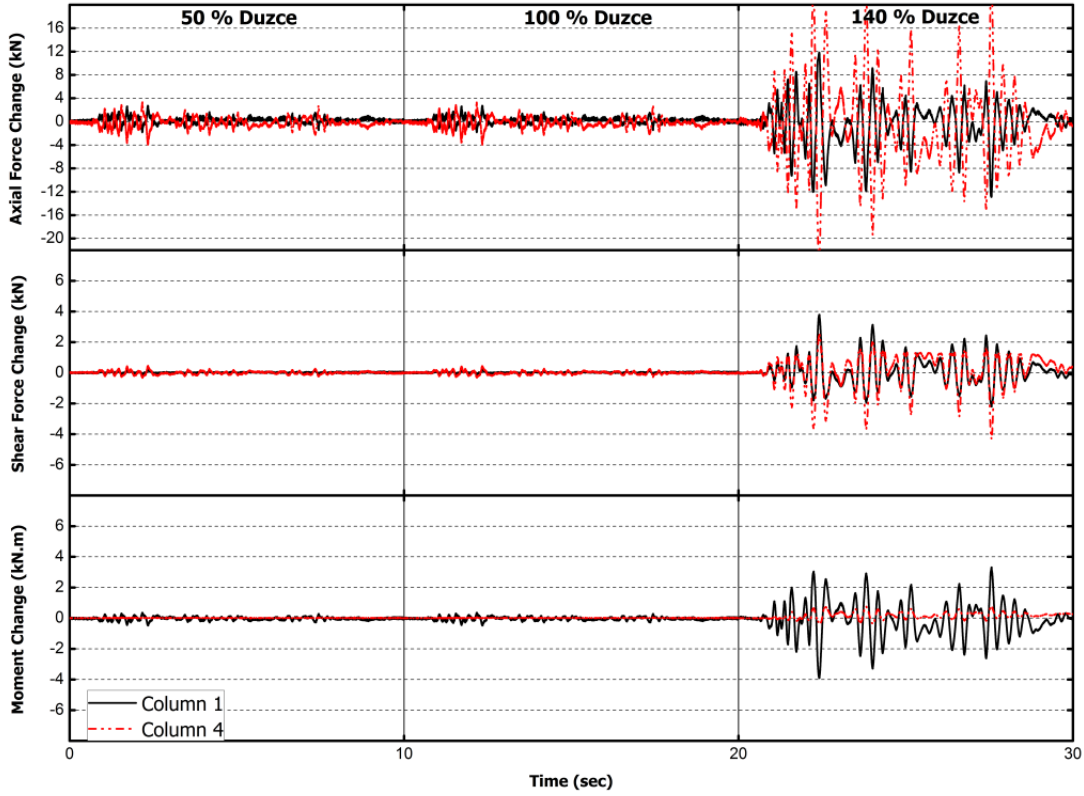
Şekil 7.6 Birinci ve Dördüncü kolonların Moment – Eğrilik diyagramları.

C1 ve C4 kolonlarının moment-eğrilik tepkileri Şekil 7.6'da gösterilmiştir. Ölçülen kolon talepleri, dış kolonlarda herhangi bir plastik mafsallaşma göstermemektedir. Ayrıca, dış kolonların tabanlarında görülebilen bir plastik mafsallaşma da yoktur.



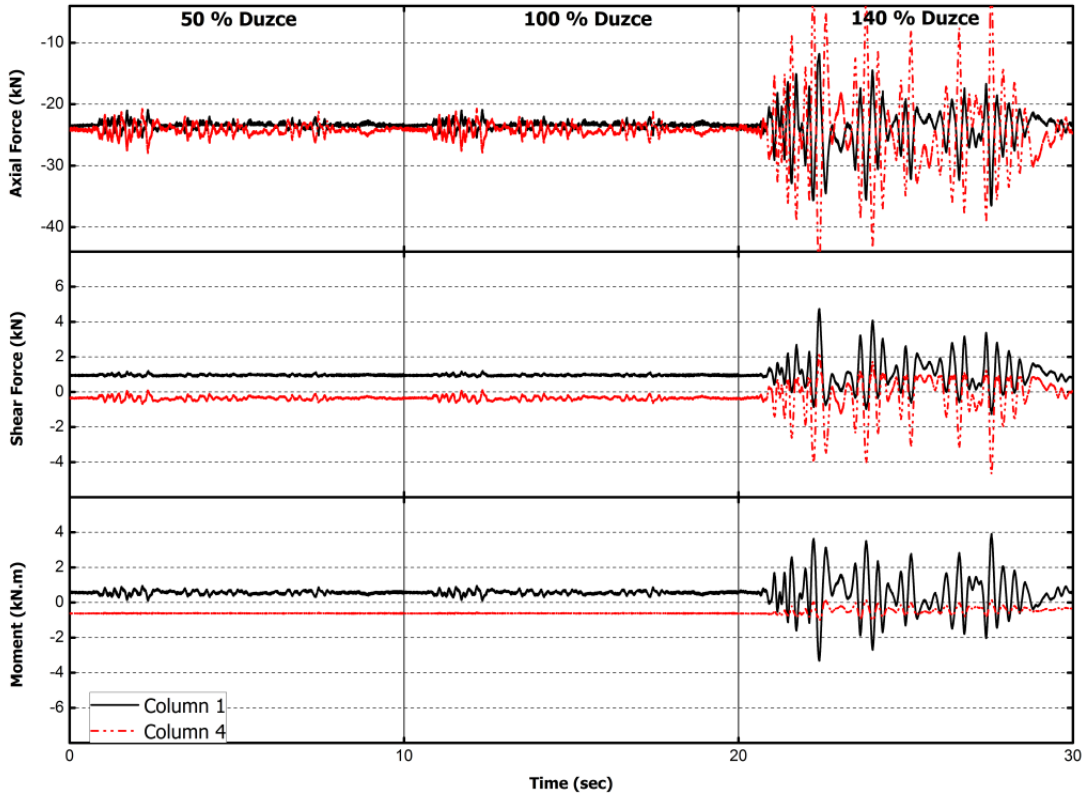
Şekil 7.7 1 ve 4 numaralı kolonların Moment Etkileşim tepkisi.

Şekil 7.7'de 1 ve 4 numaralı kolonların üzerindeki eksenel yükün değişimi gösterilmiştir. Eksenel yük / eksenel yük kapasitesi 1 numaralı kolonda %5-16, 4 numaralı kolonda ise %1-20 arasındadır.



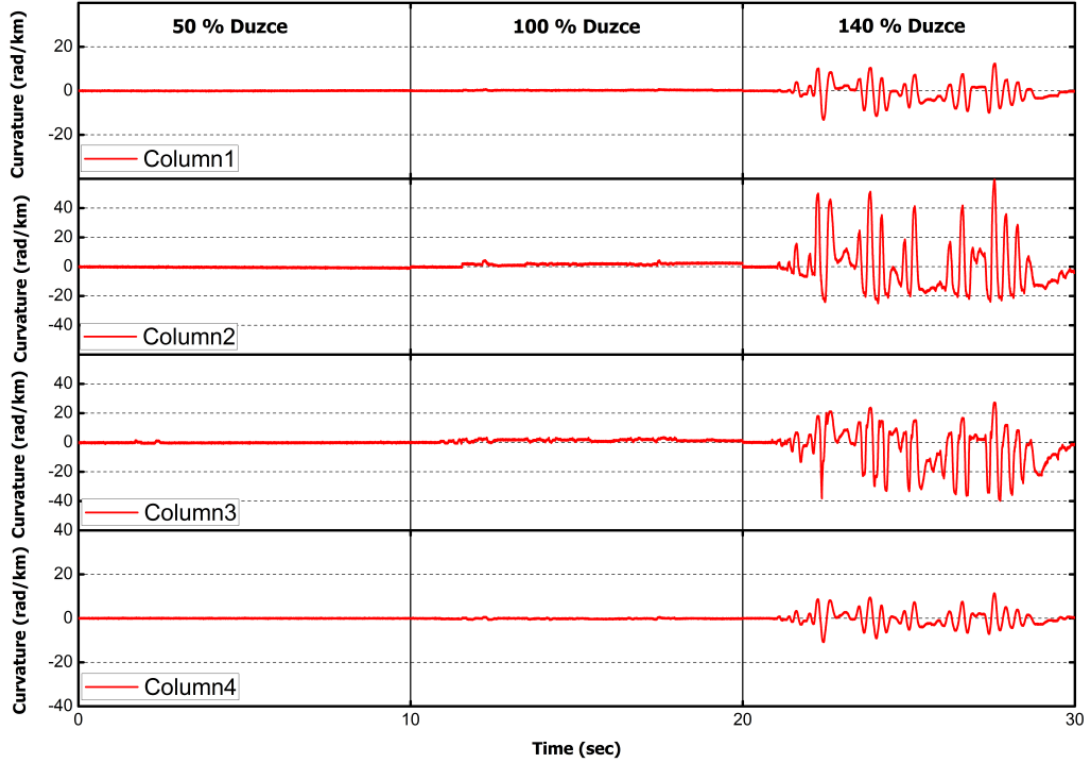
Şekil 7.8 Eksenel, kesme ve moment kuvvetlerinin değişimlerinin zaman tanımı.

Şekil 7.8’de aksel, kesme ve moment kuvvetlerinin bütün ölçekli deneyler boyunca değişiminin grafikleri çizilmiştir. Kolon 1 ve Kolon 4 olarak adlandırılan dış kolonların aksel kuvvetlerindeki değişimin birbirlerinin tersi olması kolaylıkla gözlemlenebilir. Bu, deneyler sırasındaki devrilme etkisinin bir göstergesidir. 4 numaralı kolonun altındaki kuvvet dönüştürücünün ölçümlerinde bir sorun olmuştur ve bu sorun yanlış okumalarla sonuçlanmıştır. Ancak 1 numaralı kolonun altındaki dönüştürücü deneyler boyunca veri toplayabilmiştir. 1 numaralı kolon için aksel, kesme ve moment kuvvetlerindeki maksimum değişimler, sırasıyla 12.9 kN, 3.8 kN ve 3.9 kNm olarak ölçülmüştür.



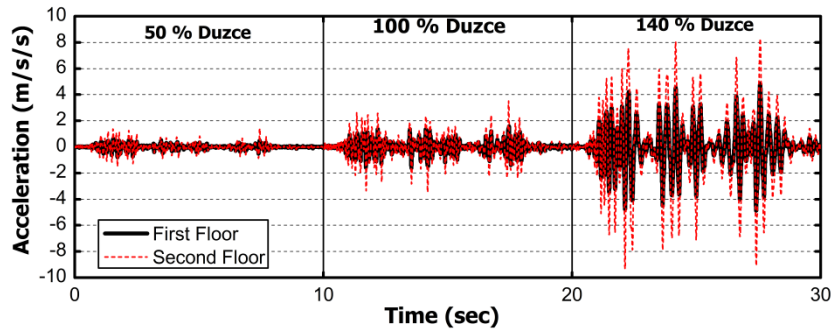
Şekil 7.9 Aksel, kesme ve moment kuvvetlerinin zaman tanımı.

Tüm aksel, kesme ve moment kuvvetleri zaman tanımları Şekil 7.9’da gösterilmiştir. 1 numaralı kolonda aksel yük artarken, dönme etkisinden dolayı 4 numaralı kolondaki aksel yük azalmaktadır. Aksel, kesme ve moment kuvvetlerinin en büyük değerleri %140 ölçekli deneyde gözlemlenmiştir; sırasıyla 3.6 kN, 4.7 kN ve 3.9 kNm’dir.



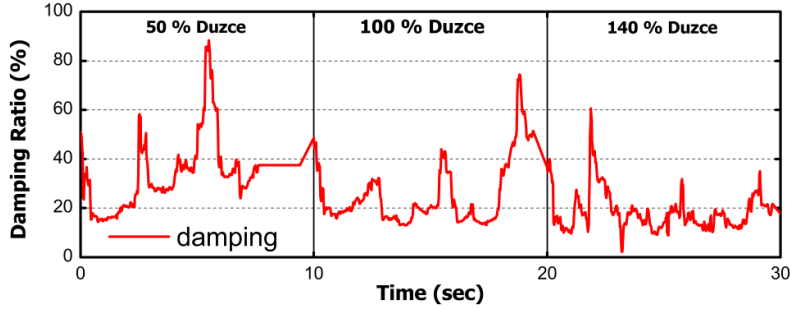
Şekil 7.10 Kolon tabanlarındaki eğriliklerin zaman tanımı.

Tüm yer hareketleri boyunca kolon tabanlarındaki eğrilikler Şekil 7.10'da gösterilmiştir. %140 ölçekli deneye kadar hiçbir kolonda akma olayı yaşanmamıştır. %140 ölçekli deneyde, iç kolonlarda akma gerçekleşmiştir. 2 ve 3 numaralı kolonlar için, maksimum eğrilik değerleri sırasıyla 60 ve 40 rad/km'dir.



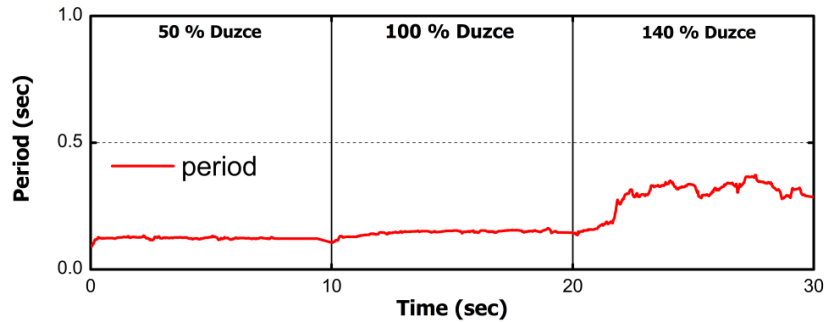
Şekil 7.11 Kat İvmelenmeleri

Kat ivmelenme talebi, binanın yapısal olmayan elemanlarının ve sakinlerinin tepkisini etkilediğinden dolayı dikkate alınması gereken başka bir önemli faktördür. Şekil 7.11, tüm yer hareketi boyunca beton dolgu duvar ile güçlendirme deneylerinden elde edilen kat ivmelenmelerini göstermektedir. %50 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 1.49 m/s^2 ($\sim 0.15g$) olarak gözlemlenmiştir. %100 Düzce hareketi için maksimum kat ivmelenmesi 3.52 m/s^2 ($\sim 0.35g$)'dir. %140 Düzce hareketinde maksimum kat ivmelenmesi 9.34 m/s^2 ($\sim 0.93g$)'dir.

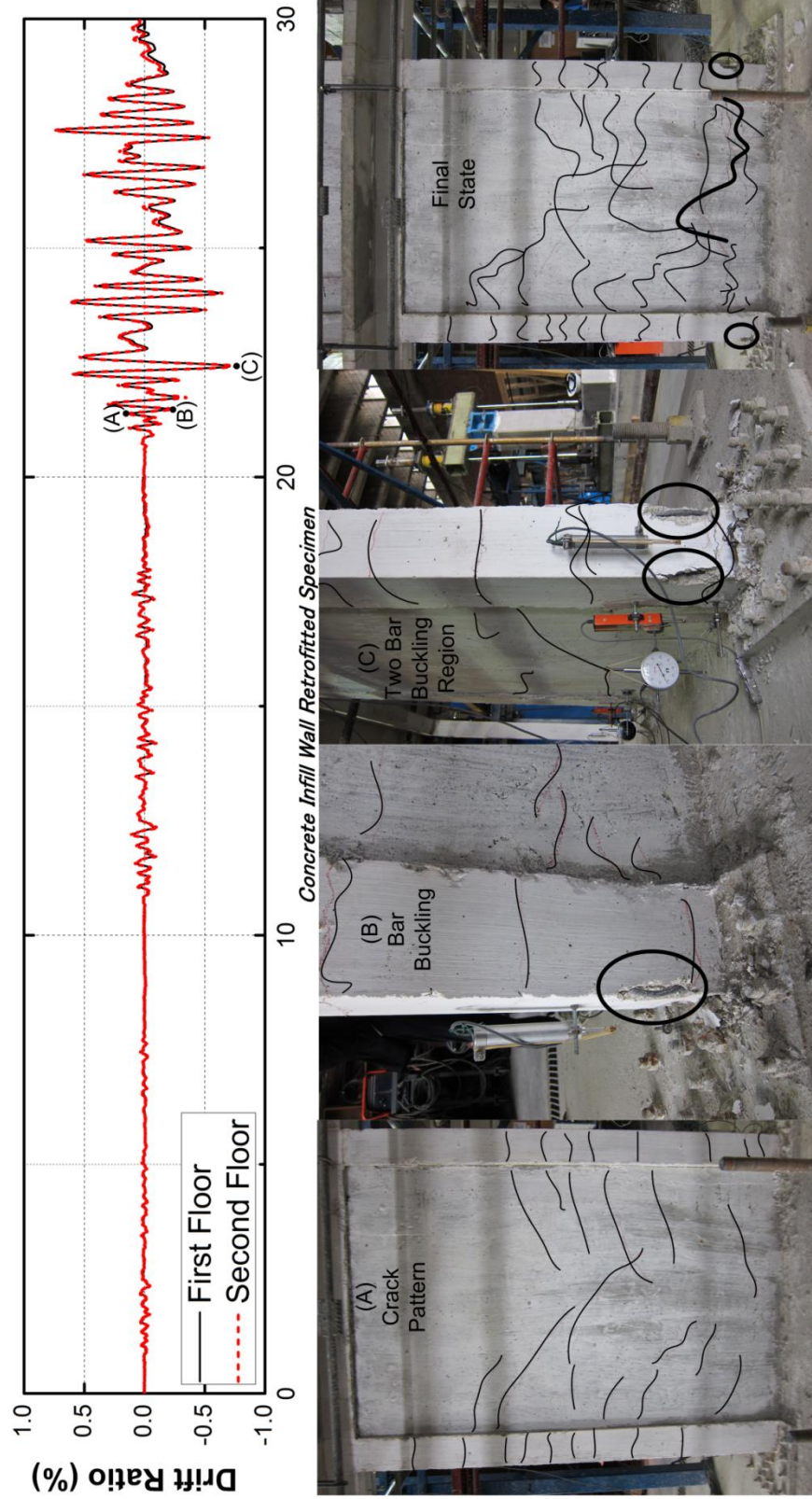


Şekil 7.12 Tanımlanan Sönümlenme Oranı

Test çerçevesinin periyot ve eşdeğer viskoz sönümlenme gibi zamana bağlı dinamik özellikleri, Molina vd. (1999) tarafından önerilen prosedüre göre belirlenmiştir. Şekil 7.12, test numunesi için ilk modun sönümlenme oranının zamana göre değişimini göstermektedir. %50 Düzce hareketinde, güçlendirilmiş yapının periyodunun ve sönümlenme oranının belirlenmesi, 7.5 ile 10. saniye aralığında makul olmayan sonuçlar göstermiştir. Bunun sonucunda, 7.5 ila 10. saniye arasındaki boşluk, düz bir çizgi ile geçilmiştir. Bu yer hareketi için, maksimum sönümlenme oranı $\sim \%88$ 'dir. %100 ölçekli Düzce hareketinde maksimum sönümlenme oranı yaklaşık olarak %75'tir. %140 Düzce hareketinde, maksimum sönümlenme oranı %60'tır. Test numunesinin başlangıçtaki periyodu 0.1 saniyedir. %100 ölçekli Düzce hareketinin başlangıcında, sistemin periyodu 0.11 saniyedir. Tam ölçekli Düzce hareketi, 0.14 saniyelik bir periyot ile sonuçlanmıştır.



Şekil 7.13 Test Numunesinin Belirlenen Periyodu



Şekil 7.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar

Şekil 7.14 Öteleme Oranı ve Gözlemlenen Hasar

Şekil 7.14'te, katlar arası öteleme oranı ve gözlemlenen hasar durumları gösterilmiştir. Fotoğraflar, katlar arası öteleme oranlarının zaman tanımlarındaki belirli noktalarla ilişkilidir. A noktasında, birinci kat beton dolgu duvarının çatlama şekli gösterilmiştir. B noktasında, boyuna donatı bükülmesi gözlemlenmiştir. C noktasında, iki boyuna donatı bükülme bölgesi belirmeye başlamıştır. Test sonuçların kısa bir özeti Tablo 7.1'de verilmiştir.

Tablo 7.1 Sonuçların Özeti

Yer Hareketi	Maksimum Deplasman Talebi (mm)		Maksimum Katlar Arası Öteleme Oranı (%)		Maksimum Taban Kesme Kuvveti (kN)		Kolon Plastik Dönme Talebi			
	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	1. Kat	2. Kat	θ_{p1} $\mu_{\phi 1}$	θ_{p2} $\mu_{\phi 2}$	θ_{p3} $\mu_{\phi 3}$	θ_{p4} $\mu_{\phi 4}$
50% Düzce	0.8	1.4	0.04	0.04	40.2	21	0 0.02	0 0.06	0 0.06	0 0.02
100% Düzce	1.9	3.5	0.09	0.11	65	45	0 0.04	0 0.17	0 0.14	0 0.04
140% Düzce	14.9	26.1	0.75	0.75	115	49	0 0.6	0.005 2.2	0.002 1.5	0 0.5

*: Plastik Rotasyon; θ_p = Ölçme Aleti Uzunluğu (Nihai Eğrilik – Akma Eğriliği) şeklinde hesaplanmıştır. (Ölçme Aleti Uzunluğu = 150 mm)

** : Eğrilik Sünekliği; μ_{ϕ} = Nihai Eğrilik / Akma Eğriliği

7.4. TEST SONUÇLARININ ÖZETİ VE DEĞERLENDİRMESİ

%50 Düzce hareketi, beton dolgu duvar ile güçlendirilmiş numunede ciddi bir hasara yol açmamıştır. Bu yer hareketi için maksimum çatı deplasmanı yaklaşık olarak 1.4 mm'dir ve bu da her iki kat için yaklaşık %0.04'lük katlar arası öteleme oranları vermiştir. %50 ölçekli Düzce yer hareketinde ölçülen maksimum taban kesme kuvveti kapasitesi yaklaşık olarak 40 kN'dur. Kolon tabanı eğrilik ölçümleri iç ve dış kolonlarda boyuna donatı akmasının yaşanmadığını belirtmektedir. Bunun sonucu olarak, hiçbir kolonda plastik dönme talebi oluşmamıştır (Tablo 7.1). Gözlemlenen hasara ve ölçümlere göre, test yapısı az hasar görmüştür ve onarım ihtiyacı olmaksızın işlevsel kalmaktadır. Ölçülen talep parametreleri ve gözlenen hasar durumunun değerlendirilmesine göre, hemen kullanım seviyesi hasar kriteri sağlanmıştır.

Daha sonra, aynı çerçeve %100 ölçekli Düzce hareketi ile test edilmiştir. Bu yer hareketi ölçeğinde, maksimum çatı deplasmanı 3.5 mm olarak gözlemlenmiştir ve bu deplasman, birinci kat için %0.09, ikinci kat için de %0.11 maksimum katlar arası öteleme oranı sonucunu vermiştir. Bu deneyde önemli bir hasar gözlemlenmemiştir.

Son olarak, nihai hasar durumunu gözlemlmek için %140 Düzce hareketi test yapısına uygulanmıştır. Maksimum çatı deplasmanı 26.1 mm olarak ve buna karşılık gelen maksimum katlar arası öteleme oranı da her iki katta %0.75 olarak ölçülmüştür. Şekil 7.5; 4 civarı bir deplasman sünekliğinde, çerçevenin yatay dayanımının, taban kesme kuvveti kapasitesinin (~115 kN) %70'ine düştüğünü göstermektedir. Kolon tabanındaki maksimum plastik rotasyon talebi yaklaşık 0.005'tir. Yapı, deformasyon taleplerine karşı koyma kapasitesine sahiptir ve onarıma ihtiyaç olmaksızın yeniden kullanılabilir. Sonuç olarak, mühendislik yargısına istinaden, yapı can güvenliği performans kriterini sağlamaktadır.

Güçlendirilmiş yapı sınırlı bir hasar göstermiştir, en önemli netice beton dolgu duvardaki çatlaklar ve iç kolonlardaki boyuna donatı bükülmesi olmuştur. Numune, yatay yükleme altında, dikey yüklere karşı koyma kapasitesine sahiptir.

Şekil 7.10, dış kolonların tabanında aksenal yükün eğilme momentiyle değişimini göstermektedir. Ağırlıktan dolayı kolonlarda oluşan aksenal yük seviyesi dış kolonlarda aksenal yük taşıma kapasitesinin %10'u, iç kolonlarda %22'si olarak belirlenmiştir. Testler boyunca aksenal yük, 1 numaralı kolonda, yük taşıma kapasitesinin %5 ila %16'sı arasında, 4 numaralı kolonda da %1 ila %20'si arasında değişim göstermiştir. Test çerçevesi, yaklaşık 0.96 olan bir yatay yük taşıma kapasitesi oranına (yatay yükün bina ağırlığına bölümü) sahiptir. Bu kapasite üçüncü testte korunmuştur.

8. BÖLÜM

FARKLI GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

8.1. Giriş

Betonarme perde duvar ekleme yaklaşımı Türkiye’de kullanılan mevcut deprem güçlendirme uygulamalarının en yaygın olanıdır. Hâlbuki yöntemin uygulanışı fazlasıyla çaba gerektirmektedir. Bununla birlikte uygulama sürecini uzatmakta ve yapı kullanıcılarını geçici olarak yer değiştirmek durumunda bırakmaktadır. Bu eksiklikleri gidermek amacıyla, mevcut halde bulunan yeterli miktardaki dolgu duvarların faydalanıldığı alternatif güçlendirme yöntemleri oldukça etkili olabilir. Deprem esnasında yapının göçme sınırını sağlayabilmesi için bu dolgu duvarlara müdahale edilmesi gerekmektedir. Orta Doğu Teknik Üniversitesi’nde Lifli Polimer (LP) ve önüretimli panel uygulaması olarak adlandırılan iki farklı iyileştirme yöntemi geliştirilmiştir. (Baran 2005, Özcebe et. al. 2005, Binici vd. 2007). Bu sayede tehlike azaltma çalışmalarında bulunan mühendislerin kullanımı için daha geniş alternatiflerin sağlanması amaçlanmıştır. Daha sonra, bu güçlendirme tekniklerine, tasarım önerilerinin yalnızca yarı statik çevrimsel testlere dayalı olması nedeniyle bir miktar erken olmakla birlikte, Türk Deprem Yönetmeliği’nde (TDY 2007) yer verilmiştir. Bu çalışmadaki amaç, sözü edilen iki farklı güçlendirme tekniğinin “gerçek” deprem performanslarının dinamik benzeri deneylerle tetkik edilmesi ve uygulanabilirliklerinin geleneksel perde duvar ekleme yaklaşımıyla kıyaslanarak incelenmesidir.

8.2. DENEY ELEMANLARI

Deneysel çerçeveleri prototip betonarme bina çerçevesinin iki katlı, üç açıklıklı, 1/2 ölçekli modelidir. Referans, lifli polimer ile güçlendirilmiş, ön üretimli (prekast) beton paneller (PBP) güçlendirilmiş ve beton dolgu duvarlar güçlendirilmiş çerçeveler Şekil 8.1.’de gösterilmiştir. Deneysel çerçevesinin orta açıklığında her iki katta tek eksenli basınç dayanımı 12 MPa olan delikli tuğla ile örülmüş sıvalı dolgu duvar bulunmaktadır. 110mm × 130 mm × 130 mm ölçülerindeki, %65 boşluk oranına sahip tuğlaların tek eksenli basınç dayanımı 14 MPa’dır. Kolon ve kirişlerde

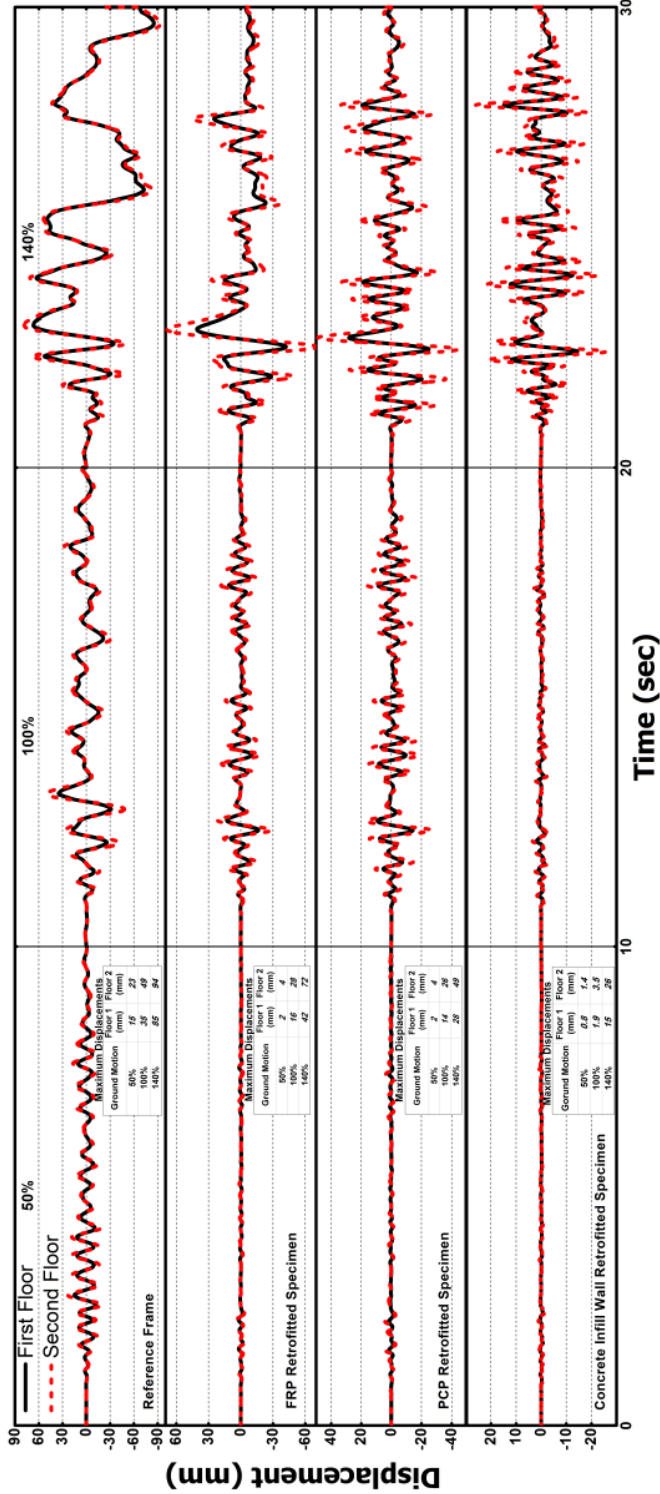
çekme dayanımı 3400 MPa, elastisite modülü 230,000 MPa olan 0.16 mm kalınlığındaki LP şeritleri kullanılmıştır. LP ile dolgu duvar ve sıvadan oluşan kompozit malzemenin bütünleşmesi duvar yüzeyleri üzerine yayılmış LP filizleriyle sağlanmaktadır. Bu şekilde LP'lerin sıvalı dolgu duvar yüzeyinden ayrılmasını geciktirmek amaçlanmıştır. Çapraz biçimde bağlanan LP'ler sınır çerçeveye temelde, kolonlarda ve döşemelerde açılmış olan deliklerden sabitlenmiş LP ankrajlarıyla bağlanmıştır. Ankraj filizlerinin derinliği 75 mm olarak, yani yönetmelikte öngörölmüş derinlik değerlerinin $\frac{1}{2}$ oranında ölçeklendirilmesiyle belirlenmiştir. Bu güçlendirici teknik, katlararası deformasyonları sınırlamayı ve mevcut zayıf yapının taban kesme kapasitesini LP çekme dayanımının katkısıyla arttırmayı hedeflemektedir. Bunlara ek olarak, LP dolgu duvarların bütönlüğünü korumasına yardım ederek bu sayede düzlem dışı göçme olasılığını geciktirmektedir.

Güçlendirilmiş deney yapılarından ikincisinde, kalınlığı 25 mm olan sekiz adet ön üretimli beton panel orta açıklıkta bulunan dolgu duvarla birleştirilmiştir. PBP'lerin deney günündeki tek eksenli basınç dayanımı 40 MPa olarak belirlenmiştir. Panellerde nakliye amacına yönelik olarak her iki yönde %0.3 oranında boyuna hasır donatı bulunmaktadır. PBP'lerde kolonlara, kirişlere ve temele bağlanan çelik donatılı (10 mm çapında) kesme kamaları bulunmaktadır. Kesme kamaları yüksek dayanımlı harç (tek eksenli basınç dayanımı 50 MPa) ile doldurularak panellerle sınır elemanlar arasında kuvvet aktarımı sağlanmıştır. Yerinde dökme beton perde duvar kullanımına kıyasla böyle bir sistemin kullanımındaki avantaj, daha hafif olan beton elemanların taşımaya elverişliliği ve bağlantıların yapı kullanıcılarına rahatsızlık vermeden kolaylıkla gerçekleştirilebilmesidir.

Güçlendirilmiş deney çerçevelerinden üçüncüsü için 10 cm kalınlığındaki yerinde dökme betonarme perde duvar tasarlanmıştır. Dolgu duvar betonunun deney günündeki tek eksenli basınç dayanımı birinci kat için 22 MPa, ikinci kat için 21 MPa olarak belirlenmiştir. Boyuna donatı oranı %0.48, enine donatı oranı %0.25 olan beton dolgu duvarın ankrajları Türk Deprem Yönetmeliği'ne (TDY 2007) uygun olarak tasarlanmıştır. Beton dolgu duvar, temele ve kirişlere 10 mm, kolonlara ise 8 mm çapındaki nervürlü çelik kullanılarak bağlanmıştır. Beton dolgu duvar ve ankraj detayları bu çalışmanın 4. Bölüm'ünde verilmiştir.

8.3. DENEY SONUÇLARI

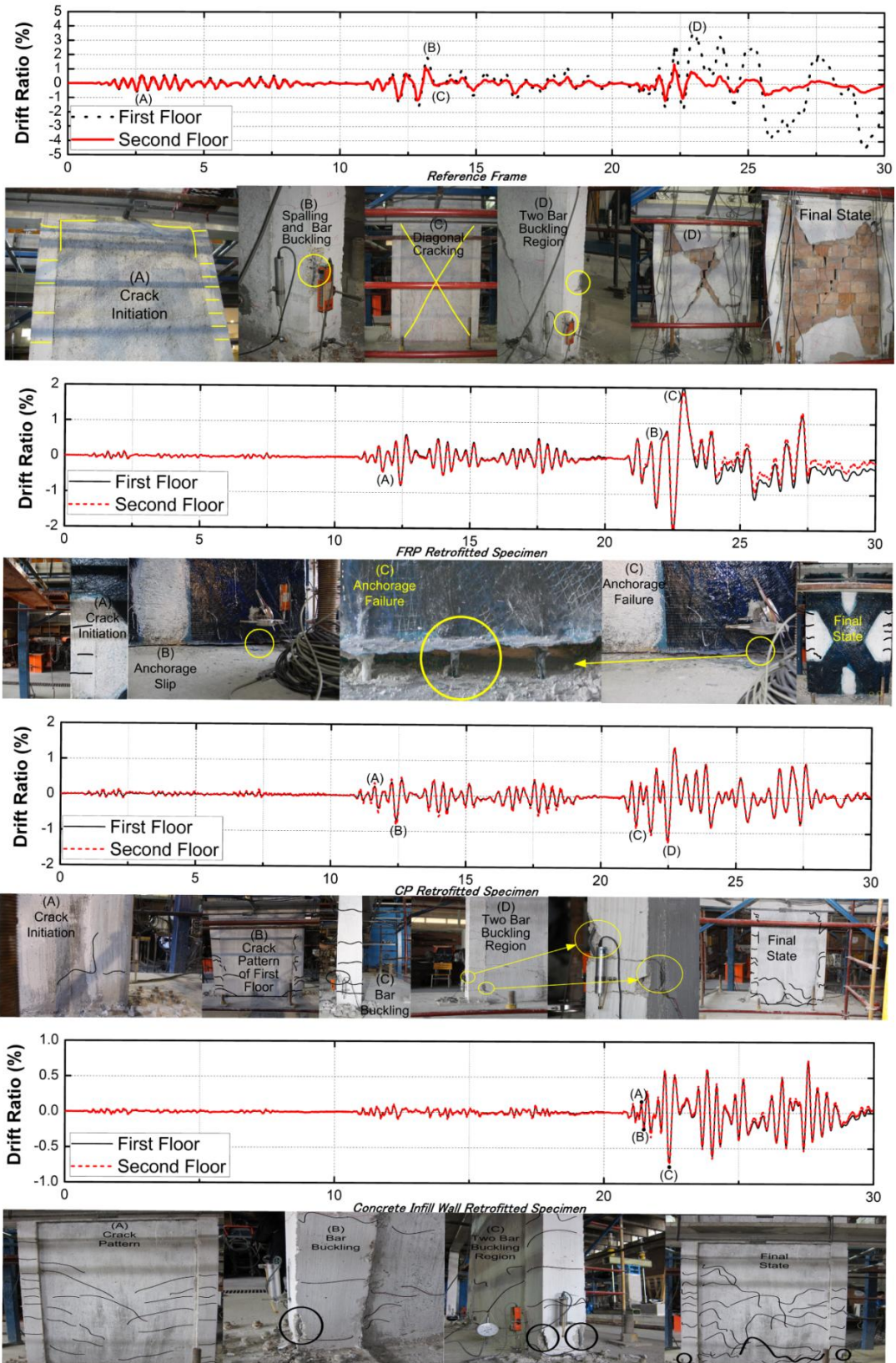
Tüm deney düzeneklerinin deplasman zaman tanımları Şekil 8.2.'de verilmiştir. Her iki katın maksimum deplasman değerleri tüm yer hareketi için (%50, %100 ve %140) grafikler üzerindeki tablolarda belirtilmiştir.



Şekil 8.2 Tüm deney düzenekleri için deplasman zaman tanımları

Tüm numunelerinin her bir yer hareketi için ölçülen katlararası öteleme oranları ve gözlemlenen hasarın resimleri Şekil 8.3.'te gösterilmiştir.

Tüm numuneler %50 ölçekli yer hareketi altında az hasar görmüştür. Referans numunede gözlemlenen en önemli hasar dolgu duvar ile sınır çerçeve elemanları arasındaki arayüz çatlaklarının oluşumudur. Ulaşılan maksimum katlar-arası öteleme oranı referans numune için yaklaşık %0.7 iken bu oran LP ve PBP ile güçlendirilmiş numuneler için yalnızca %0.1, beton dolgu duvar yöntemi içinse yalnızca %0.04 düzeyindedir. %100 Düzce depremi yer hareketi altında referans, LP ve PBP numuneler kayda değer düzeyde elastik olmayan deformasyonlar göstermiştir. Referans çerçevedeki hasar, dolgu duvarda kayda değer düzeyde diyagonal çatlaklar ve kolon tabanlarındaki plastik mafsal bölgelerinde beton kabuğun dökülmesi şeklindedir. Diğer taraftan, LP ile güçlendirilmiş çerçeve LP ankrajlarındaki kaymadan kaynaklanan devrilme etkisi ile PBP ile kıyasla daha fazla tepe deplasmanları göstermiştir. PBP ile güçlendirilmiş numunede sınırlayan kolonlardan yayılan eğimli çatlakların yanı sıra arayüz çatlakları gözlemlenmiştir. Oysaki beton dolgu duvar ile güçlendirilmiş numunede aynı yer hareketi altında kayda değer herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir. Referans çerçeve için %1.7 olan maksimum katlar arası öteleme oranı LP, PBP ve beton dolgu duvar uygulamalarıyla sırasıyla %0.8, %0.5 ve %0.1'e düşmüştür. Son yer hareketi düzeyi (%140) referans çerçeveyi göçme durumuna yaklaştırmıştır. Dolgu duvar üzerindeki sıva tamamıyla ayrılmış ve dolgu duvar düzlem dışı göçmeye hassas hale gelmiştir. Dolgu duvarın katılımı %140 ölçekli yer hareketi altında tamamıyla ortadan kalkmıştır. Çerçevenin iç kolonları, ileri derecede hasar görmüş olup gözle görülür düzeyde donatı burkulması oluşmuştur. Dolgu duvarın tahribatının ardından yumuşak kat mekanizması oluşumu gözlemlenmiştir. Bu durum sonucunda birinci katta %4.2'lik öteleme oranı oluşurken, ikinci kattaki öteleme oranı yalnızca %1.3 düzeyinde kalmıştır. Aynı yer hareketi için, LP ile güçlendirilmiş çerçeve sınırlı ölçüde hasar göstermiş, gözlemlenen en önemli durum taban seviyesinde bulunan LP ankrajlarındaki kayma problemidir. Akrajlardaki kopmaya rağmen, LP'lerin çapraz bağlanması, dolgu duvarın bozulmadan kalmasını ve yanal dayanıma önemli ölçüde katkıda bulunmasını sağlamıştır. Diğer taraftan PBP ile güçlendirilmiş numune, duvar- kolon bağlantı yüzeylerinde şiddetli çatlamlar göstermiştir. Dolgu duvarla güçlendirilmiş numune, iç kolonlarda boyuna donatı burkulması göstermiştir. Duvar yüzeylerindeki eğimli çatlaklar kolonlardan duvar tabanına doğru yayılmaktadır.



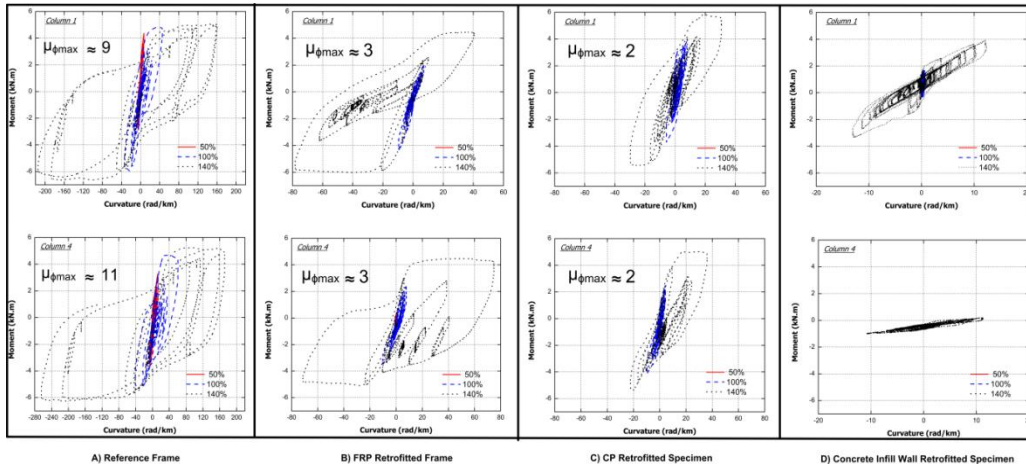
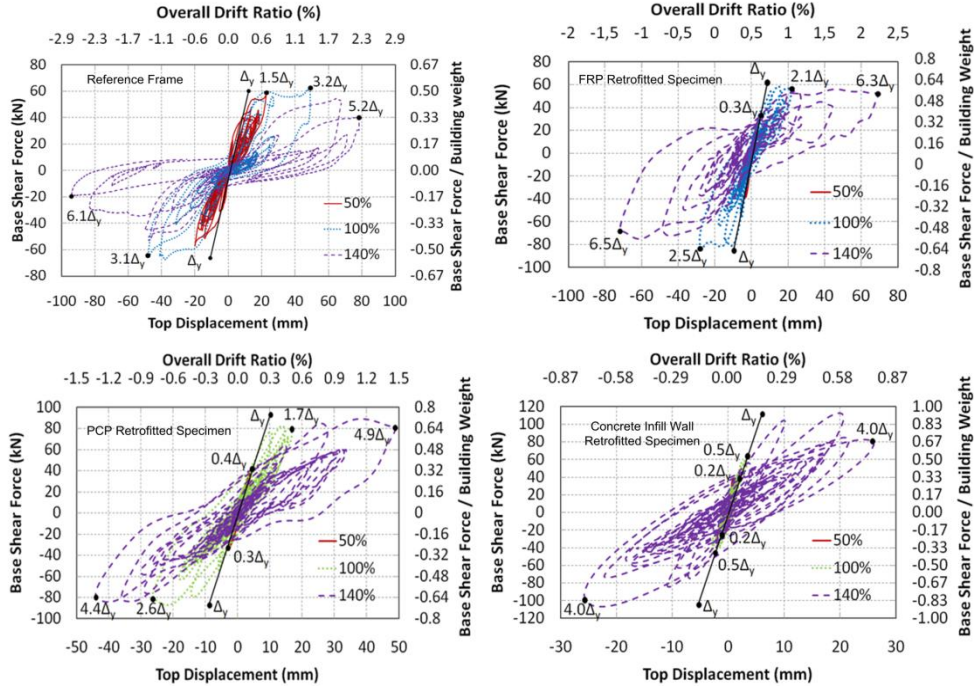
Şekil 8.3 Deney Elemanlarının öteleme oranları ve gözlemlenen hasarları

LP ve PBP ile güçlendirilmiş numunelerin eriştiği maksimum katlar arası öteleme oranı %2 değerinin altında kalmıştır. Diğer taraftan, beton dolgu duvarla güçlendirilmiş numunede görülen öteleme oranları %0.75'in altında kalmıştır.

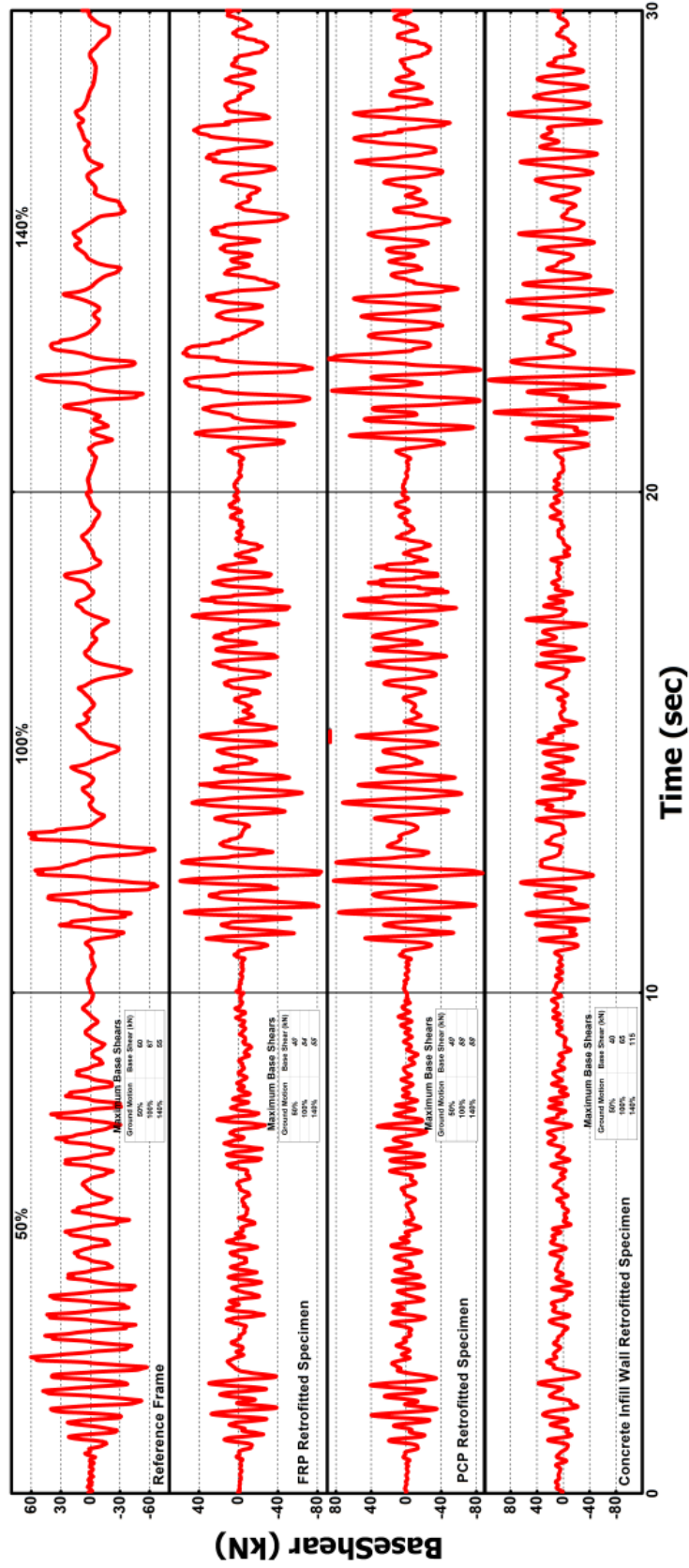
Üç numune için taban kesme kuvveti-üst kat deplasmanı tepkileri Şekil 8.4.'te gösterilmiştir. Δ_y değeri, orjinden başlayıp başlangıç yükleme eğrisi üzerinde maksimum yük taşıma kapasitesinin %75'ine karşılık gelen noktaya uzatılan doğru yardımıyla hesaplanmıştır. Δ_y değeri referans, LP ile güçlendirilmiş, PBP ile güçlendirilmiş ve beton dolgu duvarla güçlendirilmiş çerçeveler için sırasıyla 15, 12, 11 ve 6.5 cm olarak belirlenmiştir. Referans çerçeve %100 yer hareketi altında, taban kesme kuvveti kapasitesine, yanal dayanımında önemli herhangi bir düşme olmaksızın deplasman süneklik değeri 3 iken ulaşmıştır. %140 ölçekli deneyde, yanal dayanım değeri, akma deplasmanının yaklaşık 6 katına ulaşıldığı esnada maksimum dayanımın %30'u mertebesinde düşüş göstermiştir. %100 ölçekli deneyde, LP ile güçlendirilmiş numune, taban kesme kuvveti kapasitesine, önemli herhangi bir yanal dayanım düşüşü göstermeksizin, deplasman süneklik değerinin 2 olduğu esnada ulaşmıştır. %140 ölçekli deneyde, LP ile güçlendirilmiş çerçeve, yanal dayanımını büyük ölçüde korumuştur. Yanal dayanım, maksimum dayanım değerinin %88 'ine, deplasman değeri akma deplasmanının yaklaşık 6.5 katı olduğu esnada düşmüştür. %100 ölçekli deneyde, PBP ile güçlendirilmiş numune, taban kesme kuvveti kapasitesine, önemli herhangi bir yanal dayanım düşüşü göstermeksizin, deplasman süneklik değerinin 2.6 olduğu esnada ulaşmıştır. %140 ölçekli deneyde, PBP ile güçlendirilmiş numune, yanal dayanımını korumuştur. Deplasman süneklik değerinin 5 olduğu esnada yanal dayanımda herhangi bir düşüş gözlemlenmemiştir. Beton dolgu duvarla güçlendirilmiş yapı, %140 ölçekli yer hareketi altında, taban kesme kuvveti kapasitesine ulaşmıştır. Deplasman süneklik değerinin 4 olduğu esnada önemli herhangi bir yanal dayanım düşüşü gözlemlenmemiştir.

Birinci kat dış kolonlarının alt uçlarında elde edilen moment eğrilik ilişkileri Şekil 9.5.'te gösterilmiştir. Kolon taban eğrilikleri, dört numuneden hiçbirinde dış kolonlarda %50 ve % 100 ölçekli yer hareketi altında boyuna donatı akması oluşmadığını göstermektedir. %140 ölçekli yer hareketi altında ölçülen kolon talepleri; kolon alt uçlarında plastik mafsal oluşumuna işaret etmektedir. Kolon tabanlarındaki maksimum süneklik talepleri; referans çerçeve için 9 ila 11 civarında, LP ile güçlendirilmiş numunede 3, PBP ile güçlendirilmiş numunede 2 olarak belirlenmiştir. Beton dolgu duvarla güçlendirilmiş numunede boyuna donatı akması

gözlemlenmemiştir. Bununla birlikte, kolon yanal yük taşıma kapasitesinde önemli herhangi bir düşüş görülmemiştir.

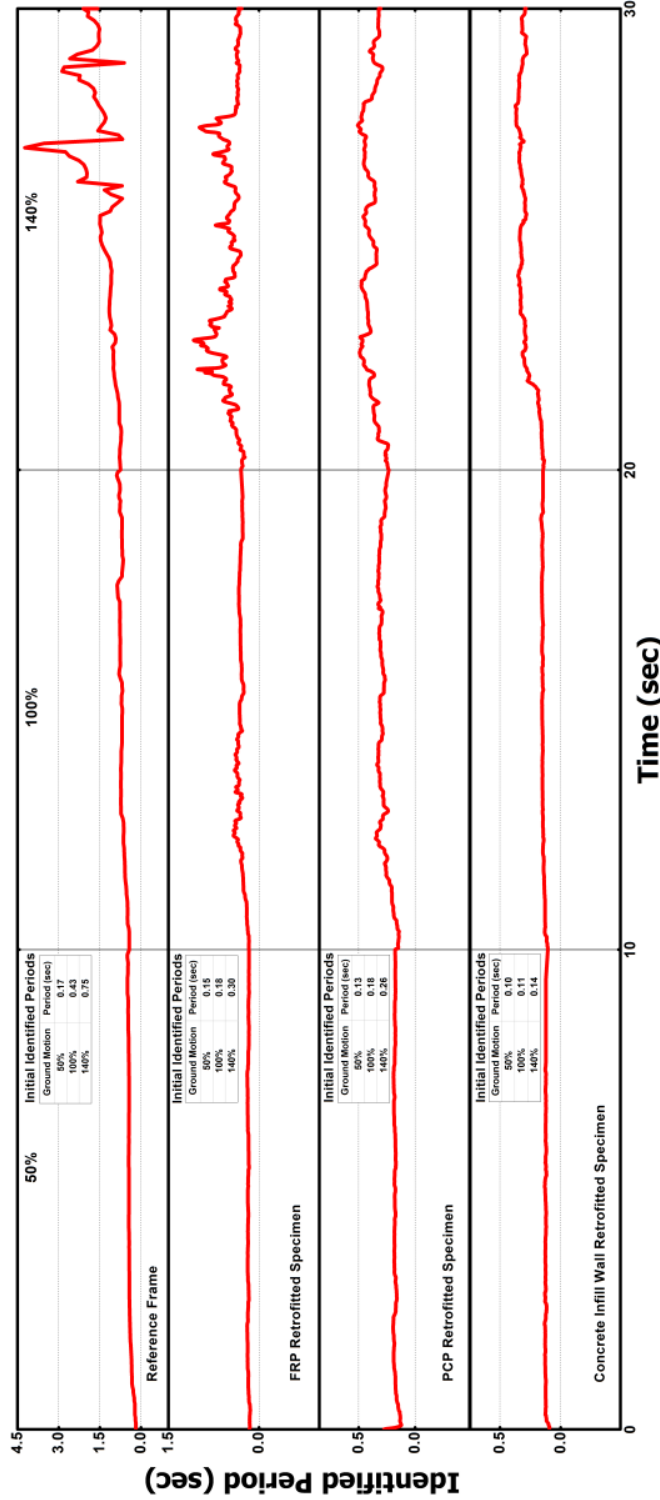


Tüm numunelerin taban kesme kuvveti zaman tanımları Şekil 8.6'da gösterilmiştir. %50, %100 ve %140 ölçekli yer hareketleri altındaki maksimum taban kesme kuvveti değerleri grafikler üzerindeki tablolarda verilmiştir.



Şekil 8.6 Deney elemanlarının taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi

Zaman tanımındaki doğal periyot değişimi deneylerde ölçülen geri besleme kuvvetleri kullanılarak Molina vd.(1999) tarafından önerilmiş yöntemle belirlenmiştir. Saptanan periyot değişimleri Şekil 8.7'de verilmiştir. Test numunelerinin başlangıç periyotları şekil üzerinde bulunan tablolarda gösterilmiştir.



Şekil 8.7 Deney elemanlarının periyot-zaman ilişkisi

9. BÖLÜM

SONUÇLAR

- Test çerçeveleri, Duzce yer hareketinin üç farklı ölçeğinde (%50, %100 ve %140) sırasıyla düşük hasar, orta hasar ve de ağır hasar görmüştür.
- Daha iyi dayanım ve rijitlik göstermesi için tasarlanan güçlendirilmiş çerçeveler referans çerçeveye kıyasla makul davranış göstermiştir. Ön üretilmiş beton panellerle ve betonarme dolgu duvarlarla güçlendirilmiş çerçeveler daha düşük deplasman sünekliği talebi oluşmuştur. Lifli polimerlerle güçlendirilmiş çerçeve ise tuğla duvarı bir bütün tutmada ve de sallanma etkisi göstererek enerjiyi sönmleme açısından faydalı olmuştur.
- Tuğla duvarın, yatay dayanıma katkısı %65 civarında olmuştur. Tuğla duvarın, %1 genel ötelenme ve %2 kat ötelenmesinde ağır hasar almasından sonra, Referans çerçevede yumuşak kat oluşumu gözlemlenmiştir. Deney sonundaki ciddi seviyedeki yatay dayanım kaybı ve tuğla duvarın düzlem dışı göçme eğimli ile iç kolonlardaki ağır hasar, yapının son haline karar verirken tuğla duvarlarını önemini göstermiştir.
- Lifli polimerle güçlendirilmiş çerçevede temel ankrajlarının kaymasından sonra yatay dayanımda düşüş yaşanması, lifli polimer uygulamalarında ankrajın önemini göstermiştir.
- Ön üretilmiş beton panellerle güçlendirilmiş çerçeve, alt katın üçte birlik kısmında oluşan ciddi yatay çatlaklardan hemen sonra dayanımını göstermiştir. Bu deneyde, yatay dayanımda ciddi bir hasar gözlemlenmeden 5 deplasman sünekliğine ulaşılmıştır. Bundan dolayı, bu yöntem kat ötelenmelerini kısıtlayarak güvenli bir şekilde uygulanabilir.
- Betonarme dolgu çerçeve kıyasla daha fazla rijitlik göstermiştir. Bu deneyde 4 deplasman sünekliği gözlenip daha fazla yatay kuvvet kapasitesi oluşmuştur.

- Tanımlanan periyot değişimindeki ani sıçramalar fiziksel hasarların iyi birer göstergesidir. Kat ötelenmelerinin daha iyi kontrol edilmesi ve yatay dayanımın korunması sayesinde betonarme dolgulu çerçeve daha dengeli bir periyot-zaman eğrisi göstermiştir.
- Düşük ölçekli yer hareketinde en yüksek kat ivmesi referans çerçevede oluşmuştur. Diğer bir taraftan, %100 ve %140 ölçekli deneylerde kat ivmelenmeleri bütün çerçeveler için benzer oluşmuştur. Sonuç olarak, güçlendirme yöntemleri kat ivmelenmelerini artırmayarak kullanım yönünden elverişli bir yapı oluşturmuştur.

KAYNAKÇA

- Akin E., Ozcebe G. and Ersoy U. "Strengthening of Brick Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) Sheets" *Seismic Risk Assessment and Retrofitting with special emphasis on existing low rise structures*, edited by Ilki A., Karadogan F., Pala S. and Yuksel E, Springer Netherlands, (2009). pp. 367-386.
- Aktan H.M. "Pseudo-dynamic testing of structures.", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 112, (1986). pp. 183-190.
- Albert, M. L., Elwi, A. E., and Cheng, J. J. "Strengthening of unreinforced masonry walls using FRPs." *J. Compos. Constr.*, 5(2), (2001). 76–84.
- Altin, S. "Strengthening of Reinforced Concrete Frames With Reinforced Concrete Infills", A Doctor of Philosophy Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, (1990).
- Aoyama, H., Kate, D., Katsurnata, H., Hosokawa, Y. "Strength and Behavior of Postcast Shear Walls for Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings" *List of Manuscripts Submitted to Eighth WCEE in San Francisco 7/1984*, Aoyama Laboratory, Department of Architecture, University of Tokyo, Hongo, Bunkyo-ku, Tokyo 113, Japan (1984).
- Baran, M. "Precast Concrete Panel Reinforced Infill Walls for Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Framed Structures", A Doctor of Philosophy Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey(2005).
- Binici B., Ozcebe G. and Ozcelik R. "Analysis and design of FRP composites for seismic retrofit of infill walls in reinforced concrete frames", *Composites Part B: Eng* 38 (5–6), (2007). 575–583.
- Biskinis, D. and Fardis, M. N. "Upgrading of Resistance and Cyclic Deformation Capacity of Deficient Concrete Columns." *Seismic Risk Assessment and Retrofitting* edite by Ilki A., Karadogan F., Pala S. and Yuksel E., Springer Netherland, (2009). pp. 307-328.

- Bursi, O.S., Shing, P.B. "Evaluation of Some Implicit Time-Stepping Algorithms for Pseudodynamic Tests", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, (1996). pp. 333-355.
- Canbay E., Ersoy U., Tankut T. " A Three-Component Force Transducer for RC Structural Testing." *Engineering Structures*, 26, (2004). pp. 257-265.
- Canbay, E., Ersoy, U., and Ozcebe, G. "Contribution of RC infills to the seismic behavior of structural systems" *ACI STRUCTURAL JOURNAL* 100 (5), (2003). pp. 637–643.
- Chang, S. "Explicit Pseudodynamic Algorithm with Unconditional Stability", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 128, No. 9, (2002). pp. 935-947.
- Darby, A.P., Blakeborough, A., Williams, M.S. "Real-Time Substructure Tests Using Hydraulic Actuator", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 125, No. 10, (1999). pp. 1133-1139.
- Di Ludovico M., Prota A., Manfredi G. and Cosenza E. "Seismic Strengthening of an Under-Designed RC Structure with FRP" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, (2008). 141-162.
- Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H., and Velazquez-Dimas, J. I. "Behavior of retrofitted URM walls under simulated earthquake loading." *J. Compos. Constr.*, 3(3), (1999). 134–142.
- Erdem, I., Akyuz, U., Ersoy, U. and Ozcebe, U. "A Comparative Study on the Strengthening of Frames" *Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings*, edited by Wasti S.T., Ozcebe G., (2003). pp. 305-334.
- Frosch R, Li W, Jirsa J and Kreger M. "Retrofit of non-ductile moment-resisting frames using precast infill wall panels." *Earthquake Spectra* (12), (1996). 741-760.
- Frosch, R.J., Jirsa, J. O., Kreger, M. E. "Experimental Response of a Precast Infill Wall System", *Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings* Edited by Wasti S.T. and Ozcebe G., Vol. 29, (2003). pp.383- 406.

- Hamilton III, H. R., Holberg, A., Caspersen, J., and Dolan, C. W. "Strengthening concrete masonry with fiber reinforced polymers."4th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymer (FRP) for Reinforced Concrete Structures, ACI SP-188, Baltimore, (1999). 1103–1115.
- Jirsa, J.O. and Kreger, M. "Recent Research on Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Structures," Proceedings, ASCE Structures Congress, Vol. 1 (1989).
- Julio, E. N. B. S., and Branco, F.A.B., and Silva, V. D. "Reinforced concrete jacketing interface influence on monotonic loading response." *ACI Struct. J.*, 102(2), (2005). 252-257.
- Kalkan, E. and Gulkan, P. "Site-dependent spectra derived from ground motions records in Turkey, *Earthquake Spectra*, 20(4), (2004). 1111-1138.
- Laursen, P. T., Seible, F., Hegermier, G. A., and Innamorato, D. "Seismic retrofit and repair of masonry walls with carbon overlays." *Non-metallica (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Rilem (1995).
- Mahin, S.A., Shing, P.B "Pseudodynamic Method for Seismic Testing", *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 7 , (1985). pp. 1482-1503.
- Mahin, S.A., Shing, P.B., Thewalt, C.R. Sz Hanson, R.D. "Pseudodynamic test method: current status and future directions." *J. Struct. Engng*115, (1989). pp. 2113-2128.
- Miller J.T., Reaveley L.D. "Historic hotel Utah remodel and seismic upgrade." *Seismic Rehabilitation of Concrete Structures*, edited by Sabnis G.M., Shroff A.C., Khan, L.F.,SP-160, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, (1996). pp. 115–145.
- Molina F. J., P. Pegon and G. Verzeletti "Time-domain identification from seismic pseudodynamic test results on civil engineering specimens." 2nd International Conference on Identification in Engineering Systems, University of Wales, Swansea (1999).
- Nakashima, M. "Part 1: Relationship between Integration Time Interval and Response Stability in Pseudo Dynamic Testing", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Transactions of AIJ, No. 353, pp. 29-34 (1985a).

- Nakashima, M. "Part 2: Relationship between Integration Time Interval and Accuracy of Displacement, Velocity, and Acceleration Responses in Pseudo Dynamic Testing", *Journal of Structural and Construction Engineering, Transactions of AIJ*, No. 358, (1985b). pp. 35-40.
- Nakashima, M., Kaminosono, T., Ishida, M, Ando, K. "Integration Techniques for Substructure Pseudo Dynamic Test", 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs CA (1990).
- Nakashima, M., Kato, H., Takaoka, E. "Development of Real-Time Pseudo Dynamic Testing", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, (1992). pp. 79-92.
- Ozcan O., Binici B. and Ozcebe G. "Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns with carbon fiber-reinforced polymers.", *Eng Struct* **30** (6), (2008). pp. 1632–1646.
- Ozcebe G., Ersoy U., Tankut T., Erduran E., Keskin R.S., Mertol H.C "Strengthening of brick-infilled RC frames with CFRP." TUBITAK 536, Structural Engineering Research Unit Report, No. 2003-01; . (2003). p. 67.
- Pantelides, C. P., Gergely, J., Reaveley, L. D., and Volnyy, V. A. "Retrofit of RC bridge pier with CFRP advanced composites." *J. Struct. Eng.*, 125(10), (1999). 1094-1099.
- Peek, R., Yi, W. H. "Error Analysis for Pseudodynamic Test Method. I: Analysis", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 116, No. 7, (1990). pp. 1618-1637.
- Schwegler, G. "Masonry construction strengthened with fiber composites in seismically endangered zones." 10th European Conference on Earth Engineering, (1995). pp. 2299-2303.
- Shan, B., Xiao, Y., and Guo, Y. "Residual performance of FRP-retrofitted RC columns after being subjected to cyclic loading damage." *J. Compos. Constr.*, 10(4), (2006). 304-312.
- Shing, P. B., Mahin, S. A. "Cumulative Experimental Errors in Pseudodynamic Tests", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, (1987). pp. 409-424.

- Shing, P. B., Vannan, M.T. "Implicit Time Integration for Pseudodynamic Tests: Convergence and Energy Dissipation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, (1991). pp. 809-819.
- Sonuvar, M. O. "Hysteretic Response of Reinforced Concrete Frames Repaired By Means of Reinforced Concrete Infills", A Doctor of Philosophy Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey (2001).
- Takanashi k., Udagawa K., Seki M., Okada T. and Tanaka H. "Nonlinear earthquake response analysis of structures by a computer-actuator on-line system." *Bull. Earthquake resist. Struct. Res. Center*, Tokyo, Japan (1975).
- Tankut, T., Ersoy, U., Ozcebe, G., Baran, M. and Okuyucu, D. (2005). "In Service Seismic Strengthening of RC Framed Structures" *Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings*, International Closing Workshop, NATO Project SfP 977231, Istanbul, Turkey.
- Tumialan, J. G. "Strengthening of masonry structures with FRP composites." *Doctoral dissertation*, Univ. of Missouri-Rolla, Rolla, Mo (2001).
- Turk, A. M. "Rehabilitation of Reinforced Concrete Infill Walls", A Doctor of Philosophy Thesis in Civil Engineering, Bogazici University, Istanbul, Turkey (1998).
- Elkhoraibi, T., and Mosalam K.M., Towards error-free hybrid simulation using mixed variables. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(11), (2007). 1497-1522.
- Elkhoraibi, T., and Mosalam K.M. "Towards error-free hybrid simulation using mixed variables" *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(11), (2007). 1497-1522.
- Bertero, V.V., Aktan, A.E., Charney, F.A: and Sause, R. "Earthquake simulation tests and associated studies of a 1/5th-scale model of a 7-story R/C frame-wall test structure." *Report No. UCB/EERC-84/05*, University of California, Berkeley, (1984). 180p.

TÜBİTAK
PROJE ÖZET BİLGİ FORMU

Proje No: 106M451
Proje Başlığı: DİNAMİK-BENZERİ DENEYLERLE YAPI GÜÇLENDİRME TEKNİKLERİNİN İRDELENMESİ
Proje Yürütücüsü ve Araştırmacılar: Prof. Dr. Güney Özcebe, Doç. Dr. Erdem Canbay, Doç. Dr. Barış Binici, Yrd. Doç. Dr. Özgür Kurç, Yrd. Doç. Dr. Burcu Burak
Projenin Yürütüldüğü Kuruluş ve Adresi: Orta Doğu Teknik Üniversitesi, 06531, Ankara.
Destekleyen Kuruluş(ların) Adı ve Adresi: TÜBİTAK; Atatürk Bulvarı No:221 06100 Kavaklıdere/ANKARA
Projenin Başlangıç ve Bitiş Tarihleri: 01.02.2007 – 01.06.2010
Öz (en çok 70 kelime) Üç farklı güçlendirme yönteminin iki katlı üç açıklıklı betonarme çerçeveler üzerindeki sismik performansı dinamik-benzeri deney yöntemi uygulanarak gözlemlenmiştir. Bütün deney elemanları Türkiye'deki inşaat uygulamalarında bulunan düz donatı, düşük beton dayanımı ve yetersiz sargı donatısı gibi sismik yetersizlikler göstermektedir. Türk deprem kodunda bulunan delikli tuğla duvarlara monte edilen Lifli Polimerler ve ön üretimli beton paneller ve betonarme duvar yöntemleri uygulanmıştır. Deney sonuçları, uygulanan deprem yükleri için güçlendirme yöntemlerinin başarısını onaylamıştır.
Anahtar Kelimeler: Dinamik-Benzeri Deney, Sismik Güçlendirme, Delikli Tuğla Duvarlar, Lifli Polimerler, Ön Üretimli Beton Paneller, Betonarme Dolgu Duvar
Fikri Ürün Bildirim Formu Sunuldu mu? Evet <input type="checkbox"/> Gerekli Değil <input checked="" type="checkbox"/> Fikri Ürün Bildirim Formu'nun tesliminden sonra 3 ay içerisinde patent başvurusu yapılmalıdır.

Projeden Yapılan Yayınlar:

G. Ozcebe, E. G. Kurt, B. Binici, O. Kurc, E. Canbay, U. Akpınar. "Performance Comparisons of Analytical Seismic Assessment Methods with a Pseudo Dynamic Test Results of a Deficient RC Frame." *ATC-SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*. San Francisco, California, December 9 -11, 2009.

E. Kurt, B. Binici, O. Kurc, E. Canbay, G. Ozcebe. "Performance Examination of Turkish Earthquake Code Based Strengthening Procedures by Pseudodynamic Testing." *International Conference on Seismic Risk Mitigation*. Istanbul, December 8-10, 2009

G. Ozcebe, B. Binici, O. Kurc, E. Kurt, E. Canbay. "Comparisons of Different Retrofit Techniques with Pseudo Dynamic Testing." *2010 US-CANADA joint conference on Earthquake Engineering*. Sunum için Kabul aldı. Toronto, Canada, 25-29 Jul 2010.

O. Kurc, B. Binici, E. Canbay, E. G. Kurt, G. Ozcebe. "Pseudo Dynamic Testing of Deficient RC Frames Retrofitted with Precast Panels." *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Sunum için Kabul aldı. Ohrid, Republic of Macedonia, August 30-September 3, 2010.

E. G. Kurt, B. Binici, O. Kurc, E. Canbay, G. Ozcebe and U. Akpınar. "Seismic Performance of a Reinforced Concrete Test Frame with Infill Walls." *Earthquake Spectra*, kabul edildi.

E. G. Kurt, B. Binici, O. Kurç, E. Canbay, G. Ozcebe. "Performance Comparisons of Non-Invasive Seismic Retrofit Techniques for Reinforced Concrete Frames with Infill Walls.", ASCE Structural Engineering'e sunuldu ve inceleme altında, Haziran 2010.