

Betonarme Manto Uygulamasının Prefabrike Yapıların Deprem Performansına Etkisi

Cihan SOYDAN¹, Hasan ÖZKAYNAK²

¹Namık Kemal Üniversitesi, Çorlu Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 59850, Tekirdağ, Türkiye
²Beykent Üniversitesi, Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 34398, İstanbul, Türkiye

(Alınış / Received: 15.09.2018, Kabul / Accepted: 10.05.2019, Online Yayınlanma / Published Online: 30.08.2019)

Anahtar Kelimeler

Betonarme mantolama,
Prefabrike yapılar,
Dinamik analiz,
Taban kesme kuvveti,
Şekil değiştirme düzeyi

Özet: Ülkemizdeki sanayi yapıların çoğunluğunu, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde moment aktarımı olmayan tek katlı prefabrike sistemleri oluşturmaktadır. Yaşanmış depremler sonrasında yapılan gözlemler; prefabrike yapıların deprem etkisi altında yüksek yatay yerdeğiştirmeleri nedeniyle kolon-kiriş birleşim bölgelerinde ve yapı genelinde önemli hasarların oluştuğunu göstermiştir. Bu tip yapı sistemlerinin depreme karşı güçlendirilmesi, sadece yüksek maliyetli cihazlar için değil öncelikli olarak insan yaşamı açısından hayati önem taşımaktadır. Bu çalışmada betonarme (BA) mantolama yönteminin prefabrike yapıların deprem performansındaki rolü sayısal olarak incelenmiştir. Çalışmanın ilk bölümünde, literatürde deneysel sonuçları yer alan BA mantolu ve mantosuz kolonların nümerik modelleri oluşturulmuştur. Tersinir tekrarlı yerdeğiştirme protokolü etkisi altında yapılan deneylerden elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkileri, oluşturulan nümerik model sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Nümerik modeller, belirli yerdeğiştirme eşikleri arasında deneysel sonuçları iyi bir şekilde tahmin edilebilmektedir. Deneysel olarak kalibre edilmiş olan nümerik model, üç boyutlu sanayi tipi mevcut bir yapı sisteminin lineer olmayan dinamik analizlerinde kullanılmıştır. Sayısal sonuçlar, mantolama sayesinde prefabrike yapının ortalama en büyük ve en küçük görelî ötelemelerin %54 ile %72 arasında değişen oranlarda azaldığını göstermiştir. Mevcut yapının seçilen kolonları, birim şekildeğiştirme açısından değerlendirildiğinde; *güvenlik sınırı* (GV) civarında olan kesit performansının BA mantolama ile *minimum hasar sınırının* (MN) altına çekildiği görülmüştür.

The Effects of Reinforced Concrete Jacketing on the Earthquake Performance of Precast Structures

Keywords

Reinforced Concrete
Jacketing,
Precast Structures,
Dynamic Analysis,
Base Shear Force,
Strain level

Abstract: The majority of industrial buildings located in our country consist of single-story precast systems with pinned beam-to-column connections. Observations made after earthquakes showed that due to high lateral displacement demands occurred under the effects of earthquake loads; significant damage was accumulated throughout the beam-to-column connections and whole structure. Strengthening such building systems against earthquake loads is not only crucial for high-cost devices and machinery but also very important in terms of human life as a priority. In this study, the effects of reinforced concrete (RC) jacketing technique on the global earthquake performance of precast structures was examined numerically. In the first part of the study, experimental results of bare and RC jacketed columns, which exist in the recent literature, were used as a benchmark for the development of numerical models. The force-displacement relations obtained from quasi-static experiments were compared with the numerical results. The numerical models are successful to estimate the experimental results within the range of distinct displacement levels. Validated numerical models were used for nonlinear dynamic analysis of an existing 3D precast system. Numerical results showed that the application of RC jacketing technique is effective to decrease the average maximum and minimum drift values by the ratios of 54-72%. Determinations of strain levels for the selected columns of the system showed that; the RC jacketing retrofitting technique is effective to increase the sectional performance by shifting the strain demands from *safety limit* (GV) to *minimum damage limit* (MN).

1. Giriş

Ülkemizde yeralan tek katlı geniş açıklıklı prefabrikte betonarme (BA) yapıların önemli bir bölümü endüstriyel amaçlı olarak kullanılmaktadır. Mevcut prefabrikte yapıların çoğunluğunun kolon-kiriş birleşim bölgeleri, moment aktarımı olmayacak şekilde tasarlanmakta olup temel bölgelerinde soket tipi birleşim detayı öngörülmektedir. Bu tip yapısal özellikleri nedeniyle özellikle 1998 deprem yönetmeliği öncesi inşa edilen prefabrikte yapıların çoğunluğunun deprem dayanımının yetersiz olduğu görülmektedir, [1].

Prefabrikte yapılarda gözlenen en önemli hasar tipleri; kolonların taban kesitlerinde eğilme tipi plastik mafsalların oluşması ve çatı seviyesinde oluşan büyük görelî hareketten dolayı çatı düzleminde bulunan yapı elemanlarının taşıyıcı sistemden deprem sırasında ayrılmasıdır, [2], [3]. Söz konusu hasar tipleri Şekil 1'de görülmektedir.



a) Taşıyıcı sistemin genel hasarı



b) Plastik mafsallaşma



c) Görelî hareket

Şekil 1: Prefabrikte yapı hasar tipleri [2, 3]

Prefabrikte yapıların çatı düzlem içi rijitliklerinin sağlanabilmesi ve çatıda yer alan yapı elemanlarının deprem sırasında görelî hareketlerinin azaltılması için Wang vd. [3], bir kablo sistemi önerisinde bulunmuştur. Bu kapsamda gerçekleştirilen analitik çalışmalarda; kablo sisteminin düzlem içi çatı rijitliğinin artırılmasında ve çatı görelî hareketinin azaltılmasında etkili olduğu görülmüştür. Düzlem için çatı rijitliğinin sağlanması; yapıya etkiyen atalet kuvvetlerinin tüm yapı boyunca düzgün dağılımı sağlanması ve yapı yatay rijitliğine katkıda bulunan kolon sayısının artmasından dolayı yapının genel performansını iyileştirmektedir. Prefabrikte yapıların kolonlarında betonarme mantolama uygulaması

yapılarak, kolonların taban kesitinde oluşacak plastik şekildeğiştirmelerin ve yapıdaki tepe yerdeğiştirme istemlerinin azalması, dolayısıyla yapılacak uygulamanın yapısal hasarın önlenmesi açısından etkili olacağı düşünülmektedir.

Prefabrikte yapıların güçlendirilmesinde BA mantolama uygulanması; pratik olması ve ekonomisi gibi özelliklerinden dolayı öne çıkmaktadır. Betonarme mantolama yöntemi, kesit alanlarının artırılmasıyla mantolanan yapı elemanlarının taşıma kapasitelerini artırarak ve yapının tepe yerdeğiştirme seviyesini kısıtlayarak, muhtemel deprem hasarını azaltmayı hedeflemektedir. Uygulama açısından bazı zorluklar içermekle beraber, kendinden yerleşen özelliği olan betonun kullanılmasıyla döküm, kalıp içerisinde segregasyon oluşturmadan ince bir manto kalınlığı ile yapılabilmektedir. Betonarme mantolama yöntemi ile ilgili olarak literatürde çok sayıda deneysel çalışma olmasına rağmen, yöntemin prefabrikte yapı performansına etkisinin tartışıldığı sınırlı sayıda nümerik çalışma bulunmaktadır. Marini ve Meda [4], 1/3 ölçekli BA perdelerin yüksek dayanımlı beton ve çelik malzeme kullanılarak mantolanması konusunda deneysel ve nümerik bir çalışma gerçekleştirmiştir. Deneysel sonuçlar, BA perdelerle 15 mm kalınlığında yüksek performanslı beton ile uygulanan mantolamanın, perde elemanların yapısal dayanımlarını, deformasyon kapasitesini ve sünekliğini önemli ölçüde artırdığını göstermiştir. Minafo [5] ve Minafo vd. [6] betonarme mantolanmış kare kesitlerin aksel yük ve eğilme etkisi altındaki eğilme dayanımının ve sünekliğinin hesaplanması için basitleştirilmiş bir yöntem önermiştir. Çalışma sonunda, gerilme bloğu esasına dayalı olarak önerilen yöntem ile belirlenen sonuçların deneysel sonuçlara oldukça yakın olduğu görülmüştür. Alejandra vd. [7], BA manto uygulanmasının köprü ayaklarının hasar görebilirliği üzerindeki etkisini, kırılma eğrileri kapsamında, 6 farklı güçlendirme durumu ve çok sayıda deprem senaryosu için nümerik olarak incelemiştir. Nümerik çalışmalar, her durum için BA mantolama etkisinin köprü ayağının kesme dayanımını artırdığını ve köprünün hasar görebilirliğini azalttığını göstermiştir. Dubey ve Kumar [8], kendinden yerleşen betonun ve çelik hasır tipi donatıların kullanıldığı manto uygulamasının BA silindirik kolonlar üzerindeki etkisini deneysel olarak incelemiştir. Deneysel sonuçları kendinden yerleşen betonun etkin olarak BA manto uygulamasında kullanılabileceğini ve bu durumda kolon elemanların aksel yük taşıma kapasitelerinin önemli ölçüde arttığını göstermiştir. Zayıf çekirdek betonu olan kesitin yüksek dayanımlı beton ile mantolanması durumunda manto uygulamasının sargılamaya etkisini arttırmadan dolayı kesitin şekildeğiştirme kapasitesinin arttığı görülmüştür. Kalogeropoulos ve Tsonos [9] yetersiz bindirme boyu ve etriye sıklaştırma aralığı olan kolon elemanlarda BA mantolama etkisinin belirlenmesi için bir seri deneysel çalışma tamamlamıştır. Betonarme mantolama uygulamasının yapıldığı numunelerin,

sargı ve bindirme boyu yetersizliği olan numunelere göre, sismik performansının önemli ölçüde arttığı görülmüştür. Yüce vd. [10] tam ölçekli prefabrike BA kolon numuneleri, sabit eksenel normal kuvvet etkisi altında statik olarak test etmiştir. Test edilen ağır hasarlı prefabrike kolon numuneleri, BA manto uygulanmasıyla onarım ve güçlendirme sonrasında aynı normal kuvvet ve yerdeğiştirme çevrimleri uygulanarak tekrar denenmiştir. Güçlendirmede uygulama kolaylığı açısından kendiliğinden yerleşen beton kullanılarak dört taraftan 7.5 cm kalınlığında betonarme mantolama uygulaması yapılmıştır. Kolonlar toplam yüksekliklerinin $\frac{1}{4}$ 'üne ve $\frac{1}{2}$ 'sine kadar mantolanmıştır. Mantolanan kolonların taşıma kapasiteleri orijinal kolonların kapasitesinin 1.5~2 katı düzeyine çıkmıştır. Deneysel çalışma sonuçları, boyuna donatıların kopmasıyla ağır hasar gören kolonların betonarme mantolama ile tekrar geri kazanılabileceğini göstermiştir. Thermou vd. [11, 12] betonarme manto uygulaması yapılmış kolon elemanların monotonik ve tersinir tekrarlı yükler etkisindeki eğilme davranışını belirlemek için, ara yüzeyler arasında gerçekleşen sıyrıma davranışını da dikkate alan, analitik bir model geliştirmiştir. Modelin davranışı belirlemedeki başarısı deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Yüzeyler arasında sıyrıma etkisinin modele dâhil edildiği durumda yük-yerdeğiştirme ilişkisinde oyulma etkisinin öne çıktığı bir davranış görülmekte olup, daha düşük bir enerji tüketimi gerçekleşmiştir. Arslan vd. [1], tarafından yapılan çalışmada 1999 Kocaeli depreminde tamamen göçmüş olan bir prefabrike yapı, Türk Deprem Yönetmeliği-1998 [13], UBC-97 [14] ve Eurocode-8-98 [15] kapsamında analiz edilmiştir. Çalışma sonunda TDY-98'e göre hesaplanan kapasite değerlerinin, diğerlerinin verdiği değerlere göre daha düşük kaldığı sonucuna varılmıştır. Eduardo vd. [16, 17] farklı özellikte yüzey hazırlıkları yapılan küçük ölçekli kolonları monotonik ve tersinir tekrarlı yerdeğiştirme etkileri altında test etmiştir. Deneysel sonuçları, eğilme momenti/kesme kuvveti oranının 1.0'den büyük olduğu ve eleman genişliğinin %17.5 değerinden az olduğu durumda bütünsel davranışın elde edilmesi noktasında, ara yüzey pürüzlülüğünün artırılması, ek çelik vb. bağlayıcı eleman gibi herhangi bir yüzey hazırlığı yapılmasına ihtiyaç olmadığını göstermiştir. İlki vd. [18] tarafından tam ölçekli BA manto uygulaması yapılmıştır. Kare kesitli kolon deneylerinden elde edilen sonuçlar, manto ve çekirdek kesit arasında ek bir önlem almaya gerek kalmadan mantolu kesitte bütünsel davranışın sağlanabildiğini göstermiştir. Ersoy vd. [19] betonarme mantolama uygulamasının etkisini araştırmak amacıyla kolon numuneleri üzerinde iki farklı grupta deneyler yapmıştır. Birinci grupta eşdeğer boyut ve donatı oranlarına sahip 4 kolon tek yönlü olarak eksenel yük etkisinde test edilmiştir. Bu deneyler sonrasında, hasar gören numuneler mantolanarak tekrar test edilmiştir. İkinci grup numunelerden 3 tanesi mantolanarak güçlendirilmiş, 2 tanesi monolitik olarak eşdeğer boyut ve donatı oranlarıyla üretilmiş ve eksenel yük ile eğilme etkisi

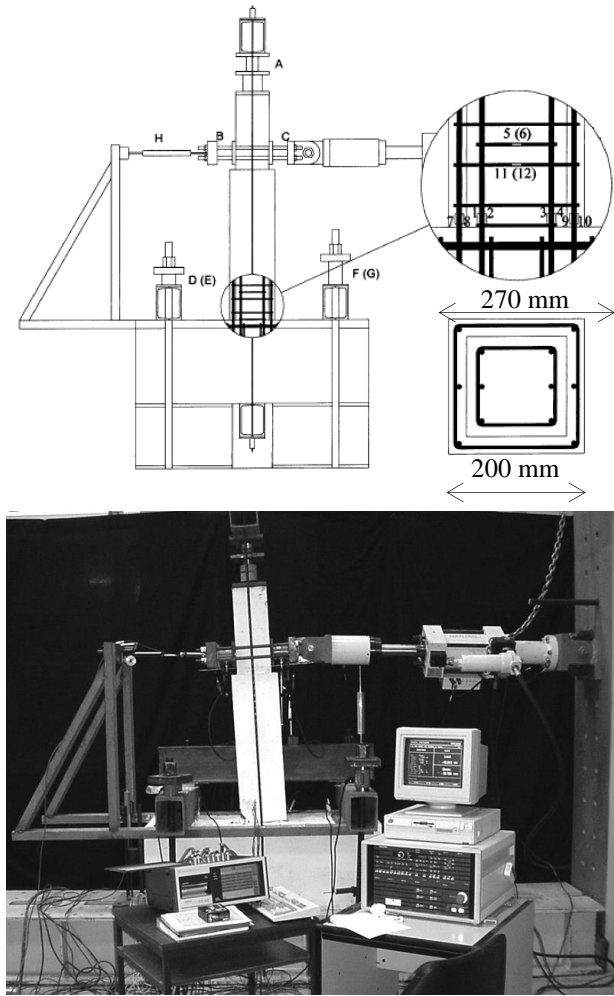
altında test edilmiştir. Tek yönlü ve çevrimsel deneylerden elde edilen sonuçlar, güçlendirilmiş kolon numunelerinin diğerlerine göre her durumda daha iyi performans sergilediğini göstermiştir. Rodriguez ve Park [20] 35×35 cm boyutlarında orijinal boyutlara sahip güçlendirilmemiş kolon numunelerini ve güçlendirilmiş kolon numunelerini statik olarak test etmiştir. Güçlendirilmemiş numunelerde enine donatılar düşük kalitede ve seyrek aralıklarla kullanılmıştır. Bu numunelerin kullanıldığı deney sonuçlarından dayanım kaybının görüldüğü sünek olmayan bir davranış gözlenmiştir. Hasar gören numuneler BA manto uygulamasıyla güçlendirildikten sonra tekrar test edilmiş olup bu durumda sünek davranış, yüksek dayanım ve görelilik olarak daha az dayanım kaybı elde edilmiştir. Vandomos ve Dritsos [21] betonarme manto uygulaması yapılmış numunelerde eksenel ön yüklemenin davranış etkisini deneysel olarak araştırmıştır. Yapılan çalışmada eksenel ön yüklemenin numune başlangıç rijitliğini azalttığını ancak ilerleyen adımlarda rijitlik kaybının önlenerek enerji tüketiminin ön yüklemeye yapılmamış durumlara göre arttığını göstermiştir. Öztürk vd. [22] boyutları ve zemin koşulları farklı olan iki sanayi yapısının doğrusal olmayan dinamik davranışını incelemiştir. Analiz sonuçları, tasarımın mevcut yönetmeliklere göre yapılmış olmasına rağmen, yönetmelikte öngörülen güvenlik sınırlarının aşılabildiğini göstermiştir. Mevcut literatürde BA mantolama uygulamasının prefabrike yapıların doğrusal olmayan davranışındaki etkisi sınırlı düzeyde araştırılmıştır. Bu çalışmada, literatürde yer alan bir deneysel çalışma esas alınarak BA mantolama için nümerik model oluşturulmuştur. Deneysel çalışmanın sonuçları ile sayısal çalışma sonuçları karşılaştırıldığında, modelin belirli yerdeğiştirme hedefleri eşiklerinde başarılı olduğu sonucuna varılmıştır. Oluşturulan nümerik modellerde kullanılan varsayımların tamamı üç boyutlu gerçek bir prefabrike yapının güçlendirilmiş modelinin oluşturulmasında kullanılmıştır. Doğrusal olmayan dinamik analizler, BA mantolama uygulamasının yapının deprem performansını önemli seviyede arttırdığını göstermiştir. BA mantolama uygulaması ile prefabrike yapının en büyük ve en küçük görelilik öteleme değerleri %54 ile %72 arasında değişen oranlarda azalmıştır. Şekildeğiştirme kapsamında yapılan değerlendirmeler, yalın durumdayken *güvenlik sınırı* (GV) performans seviyesi civarında olan kesitlerin mantolama uygulaması ile *minimum hasar sınırının* (MN) altına indiğini göstermektedir.

2. Betonarme Mantolu Kolon Kesiti için Analitik Modelin Oluşturulması

Betonarme mantolama uygulamasının kolon yüksekliği boyunca devam etmesiyle eksenel yükler hem çekirdek kesite hem de BA manto kesitine aktarılabilmektedir. Söz konusu uygulama kolonun belirli bir yüksekliğine kadar yapılırsa bütünsel kesitte sargı etkisinin oluşturulması

sağlanabilmektedir. Her iki durumda; kabuk betonun çekirdek kesitten sıyrılması, mantolamada ön yükleme etkisi, mantolamanın kesitin sargılanmasındaki etkisi ve boyuna donatılardaki burkulma olaylarından dolayı betonarme mantolu kesitin analitik olarak davranışının belirlenerek süneklik ve dayanım tahmininin yapılması oldukça karmaşık bir iştir [6]. Bu çalışmada, BA mantolu bir kesitin nümerik modelinin oluşturulması ve oluşturulan modelin doğrulanması için literatürde yer alan Eduardo vd. [16, 17] tarafından gerçekleştirilen kolon deneylerinin sonuçları kullanılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan deney düzeneği Şekil 2'de verilmiştir.

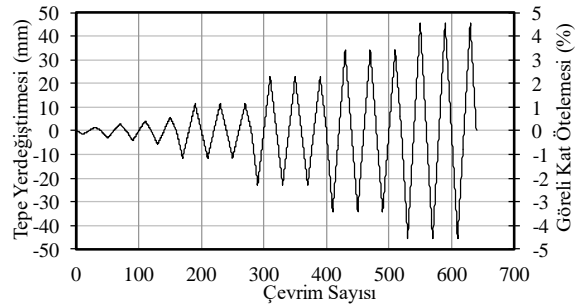
Bu çalışmalarda aynı deney düzeneği kullanılarak, yalın (M1) ve güçlendirilmiş (M5) numuneler tek yönlü ve çevrimsel yükler etkisi altında deneysel olarak incelenmiştir. Mantolu (M5) ve yalın (M1) kolonların tek yönlü ve çevrimsel yükler etkisi altındaki davranışının nümerik olarak belirlenmesi için *SeismoStruct* [23] yapı analiz programı kullanılmıştır.



Şekil 2. Deneysel düzeneği [17]

SeismoStruct, betonarme yapıların statik ve dinamik yük etkisi altında geometri ve malzeme açısından doğrusal olmayan davranışının modellenmesinde kullanılan ve sonlu elemanlar esasına dayalı olarak çalışan yapısal analiz programıdır. Analitik sonuçların doğrulanmasında yararlanılan deneysel çalışmada kullanılan numunelerinin kesit ve malzeme özellikleri ile donatı dağılımları Tablo 1.'de özetlenmiştir.

Kolonların nümerik modellerinde çekirdek ve manto kesitinde kullanılan beton için *Mander* [24] beton modeli, enine ve boyuna donatılar için *Menegotto-Pinto* [25] çelik modeli kullanılmıştır. Beton modeli tek eksenli, doğrusal olmayan ve sabit sargı etkisi içeren bir model olup ilk olarak Madas [26] tarafından belirtilen daha sonra Mander vd. [24] tarafından önerilen temel ilişkiyi ve Martinez-Rueda ve Elnashai [27] tarafından önerilen çevrimsel kuralları esas alacak biçimde oluşturulmuştur. Söz konusu beton modeline Mander vd. [24] tarafından önerilen sargılama etkisi ile ilgili çevrimsel kurallar eklenmiştir. Çelik davranış modeli Filippou vd. [28] tarafından tanımlanan izotropik pekleşme kuralları ile Menegotto ve Pinto [25] tarafından önerilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini birleştirmek suretiyle, Yassin [29] tarafından oluşturulmuştur. Eduardo vd. [16-17] çalışmalarında çevrimsel yerdeğiştirme protokolü ECCS [30] esaslarına göre akma yerdeğiştirmesinin belirli katları esas alınarak belirlenmiştir. Nümerik çalışmada ise aynı çevrim sayılarının kullanıldığı Şekil 3'te görülen yerdeğiştirme protokolü uygulanmıştır. Esas alınan akma yerdeğiştirme değeri tek yönlü olarak uygulanan yükleme etkisi altında belirlenmiştir [17].

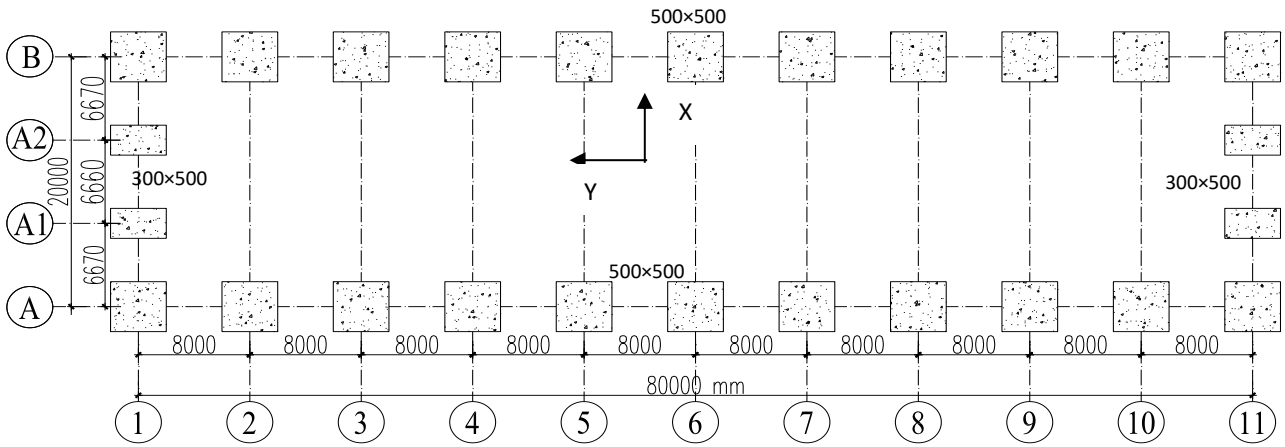


Şekil 3. Çevrimsel yerdeğiştirme protokolü

Kolon elemanların çevrimsel davranışının belirlenmesinde *SeismoStruct* [23] programının doğrusal olmayan statik çevrimsel ve itme analizi modülleri kullanılmıştır. Kesitlerin doğrusal olmayan davranışı program tarafından lif esasına dayalı olarak hesaplanan yayılı plastik şekildeğiştirme varsayımıyla otomatik olarak oluşturulduğu için ilave kesit analizine ihtiyaç duyulmamaktadır. Kolon elemanlar, geometri ve malzeme bakımından doğrusal olmayan özelliklere sahip elemanların modellenmesinde sıklıkla kullanılan yerdeğiştirme esaslı elastik olmayan çerçeve elemanlar olarak modellenmiştir.

Tablo 1. Deney numunelerinin fiziksel özellikleri [16, 17]

Çalışmalar Yükleme tipi Numune isimleri	Eduardo vd. [17] Monotonik		Eduardo vd. [16] Çevrimsel	
	Yalın Kolon (M1)	Güçlendirilmiş Kolon (M5)	Yalın Kolon (M1)	Güçlendirilmiş Kolon (M5)
Çekirdek Beton Dayanımı (MPa)	34.60	34.64	35.84	34.95
Manto Beton Dayanımı (MPa)	-	79.79	-	78.25
Boyuna ve Enine Donatıların Akma Dayanımı (MPa)	400	400	400	400
Kolon yüksekliği (mm)	1350	-	1350	-
Kolon boyutları (mm)	200×200	-	200×200	-
Çekirdek Kesitteki Boyuna Donatı	6Φ10	-	6Φ10	-
Çekirdek Kesitteki Enine Donatı	Φ6 /150	-	Φ6 /150	-
Manto Kesitindeki Boyuna Donatı	-	6Φ10	-	6Φ10
Manto Kesitindeki Enine Donatı	-	Φ 6 /75	-	Φ 6 /75
Manto Kalınlığı (mm)	-	35	-	35
Manto Yüksekliği (mm)	-	900	-	900
Eksenel Yük (kN)	170	170	170	170

**Şekil 4.** Prefabrike yapı taşıyıcı sistem kolon yerleşimi

3. Nümerik Çalışma

Çalışmanın bu bölümünde moment aktarmayan kolon-kiriş birleşimine sahip olan ve TDY 2007 [31] esaslarına uygun olarak tasarlanan, tek katlı prefabrike betonarme bir yapı modeli esas alınmıştır. Gerçekleştirilen dinamik analizlerle betonarme kolonlarda manto uygulamasının yapının genel deprem davranışına olan etkisi sayısal olarak irdelenmiştir. Nümerik modellerin oluşturulmasında ve sayısal çözümlerinde mantolama uygulamasının analitik modelinin de kurulmuş olduğu *SeismoStruct* yapı analizi programı kullanılmıştır. Yapı elemanlarında kullanılan beton sınıfı C30 ve donatı çeliği sınıfı ise S420'dir. Kabuk ve çekirdek beton davranışı için analitik modelde *Mander* beton modeli kullanılmıştır. Boyuna ve enine donatı davranışı ise *Menegotto-Pinto* çelik modeli ile temsil edilmiştir.

3.1 Prefabrike yapının analitik modeli

Sayısal çalışmalarda esas alınan yapı, prefabrike betonarme tek katlı çerçevelerden oluşan ve plandaki boyutları 20×80 m olan endüstriyel bir yapı türüdür. Yapı sisteminde x-x doğrultusunda 500×500 mm boyutlarında kolonların bulunduğu 11 adet, y-y doğrultusunda ise 2 adet ana (A, B) ve 300×500 mm

boyutlarında kolonların bulunduğu 2 adet tali (A₁, A₂) aks bulunmaktadır. Yapının plan görünümü Şekil 4'te verilmiştir. Tali akslar, yapının ön ve arka cephelerinde, cephe panellerinin bağlandığı kolonların yerleşimi için oluşturulan aksları ifade etmektedir.

Kenar ve iç aks çerçevelerinde kullanılan kare kesitli kolon (500×500 mm) elemanlar, geometri ve donatı bakımından özdeştir. Eğimli çatı kirişi, kesit yüksekliği mesnetlerde 461 mm ve açıklık ortasında 1640 mm olacak şekilde imal edilmiştir. Kirişler, kolonların uç bölgesinde oluşturulan kısa konsolların üzerine, kiriş ile kolon arasına 10 mm kalınlığında neopren ped konulmak suretiyle, yerleştirilmiştir. Kolonların toplam boyu 9.41 m ve kolonun soket temel içerisinde kalan boyu 1.20 m'dir. Dolayısıyla, kolon üst ucunun yerden yüksekliği 8.21 m olarak belirlenmiştir (Şekil 5). Kolon kesitinde, 4 adet 22 mm çapında boyuna donatı köşelerde, 4 adet 20 mm çapında boyuna donatı ise kenarlarda kullanılmıştır. Enine donatılar, 8 mm çapında olup kolon alt ve üst ucunda 100 mm aralık ile, orta bölgede ise 200 mm aralık ile yerleştirilmiştir. Kolon alt ucunda oluşturulan sıkılaştırma bölgesi uzunluğu 3.60 m olup, soket temel dışında kalan uzunluğu 2.40 m'dir. Kolon üst uç sıkılaştırma bölgesinin uzunluğu 900 mm'dir ve bu bölgenin 225

mm uzunluğundaki kısmı guse içerisinde yer almaktadır. Kolon orta bölgesinin uzunluğu ise 4.40 m'dir. Eğimli çatı kirişlerinin üzerine eğilme momenti aktarmayacak şekilde mesnetlenen aşık kirişlerinin boyutları özdeştir. Benzer şekilde, kolonların üzerine eğilme momenti aktarmayacak şekilde mesnetlenen oluk kirişlerinin boyutları da özdeştir.

Güçlendirilmiş durumda üç boyutlu yapı modeli; betonarme manto uygulamasının soketlerin bulunduğu temel seviyesinden, belirlenen bir kolon yüksekliğine ($h_{\text{manto}}=2.4\text{m}$) kadar uygulandığı düşünülerek kurgulanmıştır. Yalın ve güçlendirilmiş durumda oluşturulan her iki analitik modelde de kolon elemanların temel bağlantı noktalarının tüm serbestliklerde tutulu olduğu varsayımı yapılmıştır.

Yapının kısa doğrultusunda yer alan idealize edilmiş çerçeve modeli ve yapıya ait genel bilgiler özet olarak Şekil 5.'te verilmiştir.

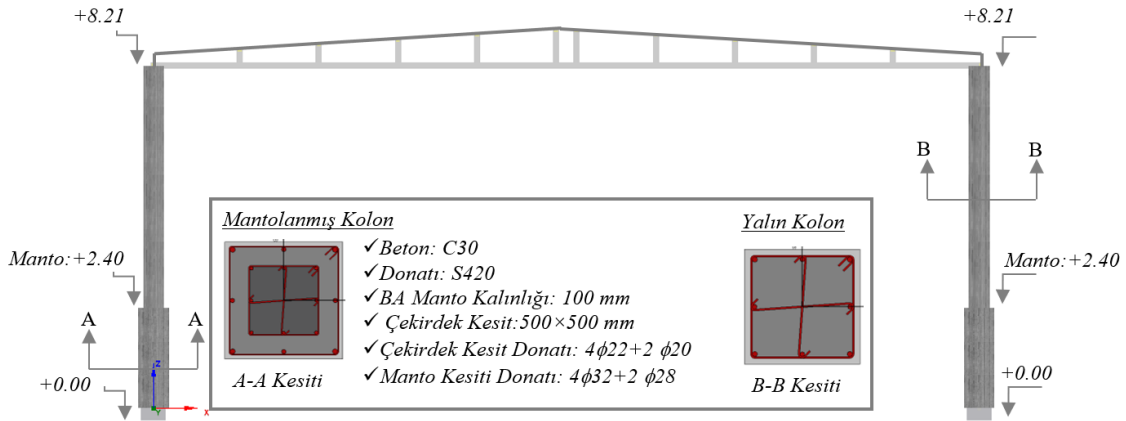
İncelenen prefabrike yapının üç boyutlu nümerik modeli Şekil 6.'da gösterilmektedir. Taşıyıcı sistemi meydana getiren tüm elemanlar, kesitleri ve sınır şartları ile nümerik model içerisine dâhil edilmiştir. Çatı kaplaması ağırlığı 12 kg/m^2 , yapıya etkiyen kar yükü 75 kg/m^2 olarak dikkate alınmıştır. Kar yükü, hareketli yük katılım katsayısı ($n=0.30$) kullanılarak yapı kütlelerine dâhil edilmiştir. Eleman öz ağırlıkları nümerik model içerisinde, eleman birim hacim ağırlıkları aracılığıyla temsil edilmiştir. Yalın ve betonarme mantolu yapının 1. doğal titreşim periyodu

sırasıyla 1.25 sn ve 1.10 sn olarak belirlenmiştir. Betonarme mantolama uygulaması, yapı titreşim periyodunu azaltmış yapının yatay rijitliğini arttırmıştır.

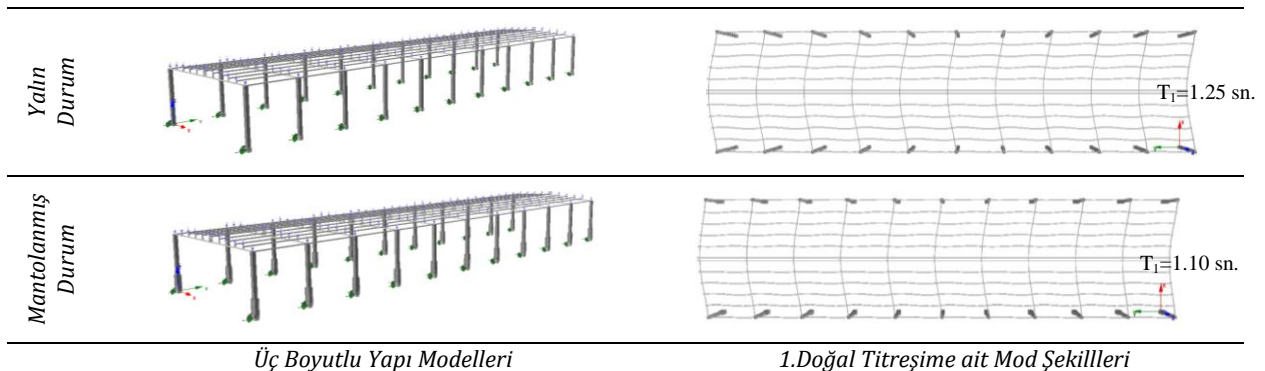
Eğik çatı kirişinin değişken kesitli biçimi, *SeismoStruct* programının sınırlarına bağlı kalınarak eğik çatı kirişi, oluk kirişi-eğik çatı kirişi ve aşık kirişi-eğik çatı kirişi birleşim noktaları arasında, 10 parçaya bölünerek temsil edilmiştir. Eğik çatı kirişinin her iki ucuna, kendi düzlemi içerisinde eğilme momenti mafsalı atanmıştır. Eğik çatı kirişi eksenine ile aşık konumlarının birleştirilmesi için, rijitlikleri büyük olan tali çubuk elemanlar atanmıştır. Aşık ve oluk kirişleri analitik modelde elastik çubuk elemanlar olarak tanımlanmıştır. Bu elemanların her iki ucuna, eğilme eksenleri etrafında eğilme momenti mafsalları atanmıştır.

3.2. Analitik modelin deney sonuçlarıyla karşılaştırılması

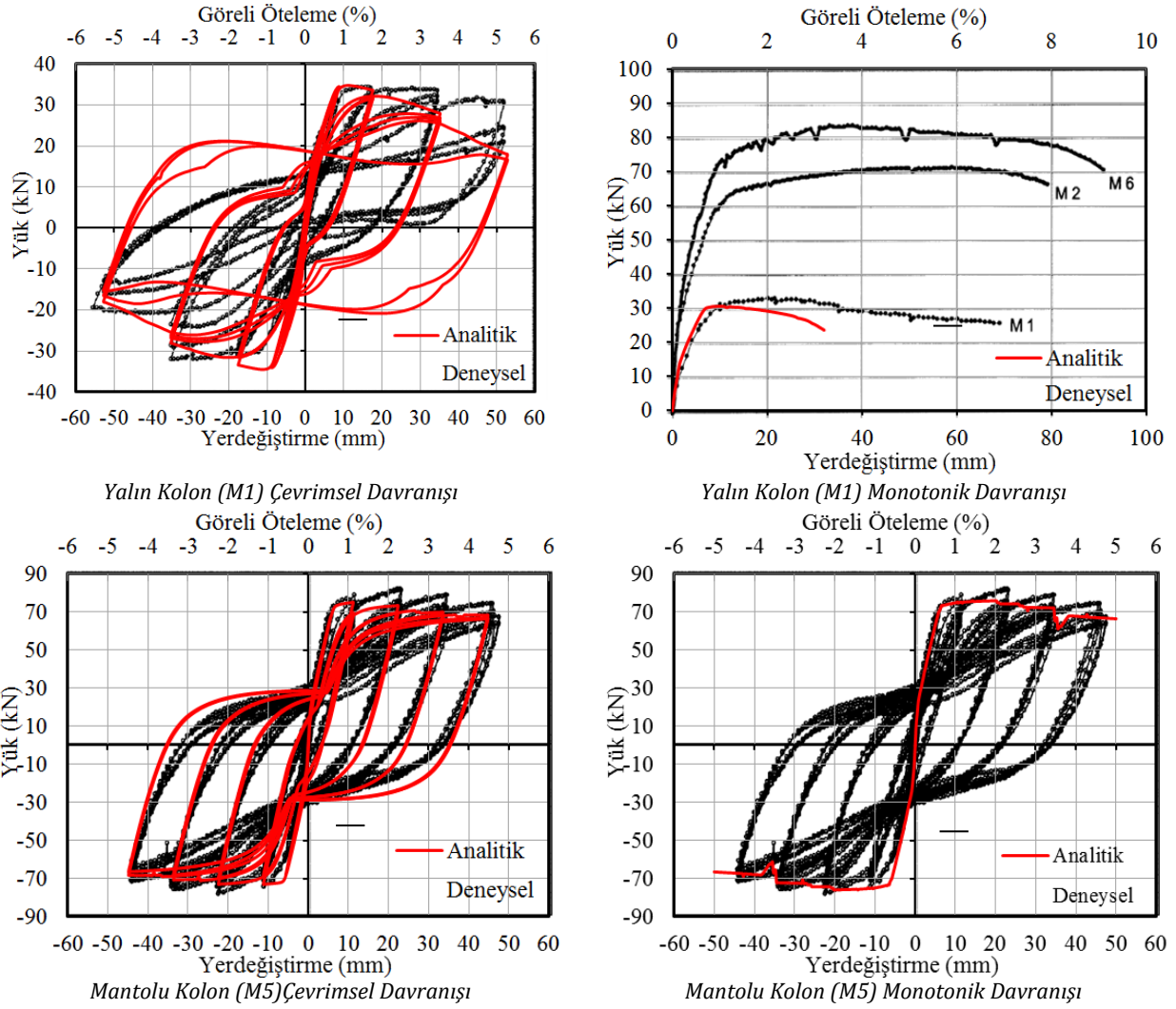
Mantolu ve yalın kolonların statik itme ve statik çevrimsel analizlerinden elde edilen yük-yerdeğiştirme sonuçları literatürde var olan deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Eduardo vd. [16] tarafından yapılan çalışmada monotonik yük etkisi altındaki mantolu M5 numunesine ait yük-yerdeğiştirme ilişkisine grafik ortamda yer verilmediği için, tek doğrultuda gerçekleştirilen itme analizi sonuçları Şekil 7.'de çevrimsel deney sonuçları ile karşılaştırılabilmektedir.



Şekil 5. Çerçeve sistem geometrik büyüklükler



Şekil 6. Betonarme mantolu ve yalın prefabrike yapının analitik modelleri



Şekil 7. M1 ve M5 numunelerinin deneysel sonuçları ile nümerik sonuçların karşılaştırılması

Yalın ve mantolu kolonlar için oluşturulan modellerin analizlerinden elde edilen sonuçlar, \pm % 3 görel öteleme sınırları içerisinde ulaşılan en büyük dayanım, başlangıç rijitliği, ulaşılan yerdeğiştirme hedefleri ve en büyük dayanım sonrası davranış gibi büyüklükler açısından deneysel sonuçlar ile iyi bir uyum göstermiştir.

3.3 Deprem kayıtları seçimi

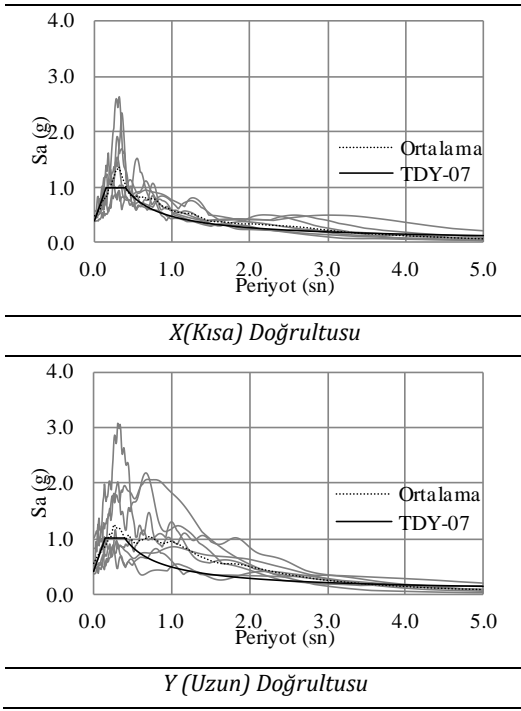
Prefabrike yapılarda BA mantolama etkisinin belirlenebilmesi için gerçekleştirilen dinamik analizlerde, yapının her iki ortogonal doğrultusunda deprem kaydı aynı anda etkilmiştir. TDY-07'de belirtilen ilkeler gereği, yapıya, yapının bulunduğu bölgeye ve zemine göre belirlenen elastik ivme spektrumu ile ilgili şartları sağlayan toplam 7 adet deprem ivme kaydı seçilmiştir. Kayıtlar PEER NGA [32] veri tabanından alınmıştır. Deprem kayıtlarına ait süreler ile kayıtların iki yatay bileşenine ait en büyük yer ivmesi büyüklükleri Tablo 2.'de sunulmuştur.

Dinamik analiz için seçilmiş olan 7 adet deprem kaydının her iki yatay bileşenine ait elastik ivme spektrumları ile ortalamaları, birinci derece deprem bölgesi ve Z2 sınıfı zemin için TDY-07'ye göre

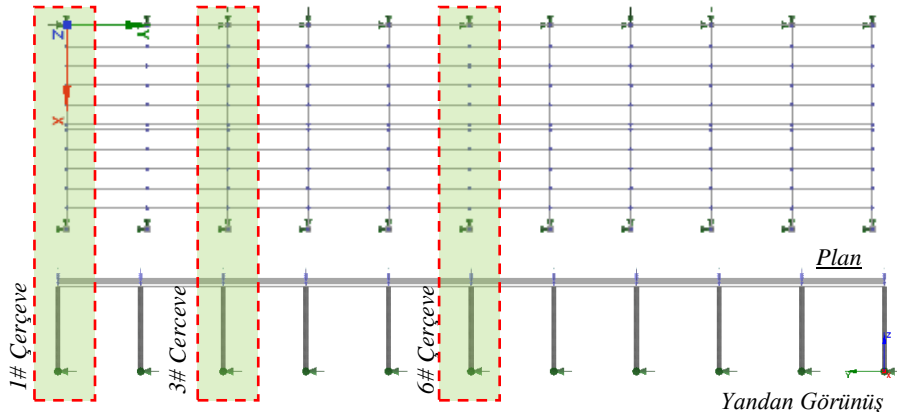
oluşturulan elastik ivme spektrumu ile birlikte Şekil 8.'de sunulmuştur.

Tablo 2. Seçilen deprem kayıtları

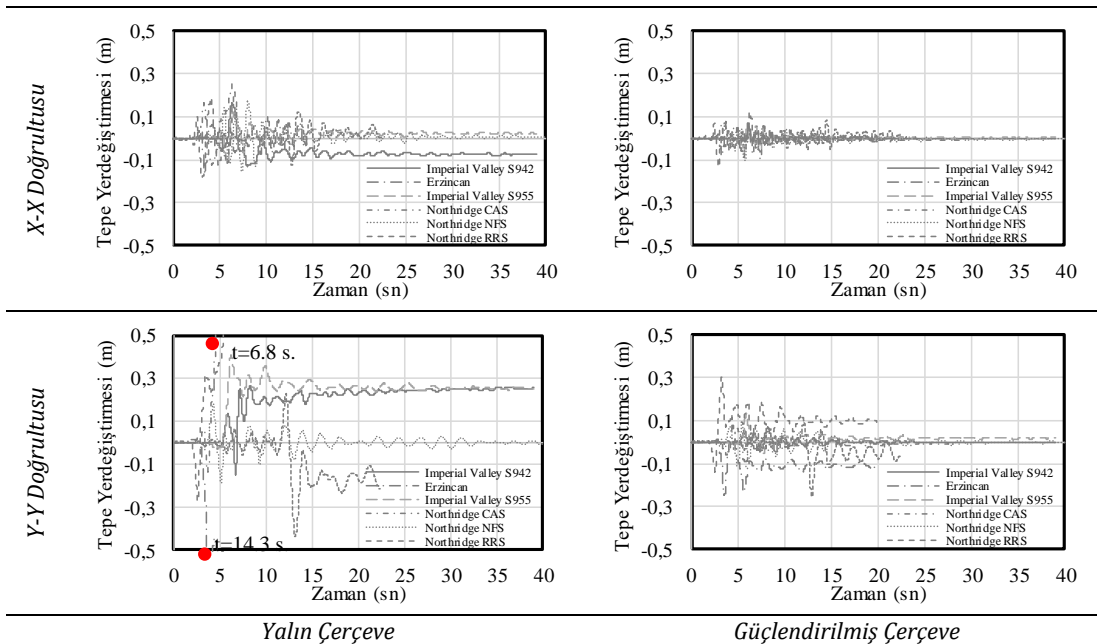
Kayıt #	Kayıt İsmi / İstasyon	Maksimum İvme (g)		Kayıt süresi (sn)
		X Doğrultusu	Y Doğrultusu	
1	Superstition Hills/Parachute Test Site S5051	0.38	0.45	22.31
		0.50	0.52	
2	Erzincan / Erzikan	0.49	0.36	39.00
		0.44	0.41	
3	Imperial Valley / El Centro Array #4	0.57	1.02	28.62
		0.58	0.59	
4	Imperial Valley / El Centro Array #6	0.49	0.83	19.91
		0.49	0.83	
5	Northridge / CA Sylmar, Jensen Flt Plt	0.57	1.02	28.62
		0.58	0.59	
6	Northridge / Newhall-Fire Station	0.58	0.59	40.00
		0.49	0.83	
7	Northridge / Rinaldi Receiving Sta	0.49	0.83	19.91
		0.49	0.83	



Şekil 8. Elastik ivme spektrumları



Şekil 9. Ele alınan çerçeveler ve yapı içerisindeki konumları



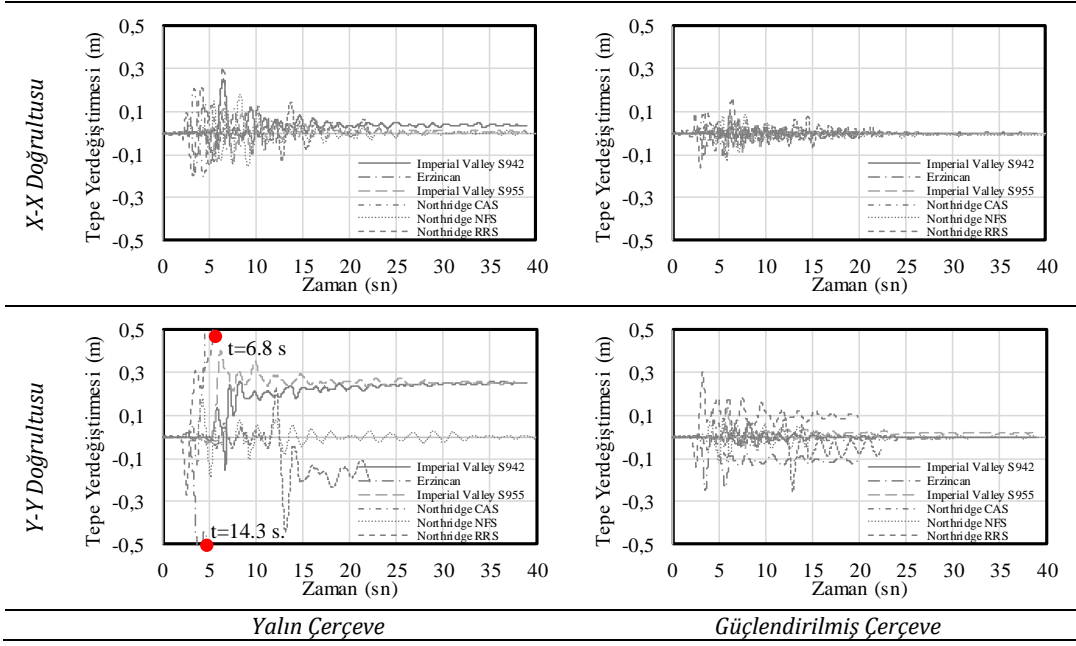
Şekil 10. 1. çerçeve tepe yatay yer değiştirme geçişleri

4. Analiz Sonuçları

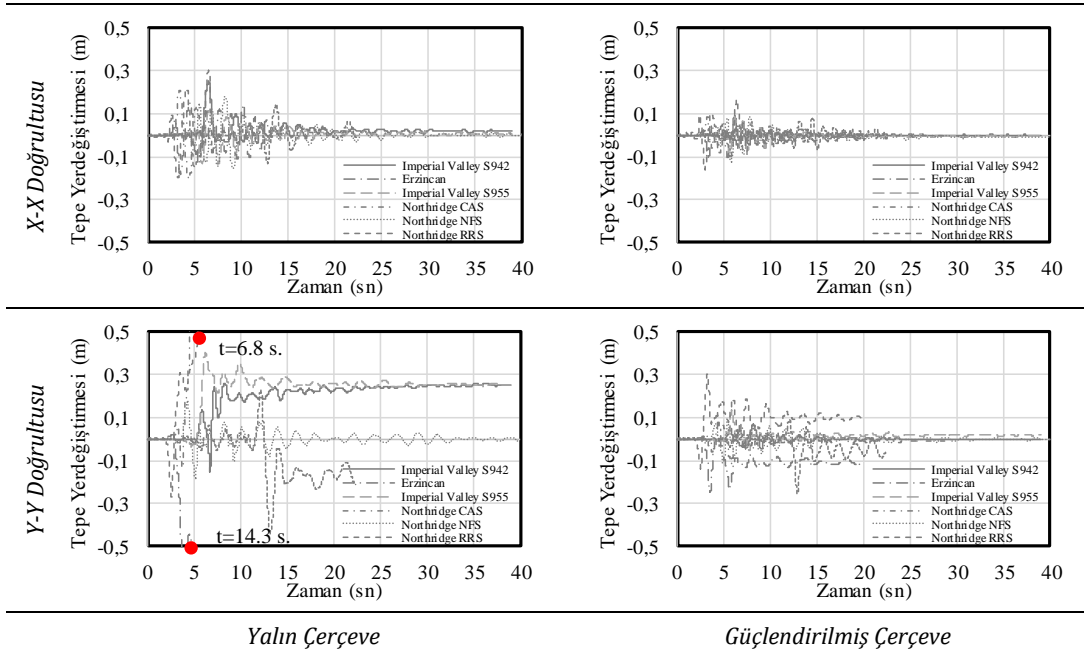
Betonarme mantolama yönteminin prefabrike yapıların deprem performansına etkisinin belirlenebilmesi için, analiz sonuçları bir takım yapısal parametreler kapsamında değerlendirilmiştir. Bu parametreler; görelî öteleme, toplam taban kesme kuvveti ve kolon kesitlerinde oluşan şekil değiştirme düzeyleri olarak seçilmiştir.

4.1 Görelî ötelemeler

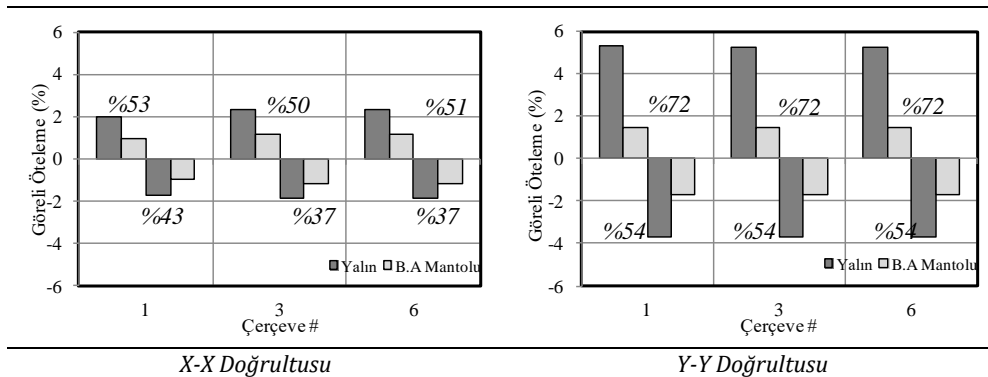
Prefabrike yapının deprem performansı, yapının kısa (X-X) doğrultusuna paralel olan 11 çerçeve içerisinde 3 tanesi seçilerek değerlendirilmiştir. Ele alınan çerçeveler soldan sağa doğru sıralı olarak isimlendirilmek suretiyle Şekil 9'da gösterilmektedir. Seçilen 1. 3. ve 6. çerçeveleri için, doğrusal olmayan dinamik analizlerden elde edilen, yatay tepe yer değiştirme geçişleri sırasıyla Şekil 10, 11 ve 12'de verilmiştir.



Şekil 11. 3. çerçeve tepe yatay yer değiştirme geçişleri



Şekil 12. 6. çerçeve tepe yatay yer değiştirme geçişleri



Şekil 13. Yapının her iki doğrultudaki en büyük ve en küçük göreceli ötelemelerin azalma oranları

Sayısal çalışmalar BA manto uygulamasının prefabrikte yapıda esas alınan çerçevelerin yatay tepe yer

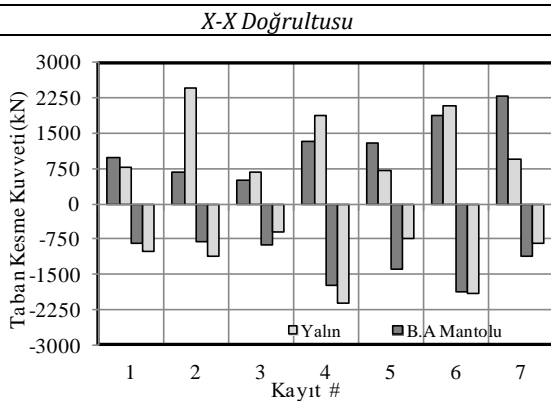
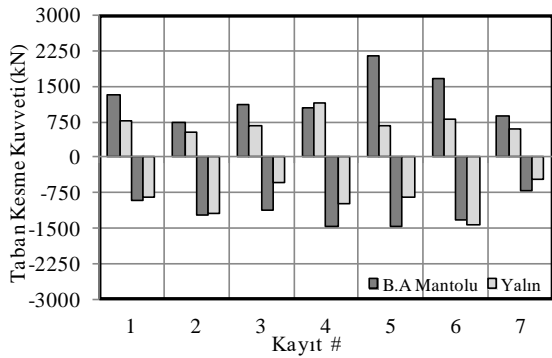
değiştirme istemlerini önemli ölçüde azalttığını göstermektedir. Prefabrikte yapıya ait söz konusu

çerçevelerin yatay tepe yer değiştirmelerinin en büyük ve en küçük değerlerinin göreceli kat ötelemesi cinsinden ortalamaları Şekil 13'te verilmiştir.

Kısa doğrultuda her üç çerçeve sisteme ait göreceli ötelemelerin betonarme mantolu durumda %37 ile %53 arasında değişen oranlarda azaldığı görülmektedir. Analiz sonuçları BA manto etkisinin, uzun doğrultuda en büyük ve en küçük göreceli öteleme ortalamalarını %54 ile %72 arasında değişen oranlarda azalttığını göstermektedir. Analiz sonuçları; bazı deprem kayıtlarının özellikle güçlendirilmemiş yapının uzun doğrultusunda oluşturdukları yüksek yer değiştirme istemleri nedeniyle dayanım aşımına sebep olduklarını göstermiştir. Analizin sonlanmak durumunda kaldığı kayıtlar ve dayanım kaybının görüldüğü deprem süresi (t) ilgili grafiklerde belirtilmiştir.

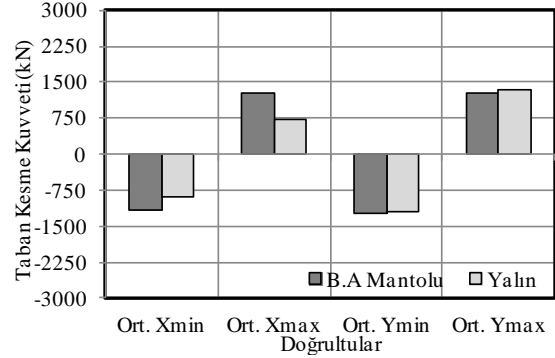
4.2. Taban kesme kuvveti

Taban kesme kuvveti kapsamında değerlendirilen sonuçlar her kayıt için elde edilen en büyük ve en küçük taban kesme kuvvetleri Şekil 14'te verilmektedir. Analizler sonucunda yapının kısa doğrultusunda güçlendirilmiş durum için *Northridge/CA Sylmar* kaydı etkisi altında taban kesme kuvveti 2150 kN olarak elde edilmiştir. Uzun doğrultuda ise yalın durum için *Erzincan* kaydı etkisi altında 2450 kN seviyesinde bir taban kesme kuvveti elde edilmiştir.



Şekil 14. En büyük ve en küçük taban kesme kuvvetleri değişimi

Analiz sonuçları, taban kesme kuvvetlerinin en büyük ve en küçük değerlerinin yapının kısa doğrultusunda (*X-X doğrultusu*) mantolu durumda artma eğiliminde olduğunu, uzun doğrultusunda (*Y-Y doğrultusunda*) ise benzer eğilimin olmadığını göstermiştir. Taban kesme kuvvetlerinin en büyük ve en küçük değerlerinin ortalamaları her iki dik doğrultu için Şekil 15'te verilmiştir. Taban kesme kuvvetlerinin ekstramum değerlerinin ortalamaları kısa doğrultuda (*X-X doğrultusu*) %30-%70 arasında değişim oranlarında artmıştır. Uzun doğrultuda (*Y-Y doğrultusu*) ise bu artış oranı %3-%5 arasında kalmıştır.



Şekil 15. Ortalama ekstramum taban kesme kuvvetleri

Önerilen güçlendirme yöntemi yapı elemanlarında oluşan kesme kuvveti değerlerini değiştirmiştir. Bu noktada artan kuvvetlerinin oluşturabileceği muhtemel kesme zafiyetleri kontrol etmek amacıyla bazı çerçevelerin (#1, #3 ve #6) kolonlarında oluşan ortalama kesme kuvvetleri esas alınarak kesme tahkiki Tablo 3.'te yapılmıştır.

Boyutları 50×50 cm ve donatı çeliği sınıfı S420 olan kolon elemanın, beton katkısının ihmal edildiği ve etriyenin en seyrek olduğu orta bölgede ($\phi 8/20$ cm) durumda V_r , denklem (1) kullanılarak hesaplanmıştır [33].

$$V_r = A_{sw} \times f_{dywd} \times d/s \quad (1)$$

Denklemden yer alan ifadeler, etriye toplam kesit alanı (A_{sw}) 150 mm², etriye çeliğinin hesap akma dayanımı (f_{dywd}) 365 MPa, kolon kesiti eğilme yönündeki faydalı yüksekliği (d) 475 mm, etriye adım aralığı (s) 200 mm olmak üzere kolon orta bölgesindeki kayma dayanımı $V_r=300$ kN olarak hesaplanmıştır. Kolon boyunca kesme kuvvetinde bir değişim olmadığı değerlendirildiğinde, manto uygulamasının olmadığı kolon orta bölgesinde sağlanan kesme güvenliği mantolu kesitlerde fazlasıyla sağlanmış olacaktır.

Kolon-kiriş birleşim bölgesinde kayma dayanımı hesabı için Psycharis ve Mouzakis [34] tarafından moment aktarmayan birleşimler için önerilen ampirik bağıntı kullanılmıştır, (2). Prefabrike yapının kolon-kiriş birleşim bölgesinde 26 mm çapında iki adet rod kullanılmıştır. Denklem (2)'de "d" rodun kiriş yüzüne olan boyuna doğrultudaki mesafesi, "D" ise rod

çapını ifade etmek üzere “ d/D ” oranı 6.73 olarak hesaplanmıştır. Düğüm noktasında moment aktarılma özelliğine dayalı olarak C_0 katsayısı 0.90 ile 1.10 arasında değişmekte olup burada söz konusu durum için C_0 için “1.00” değeri esas alınmıştır. Deneysel yöntemdeki belirsizlikler ile kullanılan deneysel verinin sınırlı sayıda olması dolayısıyla γ_R için “1.30” değerinin kullanılması önerilmiştir. Kolon-kiriş birleşim kesme dayanımı, önerilen bağıntı kullanılarak, malzeme karakteristik dayanımları ile hesaplanacak olursa 116 kN değeri elde edilmektedir. Bu durumda prefabrike yapının diğer kritik bölgesi olan kolon-kiriş bölgesinde de kesme güvenliğinin sağlandığı görülmektedir.

$$R_d = \frac{C_0}{\gamma_R} n D^2 \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \quad \frac{d}{D} > 6.00 \quad (2)$$

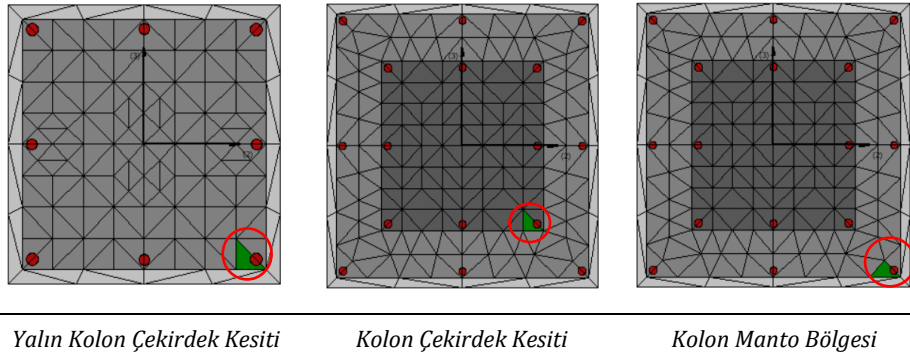
4.3. Şekil değiştirme seviyeleri

Doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarına göre, yalın ve mantolu yapı sistemlerinin 1. ve 6. çerçevelerinde yer alan kolonların alt uç kesitlerinde, tarafsız eksene en uzak beton liflerinden alınan şekil

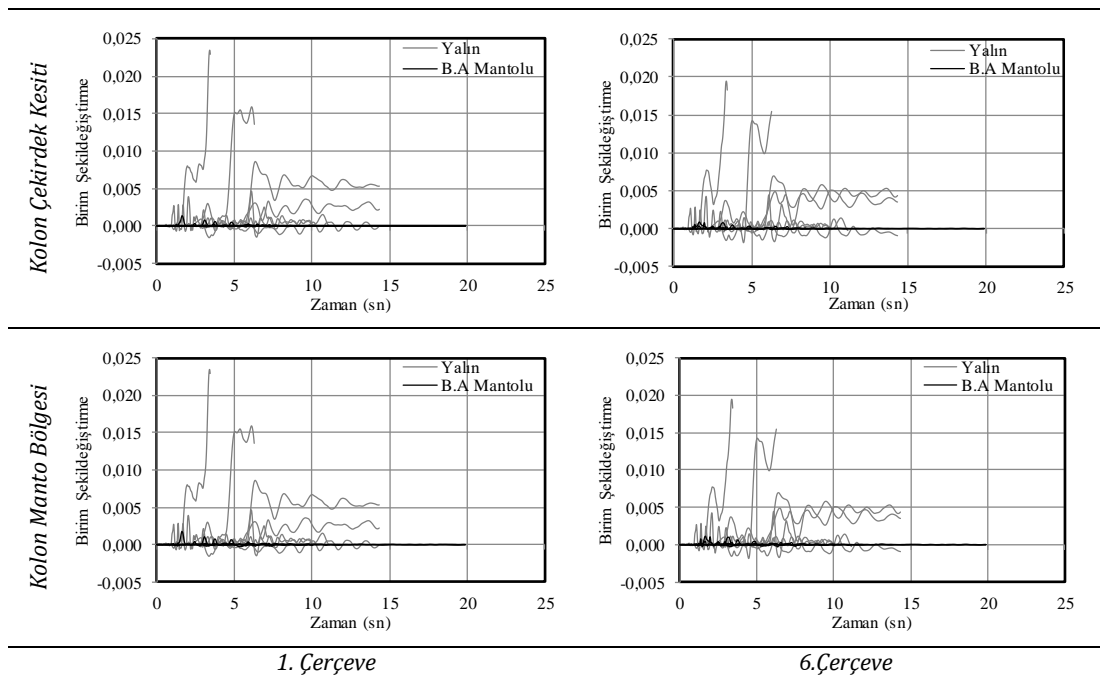
değiştirme büyüklüklerinin geçmişi karşılaştırmalı olarak Şekil 17.’de verilmiştir. Mantolanmanın uygulanmadığı yalın durumda özellikle *Northridge/CA Sylmar*, *Northridge/Rinaldi* ve *Imperial Valley* deprem kayıtlarının etkitildiği analizlerde dayanım kaybından dolayı Şekil 17’de yüksek şekil değiştirme seviyeleri görülmektedir. Bu durumda oluşan sayısal kararsızlıklar analizin sonlandırılmasına sebep olmuştur. Karşılaştırma için esas alınan beton lifleri kolon kesitleri üzerinde yeşil renk ile Şekil 16.’da gösterilmiştir.

Tablo 3. Kritik çerçevelerin kolonlarında oluşan kesme kuvvetleri

Çerçeve #	Doğrultu	İç Kuvvet (kN)		Dayanım (kN)	Kontrol
		Yalın Çerçeve	BA Mantolu Çerçeve		
1	X-X	33.00	50.95	300	✓
	Y-Y	64.09	64.79		✓
3	X-X	41.92	55.22		✓
	Y-Y	62.08	60.11		✓
6	X-X	42.27	55.21		✓
	Y-Y	64.39	59.40		✓



Şekil 16. Karşılaştırmaya esas alınan beton lifleri



Şekil 17. Şekildeğiştirme geçmişleri

Dinamik analiz sonuçları, seçilen çerçevelerde yer alan kolonlarının alt uç kesitlerinde oluşan şekildeğiştirme seviyelerinin BA mantolama uygulaması sayesinde önemli ölçüde azaldığını göstermektedir. Seçilen kolonlarda oluşan ortalama şekildeğiştirme seviyeleri 0,0080 değerinden, mantolanmış durumda hem çekirdek bölgesinde hem manto bölgesinde 0,0005 değerlerine gerilemiştir. Betonarme elemanları kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile ilgili TDY-07'de [31] verilen performans sınırlar değerleri esas alındığında, yalın durumdayken *kesit güvenlik sınırı* (GV) civarında olan yapının mantolama uygulaması sayesinde kesit performansının *minimum hasar sınırının* (MN) altına çekilmesini sağlamıştır, Tablo 4.

Tablo 4: Kesit hasar şekil değiştirme üst sınırları [31]

<i>Kesit Hasar Sınırları</i>	<i>Beton</i>	<i>Çelik</i>
Minimum Hasar Sınırı (MN)	0,0035	0,01
Güvenlik Sınırı (GV)	0,0135	0,04
Göçme Sınırı (GÇ)	0,018	0,06

5. Sonuçlar

Betonarme mantolama özellikle prefabrike yapıların güçlendirilmesi için oldukça kolay uygulanabilen bir güçlendirme yöntemidir. Bu yöntemin mevcut bir prefabrike yapının deprem performansına etkisi, gerçekleştirilen doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarından yararlanılarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında ulaşılan sonuçlar aşağıda sıralanmıştır;

1. Betonarme mantolama uygulaması için nümerik bir model geliştirilmiştir. Geliştirilen modelin sonuçları, literatürde var olan deneysel çalışmanın sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Yalın ve mantolu kolonların nümerik modelleri, itme ve çekme doğrultularında belirli sınırlar içerisinde ulaşılan en büyük dayanım, başlangıç rijitliği ve yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin geri dönüş kollarının eğimi gibi önemli büyüklükleri başarı ile temsil edebilmiş ve analiz sonuçları deneysel sonuçlar ile oldukça iyi bir uyum içerisinde olmuştur.

2. Prefabrike yapının #3 numaralı çerçevesi esas alındığında betonarme mantolama uygulaması sayesinde; tepe yerdeğiştirmesi değerlerinin yapının kısa doğrultusunda 0.3m'den 0.15m'ye; uzun doğrultuda ise yaklaşık 1m'den 0.3m'ye kadar azaldığı görülmüştür. Diğer çerçeveler kapsamında yapılan genel değerlendirmeye göre betonarme mantolama uygulamasıyla, ortalama en büyük ve en küçük görelî öteleme büyüklükleri yapının kısa doğrultusunda %37-%53 oranlarında, uzun doğrultusunda ise %54-%72 oranlarında azaldığı sonucuna varılmıştır.

3. Önerilen güçlendirme yöntemi, yapının deprem performansını ve rijitliğini artırmaktadır. Bu sebeple; artan iç kuvvetler, güçlendirmiş durum için yapısal eleman kapasitesi ile karşılaştırılarak güvenlik kontrolünün tekil eleman düzeyinde sağlanması gerekmektedir. Bu kapsamda yapılan kontrollerde yapı kolonlarında ve kolon-kiriş birleşim bölgesinde

kesme güvenliği açısından herhangi bir zafiyet görülmemiştir.

4. Mantolama etkisiyle gerek kolon çekirdeğinde yer alan liflerde gerekse mantolanmış kesitte yer alan liflerde meydana gelen şekildeğiştirme büyüklükleri önemli ölçüde azalmıştır. Yalın durumdayken şekildeğiştirme büyüklükleri kesit için *güvenlik sınırı* (GV) civarındayken mantolama uygulaması ile şekildeğiştirme büyüklükleri kesit için *minimum hasar sınırının* (MN) altına çekilmiştir.

Kaynaklar

- [1] Arslan, M.H., Korkmaz, H.H., Gulay, F.G. 2006. Damage and Failure Pattern of Prefabricated Structures after Major Earthquakes in Turkey and Shortfalls of the Turkish Earthquake Code. Engineering Failure Analysis, 13, 537-557.
- [2] Saatcioglu, M., Mitchell, D., Tinawi, R., Gardner, N.J., Gillies, A.G., Ghoborah, A., Anderson, D.L., Lau, D. 2001. The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) Earthquake — Damage to Structures. Canadian Journal of Civil Engineering, 28: 715-737.
- [3] Wang R., Jirsa J.O., Wood S.L. 2009. Rehabilitation of Precast Industrial Buildings using Cables to Develop Diaphragm Action. In: Ilki A., Karadogan F., Pala S., Yuksel E. (eds) Seismic Risk Assessment and Retrofitting. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, vol 10. Springer, Dordrecht.
- [4] Marini, A., Meda, A. 2009. Retrofitting of R/C Shear Walls by Means of High Performance Jackets. Engineering Structures, 31(2009), 3059-3064.
- [5] Minafò, G. 2015. A Practical Approach for the Strength Evaluation of RC Columns Reinforced with RC Jackets. Engineering Structures, 85(2015), 162-169.
- [6] Minafo, G., Trapani, F. D., Amato, G. 2016. Strength and Ductility of RC Jacketed Columns: a Simplified Analytical Method. Engineering Structures, 122(2016), 184-195.
- [7] Alejandra, B., Navarrete O., Guerrerroa, J. M. J., Díaz, M. J. 2016. Influence of RC Jacketing on the Seismic Vulnerability of RC Bridges. Engineering Structures, 123 (2016), 236-246.
- [8] Dubey, R., Kumar P. 2016. Experimental Study of the Effectiveness of Retrofitting RC Cylindrical Columns Using Self-compacting Concrete Jackets. Construction and Building Materials, 124(2016), 104-117.
- [9] Kalogeropoulos, G. I., Tsonos, A. G. 2014. Effectiveness of R/C Jacketing of Substandard R/C Columns with Short Lap Splices. Structural Monitoring and Maintenance, 1(2014), 273-292.

- [10] Yuce, S. Z., Yuksel, E., Bingol, Y., Taskin, K., Karadogan, H. F. 2007. Local Thin Jacketing for the Retrofitting of Reinforced Concrete Columns. *Structural Engineering and Mechanics*, 27(2007), 589-607.
- [11] Thermou, G. E., Pantazopoulou S. J., Elnashai, A. S. 2007. Flexural Behavior of Brittle RC Members Rehabilitated with Concrete Jacketing. *Journal of Structural Engineering*, 133(2007), 1373-1384
- [12] Thermou, G.E., Papanikolaou, V. K., Kappos A. J. 2014. Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Jacketed Columns Under Reversed Cyclic Loading. *Engineering Structures*, 76(2014), 270-282.
- [13] TDY 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, Türkiye.
- [14] UBC-97. 1997. Uniform Building Code. In: International Conference of Buildings Official, USA.
- [15] Eurocode-8-98. 1998. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures. European Union, European Prestandarts, Brussel.
- [16] Júlio Eduardo. N. B. S., Branco, F. A. B. 2008. Reinforced Concrete Jacketing—Interface Influence on Cyclic Loading Response. *ACI Structural Journal*, 105(2008), 1-7.
- [17] Júlio, Eduardo. N. B. S., Branco, F. A. B., Silva, V. D. 2005. Reinforced Concrete Jacketing—Interface Influence on Monotonic Loading Response. *ACI Structural Journal*, 102(2005), 252-257.
- [18] Ilki, A., Darilmaz, K., Bakan, I., Zorbozan, M., Yuksel, E., Saruhan, H. 1998. Jacketing of Prefabricated Columns. 2nd Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 329-336.
- [19] Ersoy, U., Tankut, T., Suleiman, R. 1993. Behavior of Jacketed Columns, *ACI Structural Journal*, 90(1993), 288-293.
- [20] Rodriguez, M., Park, R. 1994. Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing. *ACI Structural Journal*, 91(1994), 150-159.
- [21] Vandoros, K.G., Dritsos, S. E. 2006. Axial Preloading Effects when Reinforced Concrete Columns are Strengthened by Concrete Jackets. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 8(2006), 79-92.
- [22] Ozturk, B. Demiralan, F. Civalek O. " Seismic Drift Response of Precast Concrete Building Structures Located in Earthquake-Prone Regions in Turkey Considering Nonlinear Analysis Procedures" The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- [23] SeismoStruct. A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures. URL: <http://www.seismosoft.com>.
- [24] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(1988), 1804-1826.
- [25] Menegotto, M., Pinto, P.E. 1973. Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements Under Combined Normal Force and Bending. Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 15-22.
- [26] Madas, P. 1993. Advanced modeling of composite frames subjected to earthquake loading, Imperial College, University of London, PhD Thesis, London, UK.
- [27] Martinez-Rueda J. E., Elnashai, A. S. 1997. Confined Concrete Model Under Cyclic Load, *Materials and Structures*, 30(1997), 139-147.
- [28] Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V. 1983. Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [29] Yassin, M. H. M. 1994. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. University of California, PhD Thesis, Berkeley, USA.
- [30] ECCS. 1986. Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. European Convention for Constructional Steelwork, 1986, Publication No. 45.
- [31] TDY 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, Türkiye.
- [32] NGA, P.N., 2019. Pacific Earthquake Engineering Research Center: NGA Database. University of California, Berkeley, CA. (<http://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases/>)
- [33] TS 500. 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [34] Psycharis, I. N., Mouzakis, H.P. 2012. Shear Resistance of Pinned Connections of Precast Members to Monotonic and Cyclic Loading. *Engineering Structures*, 41(2012), 413-427.