T.C.

DİCLE ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞININ ARTIMSAL DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ

Merve ŞAHİN YÖN

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

Mayıs 2017

T.C. DİCLE ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜ

DİYARBAKIR

Merve ŞAHİN YÖN tarafından yapılan "Betonarme Binaların Deprem Davranışının Artımsal Dinamik Analiz Yöntemiyle İncelenmesi" konulu bu çalışma, jürimiz tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Doç. Dr. Halil GÖRGÜN

Üye (Danışman) : Yrd. Doç. Dr. Mehmet Emin ÖNCÜ

Üye : Yrd. Doç. Dr. Onur ONAT

Tez Savunma Sınavı Tarihi: 02/ 06/ 2017

Yukarıdaki bilgilerin doğruluğunu onaylarım.

.../...../.....

Doç. Dr. Sevtap SÜMER EKER

Enstitü Müdürü

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans öğrenimim süresince, bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, tez çalışması döneminde kısıtlı olan değerli zamanını benimle paylaşan değerli danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Mehmet Emin ÖNCÜ'ye, tez hazırlama sürecinde her zaman yanımda olan, desteğini esirgemeyen sevgili eşim Burak YÖN'e ve bugünlere gelmemde en büyük paya sahip olan benden desteklerini esirgemeyen aileme sonsuz teşekkür ederim.

Merve ŞAHİN YÖN

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

TEŞEKKÜR ..... **I**
İÇİNDEKİLER ..... **II**
ÖZET ..... **IV**
ABSTRACT ..... **V**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **VI**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **VII**
KISALTMA VE SİMGELER ..... **XII**
1. GİRİŞ **1**
2. KAYNAK ÖZETİ **5**
3. MATERYAL VE METOT **13**
3.1. Materyal 13
3.2. Metot 13
3.2.1. Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışı 13
3.2.1.1. Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışının Sebepleri 14
3.2.1.2. Doğrusal Olmayan Malzeme Davranışı 15
- Betonun Gerilme Şekil Değiştirme Davranışı 15
- Çeliğin Gerilme Şekil Değiştirme Davranışı 16
- İdeal Malzemeler 17
- Çeliğin ve Betonarme Çubuğun İdeal Davranış Modelleri 18
3.2.1.3. Eğilme Momenti – Birim Dönme (M- ϕ) Bağıntısı 19
- Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar 20
- Akma Koşulu (Karşılıklı Etki Diyagramı) 20
3.2.1.4. Yayılı Plastik Mafsal Modeli 21
3.2.1.5. Statik İtme Analizi 22
3.2.1.6. Artımsal Dinamik Analiz 23
3.2.2. İki Boyutlu Modelin Doğrusal Olmayan Statik ve Artımsal Dinamik Analiz Yöntemiyle İncelenmesi 24
3.2.2.1. Deprem Parametreleri ve Yerel Zemin Şartları 26
3.2.3. Üç Boyutlu Modelin Doğrusal Olmayan Statik ve Artımsal Dinamik Analiz Yöntemiyle İncelenmesi 28
3.2.3.1. Üç Boyutlu Yapının Matematiksel Modelinin Oluşturulması 29
3.2.3.2. Seçilen Binanın Eşdeğer Deprem Yüklerinin Hesaplanması 31
3.2.3.3. Deprem Parametreleri ve Yerel Zemin Şartları 34

3. ARAŞTIRMA BULGULARI 37
4.1. İki Boyutlu Modelin Analizlerinden Elde Edilen Bulgular 37
4.2. Üç Boyutlu Modelin Analizlerinden Elde Edilen Bulgular 66
5. TARTIŞMA VE SONUÇ 85
6. KAYNAKLAR 87
ÖZGEÇMİŞ 91

ÖZET

BETONARME BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞININ ARTIMSAL DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Merve ŞAHİN YÖN

DİCLE ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİGİ ANABİLİM DALI

2017

Aktif fay hatları üzerinde yer alan Türkiye tarih boyunca yıkıcı depremlere maruz kalmıştır. Yakın zamanlarda meydana gelen 1992 Erzincan, 1999 Kocaeli, 1999 Düzce ve 2011 Van depremleri, telafisi mümkün olmayan can ve mal kayıplarına sebep olmuştur. Depremlerin oluşmasının engellenmesi mümkün olmadığından ve ne zaman meydana geleceğini tahmin etmek çok zor olduğundan bu doğal yıkıcı afete karşı dayanıklı yapıların tasarlanması ve inşa edilmesi gerekmektedir. Performansa dayalı tasarım bu konuda büyük önem arz etmektedir. Yapısal performansı daha doğru ve daha gerçekçi bir şekilde tahmin etmede Artımsal Dinamik Analiz yöntemi kullanılan yöntemlerden biridir.

Bu tez çalışmasında, betonarme binaların deprem davranışı artımsal dinamik analiz yöntemi kullanılarak araştırılmıştır. Nümerik çalışmalar için iki ve üç boyutlu betonarme binalar seçilmiştir. Doğrusal olmayan dinamik analizler için iki boyutlu modelde üç deprem kaydı ve üç boyutlu modelde beş deprem kaydı kullanılmıştır. Bu deprem kayıtları 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan farklı zemin sınıfları için tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiştir. Ayrıca seçilen binalar için doğrusal olmayan statik itme (Pushover) analizleri yapılmıştır. Doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlerden binaların kapasite eğrileri, maksimum tepkileri, göreli kat ötelemeleri ve seçilen eleman uçlarında meydana gelen moment-dönme eğrileri elde edilmiştir. Maksimum tepki değerleri kullanılarak binaların idealize edilmiş dinamik itme eğrileri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre betonarme binaların doğrusal olmayan deprem davranışlarının daha doğru tespit edilebilmesi için artımsal dinamik analizlerinin yapılmasının uygun olacağı önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Betonarme binalar, Artımsal dinamik analiz, Statik itme analizi

ABSTRACT

EVALUATION OF INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS OF SEISMIC BEHAVIOR OF RC BUILDINGS

M. Sc. THESIS

Merve ŞAHİN YÖN

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF DICLE

2017

Turkey is located on active fault zones. These active faults have been producing destructive earthquakes throughout the history. 1992 Erzincan, 1999 Kocaeli, 1999 Düzce and 2011 Van earthquakes have caused damage and loss of lives that cannot be compensated. Since it is not possible to prevent the occurrence of earthquakes and it is very difficult to predict when it will come to fruition, it is necessary to design and build resistant structures against this natural destructive hazard. So, performance-based design is of great importance. Incremental Dynamic Analysis is one of the prominent methods used to predict structural performance more accurately and more realistically.

In this thesis, earthquake behavior of reinforced concrete buildings was investigated by using incremental dynamic analysis method. Two and three-dimensional reinforced concrete buildings were selected for numerical studies. For nonlinear dynamic analysis, three earthquake records were used for the two-dimensional model and five earthquake records were used for the three-dimensional model. These earthquake records were scaled according to the design spectrum defined in the 2007 Turkish Earthquake Code for different ground classes. In addition to this, nonlinear static pushover analyses were performed for selected buildings. Capacity curves of the buildings, the maximum response, interstory drifts and the moment-rotation curves were plotted that occur at selected element ends. These parameters were obtained from nonlinear static and dynamic analyses. The idealized dynamic pushover curves of the buildings were determined by using the maximum response values. According to the results, it was suggested that it is appropriate to perform incremental dynamic analyses in order to determine nonlinear seismic behaviors of reinforced concrete buildings more accurately.

Keywords: Reinforced concrete buildings, Incremental dynamic analysis, Static pushover analysis

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge No.		Sayfa
Çizelge 3.1.	Yapıların doğrusal olmama sebepleri	14
Çizelge 3.2.	Seçilen bina için sargı parametreleri	26
Çizelge 3.3.	Dinamik analiz için seçilen deprem ivme kayıtları	27
Çizelge 3.4.	Kolon ve kirişlerdeki hasarlar için kullanılan sınır değerler	28
Çizelge 3.5.	Yapısal hasarların gösteriminde kullanılan renkler	28
Çizelge 3.6.	Kabulü yapılan malzeme karakteristikleri	29
Çizelge 3.7.	Etkin Yer İvme Katsayısı (A_0)	32
Çizelge 3.8.	Seçilen binanın yatay yük analizleri	33
Çizelge 3.9.	X doğrultusundaki eşdeğer deprem yükünün katlara dağılımı	33
Çizelge 3.10.	Y doğrultusundaki eşdeğer deprem yükünün katlara dağılımı	34
Çizelge 3.11.	Dinamik analiz için seçilen deprem ivme kayıtları	34

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil No		Sayfa
Şekil 1.1.	Türkiye fay hatlarının dağılışı haritası	1
Şekil 3.1.	Betonun $\sigma - \varepsilon$ diyagramı	15
Şekil 3.2.	Farklı beton dayanımına göre $\sigma - \varepsilon$ diyagramı	16
Şekil 3.3.	Yapı çeliğinin gerilme-şekil değiştirme diyagramı	16
Şekil 3.4.	İdealleştirilmiş malzeme davranış modelleri	17
Şekil 3.5.	Çeliğin ideal elasto-plastik malzeme davranış modeli	18
Şekil 3.6.	Betonarme çubuğun eğilme altındaki $\sigma - \varepsilon$ diyagramı	19
Şekil 3.7.	Moment- eğrilik ilişkisi	19
Şekil 3.8.	Normal kuvvet etkisindeki bir betonarme kesitin eğilme momenti- eğrilik ilişkisi	20
Şekil 3.9.	Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi) ve plastik şekil değiştirmeler	21
Şekil 3.10.	Betonarme bir kirişin fiber elemanlara ayrılması ve malzeme davranışları	21
Şekil 3.11.	Betonarme bir eleman en kesitindeki fiberlerin ayrıntılı olarak gösterilmesi	22
Şekil 3.12.	Doğrusal olmayan teori ile kapasite eğrisinin elde edilmesi	23
Şekil 3.13.	Binanın düzlemsel görünüşü ve yapısal eleman detayları	25
Şekil 3.14.	Çelik ve beton için malzeme modelleri	26
Şekil 3.15.	Z2 zemin sınıfı ve farklı yer ivmeleri için tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumu	27
Şekil 3.16.	Seçilen binanın normal kat kalıp planı	30
Şekil 3.17.	Seçilen binanın dikdörtgen kolon kesitleri	31
Şekil 3.18.	30/ 60 olan kirişin enine ve boyuna donatıları	31
Şekil 3.19.	Z3 zemin sınıfı ve farklı yer ivmeleri için tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumu	35
Şekil 4.1.	Farklı ölçeklendirilen deprem kayıtları için maksimum tepkiler	37
Şekil 4.2.	Dinamik İtme Eğrisi	38
Şekil 4.3.	Farklı yük şekline göre binanın kapasite eğrisi	38
Şekil 4.4.	Dinamik pushover eğrisi ve farklı yük şekillerinden elde edilen pushover eğrisinin karşılaştırılması	39
Şekil 4.5.	Yanal statik yükler ve ölçeklendirilmiş Imperial Valley için göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması	40
Şekil 4.6.	Yanal statik yükler ve ölçeklendirilmiş Kocaeli depremi için göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması	40

Şekil 4.7. Yanal statik yükler ve ölçeklendirilmiş Kobe için göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması 41
Şekil 4.8. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 41
Şekil 4.9. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 42
Şekil 4.10. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 42
Şekil 4.11. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 43
Şekil 4.12. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 43
Şekil 4.13. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 44
Şekil 4.14. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 44
Şekil 4.15. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 45
Şekil 4.16. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 45
Şekil 4.17. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 46
Şekil 4.18. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 46
Şekil 4.19. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 47
Şekil 4.20. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 47
Şekil 4.21. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 48
Şekil 4.22. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri 48
Şekil 4.23. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında B112a kolonunun sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 49
Şekil 4.24. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında B112a kolonunun sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 49

Şekil 4.25. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında B112a kolonunun sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 50
Şekil 4.26. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında B112a kolonunun sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 50
Şekil 4.27. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında B112a kolonunun sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 51
Şekil 4.28. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 51
Şekil 4.29. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 52
Şekil 4.30. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 52
Şekil 4.31. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 53
Şekil 4.32. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 53
Şekil 4.33. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 54
Şekil 4.34. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 54
Şekil 4.35. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 55
Şekil 4.36. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 55
Şekil 4.37. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri 56
Şekil 4.38. 0.1g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar 57
Şekil 4.39. 0.2g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar 57
Şekil 4.40. 0.3g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar 58
Şekil 4.41. 0.4g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar 58
Şekil 4.42. 0.5g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar 59
Şekil 4.43. 0.1g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar 60
Şekil 4.44. 0.2g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar 60

Şekil 4.45. 0.3g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar 61
Şekil 4.46. 0.4g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar 61
Şekil 4.47. 0.5g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar 62
Şekil 4.48. 0.1g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar 63
Şekil 4.49. 0.2g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar 63
Şekil 4.50. 0.3g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar 64
Şekil 4.51. 0.4g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar 64
Şekil 4.52. 0.5g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar 65
Şekil 4.53. X yönü için Bingöl deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 66
Şekil 4.54. X yönü için Kocaeli deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 67
Şekil 4.55. X yönü için Dinar deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 68
Şekil 4.56. X yönü için Lomaprieta deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 68
Şekil 4.57. X yönü için Imperial Valley deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 69
Şekil 4.58. Y yönü için Bingöl deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 70
Şekil 4.59. Y yönü için Kocaeli deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 71
Şekil 4.60. Y yönü için Dinar deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 72
Şekil 4.61. Y yönü için Lomaprieta deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 73
Şekil 4.62. Y yönü için Imperial Valley deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti 74
Şekil 4.63. X yönü için farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için elde edilen maksimum tepe noktası deplasmanları 75
Şekil 4.64. X yönünde farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvvetleri 75
Şekil 4.65. Farklı yer ivmelerine göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için x yönündeki maksimum tepkiler 76
Şekil 4.66. X yönündeki dinamik itme eğrisi 76
Şekil 4.67. Farklı yük şekline göre binanın x yönündeki kapasite eğrisi 77
Şekil 4.68. X yönü için dinamik pushover eğrisi ve farklı yük şekillerinden elde edilen pushover eğrisinin karşılaştırılması 78

Şekil 4.69. Y yönü için farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için elde edilen maksimum tepe noktası deplasmanları 79
Şekil 4.70. X yönünde farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvvetleri 79
Şekil 4.71. Farklı yer ivmelerine göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için y yönündeki maksimum tepkiler 80
Şekil 4.72. Y yönündeki dinamik itme eğrisi 80
Şekil 4.73. Farklı yük şekline göre binanın y yönündeki kapasite eğrisi 81
Şekil 4.74. Y yönü için dinamik pushover eğrisi ve farklı yük şekillerinden elde edilen pushover eğrisinin karşılaştırılması 82

KISALTMA VE SİMGELER

A_c : Kolon enkesit alanı

$A(T)$: Spektral İvme Katsayısı

A_0 : Etkin yer ivme katsayısı

b_w : Kirişin gövde genişliği

d_{fi} : Binanın i'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme

E : Elastisite modülü

F_{fi} : Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkiyen fiktif yük

G : Sabit yük etkisi

g : Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)

h : Kat yüksekliği

H_N : Temel üstünden veya kritik kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam bina yüksekliği

I : Bina önem katsayısı

N : Binanın zemin seviyesi üstündeki kat adedi

n : Hareketli yük katılım katsayısı

Q : Hareketli yük etkisi

s : Enine donatı aralığı, spiral donatı adım aralığı

V_t : Taban kesme kuvveti

ρ : Çekme donatısı oranı

ρ' : Basınç donatısı oranı

(δ / h) : Kat etkin göreli kat ötelemesi oranı

fck : Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı

fctd : Betonun tasarım çekme dayanımı

fyk : Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı

gi : Binanın i' inci katındaki toplam sabit yük

GÇ : Göçme sınırı

GV : Güvenlik sınırı

m_i : Binanın i'inci katının kütlesi

MN : Minimum hasar sınırı

qi : Binanın i' inci katındaki toplam hareketli yük

R : Yapı davranış katsayısı

Ra : Deprem yükü azaltma katsayısı

Ra(T1) : T1 periyot değerindeki deprem yükü azaltma katsayısı

Sa : Spektral ivme

$S(T_1)$: T_1 periyot değerine karşılık gelen elastik tasarım ivme spektrum değeri

T : Bina doğal titreşim periyodu [s]

T_1 : Binanın birinci doğal titreşim periyodu [s]

T_A ,T_B : Spektrum Karakteristik Periyotları [s]

W : Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

Ø : Donatı çapı

$(\varepsilon_{cu})_{MN}$: Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi üst sınırları

$(\varepsilon_{s})_{MN}$: Kesitin en dış lifindeki donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları

$(\varepsilon_{cg})_{GV}$: Güvenlik sınırı için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi üst sınırları

$(\varepsilon_{s})_{GV}$: Güvenlik sınırı için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları

$(\varepsilon_{cg})_{GC}$: Göçme sınırı için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi üst sınırları

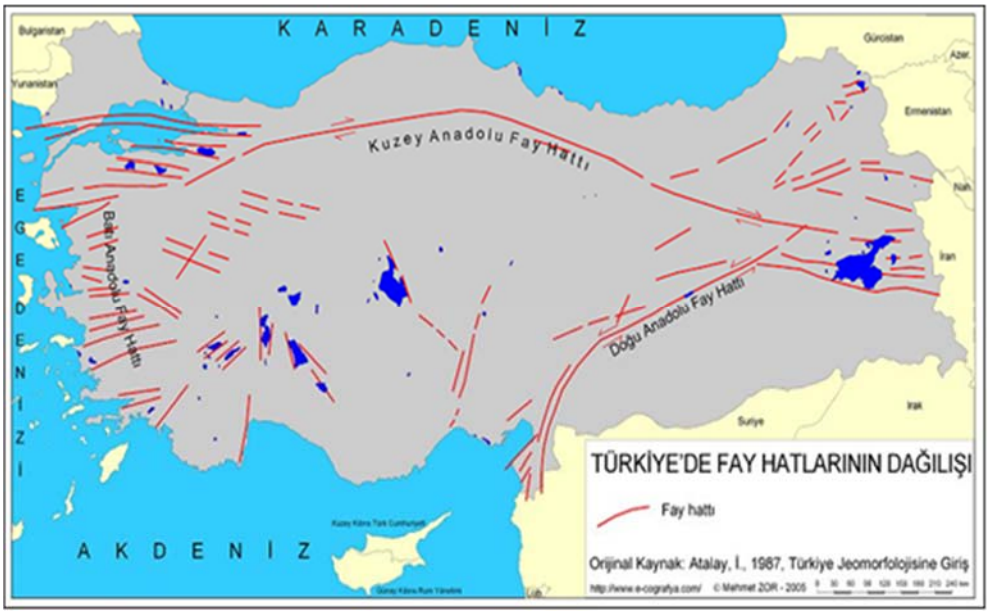
$(\varepsilon_{s})_{GC}$: Göçme sınırı için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları

1. GİRİŞ

En yıkıcı doğal felaketlerden biri olan depremler tarih boyunca insanlar ve yapılar üzerinde çok büyük etkiler meydana getirmiştir. Kocaeli (1999), Hindistan depremi (2004), Kaşmir depremi (2005), Sichuan depremi (2008), Haiti depremi (2010), Van depremi (2011), Gorkha depremi (2015) gibi son yer hareketleri, birçok can kaybıyla birlikte göçmelere veya ağır hasarlara yol açmıştır.

Yapılar deprem sırasında süresi, yönü ve şiddeti tam olarak tahmin edilemeyen etkilere maruz kalırlar. Bu etkiler yapının stabilitesini önemli derecede etkilemekte ve yapının deprem sırasında elastik ötesi deformasyonlar yapmasına neden olmaktadır. Bu deformasyonlar yapıda büyük kalıcı hasarlara, hatta yapının yıkılmasına kadar gidecek ciddi can ve mal kayıplarına neden olabilmektedir. Yapının deprem etkileri altındaki davranışını etkileyen faktörleri; yapısal elemanların boyutlandırılması, malzemenin doğrusal olmayan davranışı, işçilik ve yapıyı uygulama aşamasında projeye uygun olarak inşa edememek olarak sıralanabilir.

Şekil 1.1'de gösterildiği gibi aktif ve diri faylar üzerinde yer alan Türkiye tarih boyunca yıkıcı depremlere maruz kalmıştır.



Şekil 1.1. Türkiye fay hatlarının dağılışı haritası

Geçmiş yıllarda meydana gelen depremlerden çıkartılan dersler sonucunda deprem yönetmelikleri güncellenmektedir. Bu güncellemelerde, yapıları depreme karşı dayanıklı olarak inşa etmek, can ve mal kayıplarını en aza indirgemek için güvenlik parametreleri

arttırılmaktadır. Fakat Türkiye'de birçok yapı eski deprem yönetmeliklerine göre inşa edilmiştir. Eskiden günümüze kadar gelen bu deprem yönetmelikleri şu şekilde sıralanmaktadır.

1940 – Zelzele Mıntıkalarında Yapılacak İnşaata Ait İtalyan Yapı Talimatnamesi

1944 – Zelzele Mıntıkaları Muvakkat Yapı Talimatnamesi

1949 – Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği

1953 – Yersarsıntısı Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik

1962 – Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)

1968 – Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)

1975 – Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)

1998 – Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)

2007 –Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYYHY)

Türkiye'de son olarak (DBYYHY-2007) kullanılmaktadır. Bu yönetmeliği güncellemek için yeni çalışmalar sürdürülmektedir. 2007 Deprem Yönetmeliği'nden daha önce inşa edilen yapılar, inşa sırasında imalat hatalarının yapılması ve genellikle projesine uygun olarak yapılmayan yapılar dikkate alındığında, öncelikli olarak tehlikeli bölgelerdeki yapılardan başlayarak, mevcut bütün yapıların deprem performanslarının araştırılması gerekmektedir. Bir yapının deprem performansı yapının istenilen deprem yer hareketlerine karşılık istenen performans seviyesini sağlayabilmesidir. Yapıların işlevselliğine bağlı olarak değişen bu performans kriterlerine göre yapıların, düşük yoğunluklu depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanları için herhangi bir hasar olmaması, orta yoğunluklu depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanların onarılabilir seviyede hasar görmesi ve yüksek yoğunluklu depremlerde can kaybını önlenmesi amaçlanmaktadır.

Betonarme yapıların tasarımında dikkate alınan doğrusal olmayan davranışın tarihi geçmişe kadar uzanmaktadır. Bununla beraber teknolojideki ilerlemeler ve bilgisayarlardaki hesap gücünün gelişmesiyle betonarme sistemlerin doğrusal olmayan davranışları daha detaylı incelenmektedir. Binanın doğrusal olmayan davranışının belirlenebilmesi için doğrusal elastik bölgeden akma durumuna ve çökmeye kadar binanın davranışını gösteren bir yöntem gerekmektedir. Bununla birlikte çok serbestlik dereceli sistemlerin doğrusal olmayan davranışların belirlenmesi yüksek modların etkisinden dolayı zor olabilmektedir.

Artımsal dinamik analiz yöntemi, binaların doğrusal olmayan davranışlarını daha doğru bir şekilde tahmin etmek için kullanılan ve bir dizi dinamik analizler gerektiren bir yöntemdir.

Bu yöntemde, bir dizi zemin hareketi kaydı seçilir ve her bir kayıt yapıyı elastik davranıştan dinamik istikrarsızlık durumuna ulaştıracak şekilde birden fazla yoğunluk seviyesine ölçeklendirilerek kullanılmaktadır. [(Vamvatsikos ve Cornell (2002); Dolsek ve Fajfar (2005); Han ve Chopra (2006); Amirahmad, (2013)].

Binaların performans tahmini için kullanılan diğer bir yöntem de statik itme analizi yöntemidir. Bu yöntem elastik ötesi bölgede binaların yapısal kapasitesinin tahmini için pratik bir prosedürdür. Artımsal statik analizler sonucunda, kesme kuvveti ve tepe yer değiştirme arasındaki ilişkiyi gösteren yapıya ait kapasite eğrisi elde edilir. Kapasite eğrisini elde etmek için, binanın tepe noktası belirli bir deformasyon seviyesine ulaşılana kadar yanal kuvvetler monolitik olarak arttırılır [(Chan ve Zou (2004), İnel ve Özmen (2006), Eslami ve Ronagh (2012), Yön ve Calayır (2014), Onat ve ark. (2015), Onat ve ark. (2016)].

Betonarme binaların deprem güvenliğinin belirlenebilmesi, deprem yükleri altında doğrusal olmayan davranışlarının çözümlenmesi, deprem olma olasılığı yüksek olan Türkiye'de, araştırılması gereken konular arasında yer almaktadır. Bu tez çalışmasında yukarıda belirtilen konular, seçilen iki (biri iki boyutlu diğeri üç boyutlu olan) betonarme yapı modelleri ele alınarak doğrusal olmayan davranışları artımsal dinamik analiz yöntemi ve statik itme analiz yöntemleri kullanılarak incelenmiş ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Seçilen yapıların doğrusal olmayan davranışı için yapısal elemanlarda yayılı plastik mafsal modelini içeren SeismoStruct yapı analiz programı kullanılmıştır.

2. KAYNAK ÖZETİ

Betonarme binaların deprem davranışları hakkında bazı bilim adamlarının literatürde hazır bulunan çalışmaları aşağıda sıralanmıştır.

Kim ve ark. (1999), elastik ötesi bölgelerde elemanların değişen rijitliklerine bağlı olarak değişen mod şekilleri ile orantılı kuvvet dağılımlarını baz alan bir analiz yöntemi geliştirmişlerdir. Bu yöntemde yapıların doğrusal olmayan davranışı için yanal yükleri mod şekillerine göre değiştirerek kullanmışlardır.

Chopra ve Goel (2001) mevcut statik artımsal itme analizi yöntemlerindeki temel kavramlarına ilave olarak yapı dinamiği teorilerini esas alan bir yeni bir itme analizi yöntemi geliştirmişlerdir. Modal itme analizi olarak ifade edilen bu yöntemde, artan deprem yüklerine bağlı olarak oluşan sismik talep, her bir moda ait atalet kuvvetlerinin dağılımı kullanılarak yapılan doğrusal olmayan analizler ile belirlenmektedir.

Kilar ve Fajfar (2001) simetrik olmayan yapıların depreme dayanıklı tasarımı ve değerlendirilmesinde kullanılmakta olan doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin kabul edilebilirliğini araştırmışlardır. Yapı sistemleri için elde edilen toplam taban kesme kuvveti-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisinin idealleştirilmesini esas alan analiz yöntemleri konusunda incelemelerde bulunmuşlardır.

Antoniou ve ark. (2002) doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin bazı kısıtlamalarını azaltmak üzere, yeni bir doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi geliştirmişlerdir. Söz konusu yöntem, yapının doğrusal olmayan davranışı için yapısal elemanların değişen rijitliklerine ve yapı sisteminin dinamik özelliklerine göre, yapı yüksekliği boyunca yatay yük dağılımının değişimini dikkate almakta ve yüksek mod etkilerini içermektedir.

Chintanapakdee ve Chopra (2003) yüksek mod esaslı doğrusal olmayan statik modal artımsal itme analizlerinin çözüm kabiliyetini incelemek için çeşitli model yapılar üzerinde çalışmalar yapmışlardır. Çalışmada ilk iki veya üç mod etkisini dikkate alarak yapılan yüksek mod esaslı statik itme analizlerinin doğrusal olmayan dinamik analizler ile tutarlı sonuçlar verdiği gösterilmiştir.

Shinozuka ve ark. (2000) çalışmalarında yapısal kırılganlık eğrilerinin istatistiksel analizini sunmuşlardır. Hem ampirik hem de analitik kırılganlık eğrilerini dikkate almışlardır. Ampirik kırılganlık eğrilerini 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe) depreminden elde edilen köprü hasar verileri kullanılarak geliştirmişlerdir. Analitik kırılganlık eğrilerini doğrusal olamayan

dinamik analize dayalı olarak oluşturmuşlardır. İki parametreli lognormal dağılım fonksiyonlarını, maksimum olasılık yöntemiyle tahmin edilen parametrelerle kırılganlık eğrilerini temsil etmek için kullanmışlardır. Bu çalışmada ayrıca kırılganlık eğrilerinin uyumluluğunu incelemeyi ve iki parametreli (medyan ve log-standart sapma) dağılımın güven seviyelerini tahmin etmeyi amaçlamışlardır.

Fajfar (2000) yapıların sismik analizleri için doğrusal olmayan basit bir yöntem oluşturmuştur. Çok serbestlik dereceli modelin itme analizi ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin tepki spektrum analizini birleştirmiştir. Yöntemi sismik tepkiyi kontrol eden temel nicelikler arasındaki ilişkinin ve prosedürün görsel yorumlanmasını sağlayan ivme-yer değiştirme formatında formüle etmiştir. Çalışmasında eşdeğer sönümleme ve periyotla elastik spektrumdan ziyade, elastik olmayan spektrayı tercih etmiştir. Bu özellik, kapasite spektrum yöntemiyle ilgili büyük farklılık göstermektedir. Önerilen yöntemde iterasyon yapılmadan talep miktarları elde edilmiştir. Yöntem, FEMA 273 ve ATC 40 doğrusal olamayan statik analiz prosedürleriyle karşılaştırarak yöntemin uygulanışı örneklerle gösterilmiştir.

Mwafy ve Elnashai (2001) yaptıkları çalışmada seçtikleri yapı modellerinin artımsal dinamik analizlerini yaparak elde ettikleri sonuçları statik itme analizi sonuçlarıyla karşılaştırarak çalışmalarının geçerliliği ve uygunluğu değerlendirmişlerdir. Bunu, farklı özelliklere sahip 12 betonarme yapıya uygulanan doğal ve yapay deprem kayıtları kullanarak yapmışlardır. Çalışma, her bir ivme değerinin ardışık ölçeklendirilmesi ve uygulanmasını ve bunu takiben yapısal göçme elde edilinceye kadar maksimum tepkinin değerlendirilmesini içermektedir. 12 adet betonarme binanın yüzden fazla elastik olmayan dinamik analizin sonuçlarını elde ederek bu yapılara ait dinamik itme zarflarını geliştirmişlerdir. Ayrıca farklı yük şekillerine göre statik itme analizleri yaparak dinamik analiz sonuçlarıyla karşılaştırmışlardır.

Vamvatsikos ve Cornell (2002) yaptıkları çalışmada, Artımsal Dinamik Analizin son zamanlarda deprem yükleri altında yapısal performansı daha kapsamlı bir şekilde tahmin etmek için, birkaç farklı biçimde ortaya çıkan bir parametrik analiz yöntemi olduğunu ifade etmişlerdir. Bu yöntem, yoğunluk seviyesine karşılık parametre haline getirilen bir veya daha fazla tepki eğrisinin üretilmesi sonucunda, her biri birden fazla yoğunluk seviyesine ölçeklendirilmiş yer hareketi kayıtlarının yapısal modele uygulanmasını içermektedir. Ortak bir referans çerçevesi oluşturmak için temel kavramları analiz edip, tek bir terminoloji önererek, uygun algoritmalar sunmuşlardır. Artımsal Dinamik Analiz eğrisinin özelliklerini hem tek serbestlik dereceli sistemler hem de çok serbestlik dereceli yapılar için incelemişlerdir. Buna ilave olarak, birçok kaydın kullanıldığı Artımsal Dinamik Analiz çalışmalarının statik itme

analizi ve deprem azaltma katsayısı R faktörü ile ilişkisini tartışmışlardır. Son olarak, performansa dayalı deprem mühendisliği çerçevesinde, talep ve kapasitenin değerlendirilmesini Artımsal Dinamik Analizi yöntemiyle incelemişlerdir.

Dolsek ve Fajfar (2004) çalışmalarında, doğrusal olmayan sismik analizin basitleştirilmesi için N2 yöntemini, dolgulu betonarme çerçevelere uygulanabilmesi için genişletmişlerdir. Dolgu duvarlardaki kırılmalardan sonra oluşan mukavemet düşüşünün meydana geldiği itme eğrisinde çoklu-lineer idealizasyonun yapılması gerektiğini ve spesifik azaltma faktörlerinin, elastik olmayan spektrum determinasyonu için kullanılması gerektiğini belirtmişlerdir. Önerilen yöntemi, iki test binasına uygulamışlardır. Sonuçları üç grup yer hareketi için doğrusal olmayan dinamik analizlerden elde edilen sonuçlarla karşılaştırarak yöntemin doğruluğunu kanıtlamışlardır.

Massumi ve ark. (2004) betonarme çerçeve yapılardaki yapısal dayanımı analitik araştırmalar yoluyla incelemişlerdir. Tasarlanan çok sayıda çok açıklıklı, çok katlı binaların hem elastik olmayan dinamik hem de elastik olmayan statik itme analizlerini yapmışlardır. Dinamik analizlerde çok sayıda gerçek deprem kaydı kullanmışlardır. Sonuçları yanal ötelenmeler ve taban kesme kuvvetleri açısından değerlendirmişlerdir. Açıklık sayısının önemli derecede aşırı dayanımı etkilemediğini tespit etmişlerdir. Elastik olmayan statik itme sonuçları ve dinamik elastik olmayan analizler arasında yakın bir korelasyon elde etmişlerdir. Yapısal dayanımı belirlemek için statik itme analizinin kullanmasının yeterli olabileceğini önermişlerdir.

Han ve Chopra (2006) çalışmalarında, artımsal dinamik analiz-sismik talep ve yapıların kapasitesinin doğru bir şekilde tahmin edilmesi için bir prosedür geliştirmişlerdir. Çalışmalarında, 3, 9 ve 20 katlı binaların artımsal dinamik analiz eğrilerini ve sınır durum kapasiteleri, 20 zemin hareketi için yaklaşık ve kesin prosedürlerle hesaplamışlardır.

Kirçil ve Polat (2006) yaptıkları çalışmada kırılganlık eğrilerinin yer hareketinin bir fonksiyonu olarak depremlerden dolayı oluşan yapısal hasarın olasılığını göstermede kullanılan bir yöntem olduğunu belirtmişlerdir. Çalışmalarında, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış olan İstanbul'daki orta büyüklükteki betonarme çerçeveli binaların kırılganlık eğrilerini oluşturmuşlardır. 3, 5 ve 7 katlı bina modellerini 1975 Türk Deprem Yönetmeliği' ne göre tasarlayarak bu örnek binaların doğrusal olmayan davranışlarını incelemek için 12 yapay yer hareketi kullanmışlardır. Seçilen binaların artımsal dinamik analizlerini yaparak, kırılma eğrilerini, lognormal dağılım varsayımı ile hasar seviyelerini yalancı elastik spektral ivme, tepe yer ivmesi (PGA) ve elastik spektral yer değiştirme açısından incelemişlerdir. Kırılganlık parametrelerinde binanın kat sayısına bağlı etkiyi araştırmak için kırılganlık parametreleri ile binanın kat sayısı arasında regresyon analizi yapılmıştır. Son olarak, yapılandırılmış kırılganlık

eğrileri ve istatistiksel yöntemleri kullanarak, "hemen kullanım" ve "göçmenin önlenmesi" performans seviyesinin gerekliliklerini karşılayan maksimum katlar arası ötelenme oranı ve spektral yer değiştirme değerlerini hesaplamışlardır.

Aksoylu (2006) yaptığı çalışmada, sabit düşey yükler ve orantılı olarak değişen yatay yükler etkisindeki betonarme yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi, taşıma kapasitelerinin bulunması ve deprem performanslarının değerlendirilmesi amacıyla bir artımsal analiz yöntemi geliştirmişlerdir. Geliştirilen yöntemde, betonarme yapı elemanlarının elasto-plastik davranışı, bileşik iç kuvvet durumuna ait plastik kesit kavramını ve betonarmede pekleşme etkisini içerecek şekilde genişletmiştir. Bileşik eğik eğilme etkisindeki betonarme çubuk elemanların gerçek iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları ile akma ve taşıma kapasitesi koşullarını incelemiş, daha sonra bu bağıntı ve koşulların nasıl idealleştirilebileceğini açıklamıştır. Geliştirilen artımsal analiz yönteminde, her plastik kesitin oluşumundan sonra, o kesitteki plastik şekil değiştirmeleri temsil eden plastik şekil değiştirme parametresinin yeni bir bilinmeyen olarak alınması ve plastik kesitteki iç kuvvet durumunun değişimi ile plastik şekil değiştirme parametresi arasındaki bağıntıyı ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına ilave edilmesini öngörmüştür.

Azarbakht ve Dolšek (2007) Artımsal dinamik analiz ile yapıların medyan sismik tepkisinin güvenilir bir şekilde tahmin edilmesi için gereken yer hareketi kayıtlarının sayısını azaltmak için kullanılabilecek bir metodoloji geliştirmişlerdir. Medyan artımsal dinamik analiz eğrisini tahmin etmek için gereken yer hareketi kayıtlarının sayısındaki azalma, yer hareketi kayıtlarının öncelikli listesini tanıtarak elde etmişlerdir. Seçilen 3 katlı betonarme bir bina için iki grup yer hareketi kaydına maruz bırakmışlardır. Çalışma sonucunda 24 veya 30 yer hareketi yerine sadece 4 yer hareket kaydıyla kabul edilebilir doğrulukla tahmin edilebileceğini tespit etmişlerdir.

Pasticier ve ark. (2008) çalışmalarının amacının yığma yapıların sismik analizleri için mühendisler tarafından yaygın olarak kullanılan kullanıcı dostu ara yüzü olan bir yazılım paketi SAP2000 V.10'un olanaklarını keşfetmek olduğunu söylemişlerdir. İlk olarak kodun güvenirliğini daha önceden diğer araştırmacıların gelişmiş programları kullanarak analiz ettikleri iki duvarın statik itme analizini incelemişlerdir. Yaptıkları tüm analizlerde eşdeğer çerçeve modelini kullanmışlardır. Kodu daha sonra İtalya'nın kuzeydoğusunda mevcut olan, duvarların kabaca kare taşlardan yapıldığı iki katlı bir binanın sismik performansını incelemek için kullanmışlardır. İlk önce en önemli duvar üzerinde bir statik pushover analizi yapmışlardır ve ardından dinamik pushover eğrilerini değerlendirmek amacıyla birkaç zaman-tanım alanı

analizini gerçekleştirmişlerdir. Sonuç olarak, rasgele değişken olarak sismik girdiyi dikkate alarak sismik kırılganlık eğrilerini türetmişlerdir.

Bianchi (2008), güçlendirilmiş bir kamu hastanesinin sismik kırılganlık değerlendirmesi ile ilgili bir çalışma yapmıştır. Orijinal çizimlerden ve yerinde yapılan test sonuçlarında elde edilen bilgilerden yola çıkarak, mevcut betonarme yapılar için İtalyan deprem yönetmeliği tarafından önerilen prosedürü (OPCM3274) takip etmiştir. Mevcut binanın değerlendirilmesini yaparak hastanenin güçlendirme planının doğruluğunu kontrol etmiştir. Bunu yapmak için ilk olarak, sonlu elemanlar programı olan SeismoStruct'ı kullanarak doğrusal olmayan statik analizler yapmıştır.

Zarfam ve Mofid (2009) çalışmalarında depremlerin farklı seviyelerinde yapıların doğrusal olmayan analizi için bir teknik geliştirmişlerdir. Artımsal dinamik analiz eğrilerinin çok serbestlik dereceli yapıların doğrusal olmayan dinamik analizlerinden elde edilemeyeceğini belirtmişlerdir. Bu eğrileri oluşturma prosedürü, bütün yapının birkaç tek serbestlik yapıyla modellenmesine ve modal itme analizi yöntemiyle değerlendirilmesini önermişlerdir. Bu tekniğin, bütün deprem seviyelerinde yapıların performansının incelenmesinde artımsal dinamik analiz yönteminin tüm üstünlüklerine sahip olduğunu vurgulamışlardır. Ayrıca yöntemin kolay kullanımı, sonuçların hızlı biçimde alınması ve daha az bilgisayar hafızası gibi avantajları olduğu belirtmişlerdir. Çalışmalarında 6 deprem kaydını dört farklı 4, 8, 12 ve 16 katlı yapılara uygulamışlardır. Maksimum deplasman, ötelenme, mafsal dönmesi ve deprem sonundaki histeretik enerjiyi içeren çoklu modal artımsal eğrileri şeklinde bu yöntemle elde edilen yapısal tepkileri, artımsal dinamik analiz yöntemiyle karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak yöntemin kabul edilebilir bir hassasiyete sahip olunduğunu ve iki yöntem arasında iyi bir uyum ortaya çıktığını belirtmişlerdir.

Azarbakht ve Dolšek (2010) artımsal dinamik analizin deprem hareketleri altında yapısal performansı değerlendirmek için yaygın olarak kullanılan bir yöntem olduğunu belirtmişlerdir. Eğer yer hareketi kayıtlarının sayısı çoksa, yöntem hesabı zor olan bir hâl alır. Uygulamayı kolaylaştırmak için, yer hareketi kayıtlarının öncelik listesini tanıtıp, hedeflerinin artımsal dinamik analiz için en temsili yer hareketi kaydını seçmek olduğunu belirtmişlerdir. Kullanılan yöntemde artımsal dinamik analiz eğrileri, öncelik listesindeki ilk yer hareketi kaydından başlanarak aşamalı olarak hesaplanmıştır. Kabul edilebilir bir tolerans sağlandıktan sonra analizi sonlandırmışlardır. Bu yaklaşım, ilk modda hakim olan yapılar için hesaplama zorluğunu önemli derecede azaltabileceğini söylemişlerdir. Çalışma sonucunda, sismik tepkinin özetlenmiş artımsal dinamik analiz eğrilerinin tahmininde kabul edilebilir bir güven seviyesi

sağlamak için sadece öncelik listesinden belirli sayıdaki yer hareketi kayıtları için hesaplanabilir olduğunu belirtmişlerdir.

Fragiadakis ve Vamvatsikos (2010) deterministik olmayan modelleme parametrelerinin bulunduğu yapıların sismik performans belirsizliğini tahmin etmek için statik itme yöntemine dayalı yaklaşık yöntemler ortaya koymuşlardır. Örnek olarak belirsiz moment-dönme ilişkileri ile kiriş mafsallarına sahip 9 katlı bir çelik çerçeve kullanmışlardır. Monte Carlo simülasyonunu Latin hiperküp örneklemesini kullanarak, yapıların karakteristik bir bileşimini oluşturmuşlardır. SPO2IDA yazılımını artımsal dinamik analiz kapasite eğrisini statik itme işleminin uygun şekilde işlenmiş sonuçlarına yaklaştırmak için kullanmışlardır. Rosenblueth'un nokta tahmin yöntemi gibi moment-tahmin teknikleri ve birinci dereceden ikinci moment (FOSM) yöntemi ile birkaç simülasyon ile performans istatistiklerini elde etmek için basit alternatifler olarak benimsemişlerdir. Çalışmalarında statik itme analizinin SPO2IDA yazılımıyla birleştirilmiş bir araç olduğunu ve moment-tahmin tekniklerinin performansa dayalı deprem mühendisliğinde sıklıkla benimsenen yarı ampirik kod değerlerinin yerini almasıyla bütün sınır durumlar için birinci moda hâkim olan binaların sismik performansındaki belirsizliği giderebildiğini göstermişlerdir.

Zarfam ve Mofid (2011) çalışmalarında performans seviyesinde sismik talebi tahmin etmek için, betonarme yapıların elastik olmayan davranışını göz önünde bulundurmuşlardır. Doğrusal olmayan dinamik analize dayanan artımsal dinamik analiz yönteminin sismik talebin hesaplanmasında daha doğru bir metot olduğunu belirtmişlerdir. Çalışmalarında modal artımsal dinamik analiz yöntemini betonarme çerçeveli yapıların performanslarının araştırılması ve bu yöntemle elde edilen sonuçların kesin artımsal dinamik analizlerden elde edilenlerle karşılaştırılmasını amaçlamışlardır. Ayrıca üç doğrulu idealleştirme gösterimi yoluyla, tek serbestlik dereceli modele uyan itme eğrileri yaklaşımı üzerinde yenilikçi bir öneri sunmuşlardır. Bu amaç için, 30 farklı deprem kaydına maruz kalan 8 katlı betonarme binayı, üç doğrulu idealleştirme modeliyle inceleyerek binanın sismik kırılganlığı için önemli olan, maksimum yer değiştirme ve katlar arası ötelenme oranı gibi hasar önlemleri dikkate almışlardır. Sonuçların karşılaştırılması mantıklı ve kabul edilebilir bir doğrulukla göstererek betonarme çerçeveler için yeni idealleştirilmiş davranış modeliyle, modal artımsal dinamik analiz metodunun iyi bir uyum gösterdiğini belirtmişlerdir.

Moridani ve Khodayari (2013) artımsal dinamik analizi, farklı sismik büyüklükler altında yapısal hasarların seviyesini göstermek için kullanmışlardır. Artımsal dinamik analiz yöntemini, bir saniyelik periyotlu mevcut uzun bir binaya uygulamışlardır. Yer hareketi olarak otuz bir yakın kaynak yer hareketi kaydı içeren bir grup kullanmışlardır. Artımsal dinamik

analiz sonuçları üzerindeki farklı deprem kaynak özelliklerinin etkisini incelemek için bu yer hareket kayıtlarını ayrı ayrı göz önüne almışlardır. Yapıların sismik kırılganlığını değerlendirmek için, her bir deprem kaydı için yapının tepkilerini kapasite noktasına kadar artımsal bir şekilde incelemişlerdir.

Louzai ve Abed (2015) Çalışmalarında, betonarme çerçeveli yapıların sismik davranış faktörünü doğrusal olmayan statik itme ve doğrusal olmayan artımsal dinamik analizlerin karşılaştırmasını yaparak değerlendirmişlerdir. Bu amaç için 3, 6, 9 katlı betonarme çerçeve yapıları, BAEL 91 ve Cezayir Sismik Kodu RPA 99/ versiyon 2003 betonarme yapı koduna göre tasarlamışlardır. Doğrusal olmayan statik itme analizinde ters çevrilmiş üçgen yük şeklini kullanmışlardır. Artımsal dinamik analizde zaman- tanım alanında 7 deprem kaydı kullanarak R faktörü bileşenlerini, düktilite ve dayanım faktörlerini yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasar kriterini göz önüne alarak incelemişlerdir. Doğrusal olmayan statik itme analizi ve artımsal dinamik analiz sonuçlarını birbiriyle karşılaştırmışlardır. Analiz sonuçlarına göre doğrusal olmayan statik itme analizinde sismik davranış faktörü kat sayısının artmasıyla azaldığını tespit etmişlerdir. Doğrusal olmayan artımsal dinamik analizde ise bu durumun tersi bir durum meydana geldiğini ortaya koymuşlardır. Çalışmanın sonucunda, sismik davranış faktörünün diğer parametreler arasında yapının yüksekliğine bağlı olduğunu göstermişlerdir.

Brunesi ve ark. (2015) yaptıkları çalışmada geleneksel tasarım yaklaşımlarında, yapısal güvenirliği yapının konumu veya toptan göçmeye neden olabilen extrem yük şartlarını göz önünde bulundurmaksızın değerlendirmişlerdir. Bu amaçla, adım adım göçme olasılığını tahmin etmek için kırılganlık analizini kullanmışlardır. Çalışmalarında betonarme çerçeveli yapılar için kırılganlık fonksiyonları adım adım göçmenin risk değerlendirmesindeki uygulamasını sunmuşlardır.

3. MATERYAL VE METOT

3.1. Materyal

Bu tez çalışmasında, iki ve üç boyutlu olmak üzere iki farklı betonarme bina modeli seçilmiştir. İki boyutlu model için 7 katlı-5 açıklıklı betonarme bir çerçeve sistemi seçilmiştir. Üç boyutlu model için 6 katlı, x ve y yönlerinde sırasıyla 7 ve 5 açıklıklı betonarme bir yapı dikkate alınmıştır. Seçilen yapı modellerinin doğrusal olmayan statik ve dinamik analizleri yapılarak, yapılarda meydana gelen etkiler incelenmiştir. Doğrusal olmayan analizler için SeismoStruct yapı analiz programı kullanılmıştır. Dinamik analizlerde kullanılan deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesinde SeismoArtif ve SeismoSignal programları kullanılmıştır.

3.2. Metot

Bir grup yer hareketi seçilerek ve her bir deprem kaydının ivme katsayıları kullanılarak ölçeklendirilmesiyle kullanılan artımsal dinamik analiz yöntemi tezin temel metodunu oluşturmaktadır. Tez çalışmasında kullanılan bir diğer yöntem de doğrusal olmayan statik itme analizidir. Bu metot binanın doğrusal olmayan bölgedeki davranışını gösteren basit bir metottur. Yapılarda doğrusal olmayan davranışı modellemek için yapısal elemanlarda yayılı plastik mafsal eleman modeli kullanılmıştır.

3.2.1. Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışı

Yapılar elastik bölgede lineer davranış gösterirler. Yapısal sistemlerin elastik davrandığını göz önüne alarak yapılan hesaplamalarda deplasmanların ve dönmelerin çok küçük olduğu ve sisteme ait malzemenin gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin doğrusal-elastik olduğu kabul edilmektedir. Bununla birlikte, olası şiddetli bir depremde ortaya çıkacak olan deprem tepkilerini, yapıların doğrusal davranış limitleri içinde karşılaması mümkün değildir. Meydana gelen kuvvetler yapıyı taşıma gücüne ulaştırarak yapının davranışını elastik ötesi bölgeye geçirir ve yer değiştirmeler artık küçük sayılamayacak seviyelere ulaşmasına neden olur. İşte bu aşamada yapının göçmemesi için doğrusal davranıştansa doğrusal olmayan davranış daha önem arz etmektedir. Dış kuvvetlerin etkisi altında olan bir yapının nümerik çözümlerinde, yapısal elemanlarda meydana gelen kuvvetler ile deplasmanlar arasında;

- Geometrik uygunluk şartları (Yapı sistemi üzerinde seçilen rastgele bir birleşim bölgesine birleşen yapısal elemanların yer değiştirmeleri ile mesnetlerdeki geometrik şartlarından oluşan uygunluk şartları)

- Malzemenin yükler altındaki davranışını gösteren gerilme-şekil değiştirme arasındaki bağıntıyı oluşturan bünye denklemleri,
- Yapı elemanlarının dengesi ile birleşim noktalarının dengesinden elde edilen denge denklemleri,

gibi koşullar vardır. Belirtilen bu şartlara bağlı olarak sistem analizlerinde ihtiyaç duyulan denklemler üretilmektedir (Özer 2006).

3.2.1.1 . Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışının Sebepleri

Yapıların doğrusal olmayan davranışını meydana getiren etkenler detaylı bir şekilde incelenmelidir. Yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki lineerliğini engelleyen çeşitli nedenler vardır. Bunlar, malzeme özelliklerinin doğrusal olmamasından kaynaklanan bünye denklemlerinin doğrusal olmaması ve geometri değişimlerinden dolayı denge denklemlerinin lineer olmamasıdır. Yapı sistemlerinin lineer olmamasının nedenlerini dikkate alan teoriler Çizelge 3.1'de verilmiştir.

Çizelge 3.1. Yapıların doğrusal olmama sebepleri (Özer 2006)

Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından	Geometri Değişimleri Bakımından		Her İki Bakımdan	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri	Doğrusal elastik	Doğrusal elastik değil	Doğrusal elastik	Doğrusal elastik	Doğrusal elastik değil	Doğrusal elastik değil
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil	Küçük değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük değil	Küçük	Küçük değil

Deplasmanların büyük olduğu sistemlerde denge denklemleri şekil değiştirmiş eksen üzerinde belirtilir. Deplasman değerlerinin azımsanmayacak kadar küçük olmadığı yapı sistemlerinde süreklilik denklemleri (geometrik uygunluk şartları) II. mertebe teorisine göre şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılmalıdır.

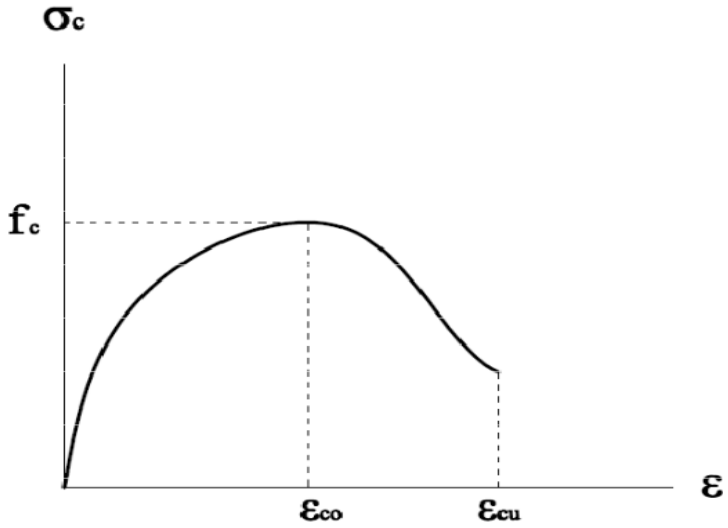
Deplasmanların gözardı edilemeyecek mertebeye eriştiği yapısal sistemlerde, denge denklemleri şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır. Malzemedeki lineer olmayan

davranışın ve geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin ihmal edilmediği bu teori İkinci Mertebe Elasto-plastik Teori olarak adlandırılmaktadır.

3.2.1.2. Doğrusal Olmayan Malzeme Davranışı

- Betonun Basınç Altındaki Gerilme Şekil Değiştirme Davranışı

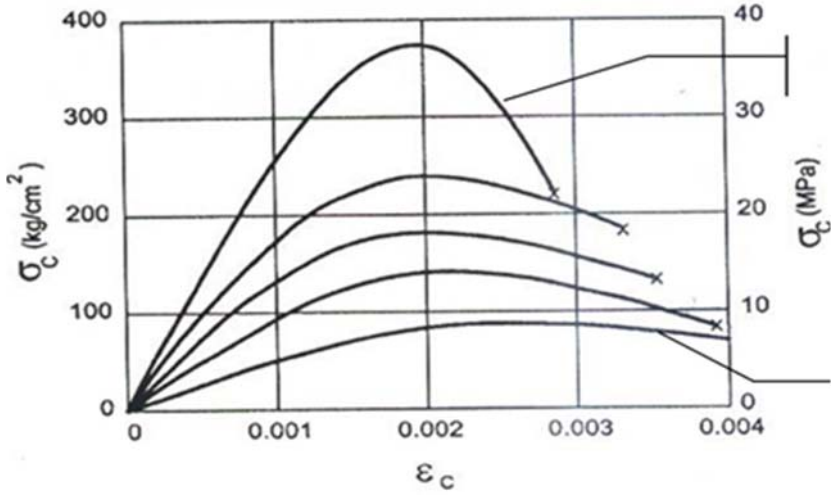
Beton basınç dayanımı yüksek, çekme dayanımı ise basınç dayanımına göre oldukça düşük olan gevrek bir yapı malzemesidir. Şekil 3.1'de betonun basınç altındaki gerilme şekil değiştirme diyagramı gösterilmektedir.



Şekil 3.1. Betonun $\sigma - \varepsilon$ diyagramı
(Ersoy ve Özcebe 2017)

Betonarme problemlerini diğer malzeme problemlerinden farklı kılan malzemeye ait gerilme- şekil değiştirme ilişkisidir. Betonun gerilme- şekil değiştirme ilişkisi; betonun dayanımı, yükleme hızı, kesit boyutları ve geometrisi gibi birçok parametreye bağlıdır (Ersoy ve Özcebe 2008).

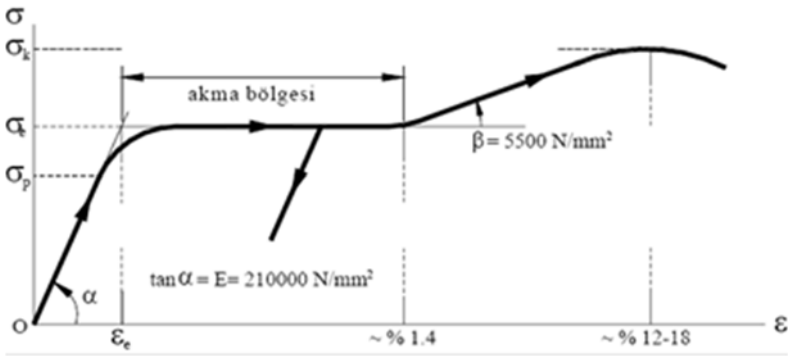
• Şekil 3.2'de verilen betonun $\sigma - \varepsilon$ eğrisi incelendiğinde maksimum birim kısalmanın betonun basınç dayanımına göre değiştiği görülmektedir. Ayrıca yüksek basınç dayanımına sahip betonların tepe noktalarının daha belirgin olduğu, düşük basınç dayanımına sahip betonların, yüksek dayanımlı betonlara göre daha fazla sünek olduğu, maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalmanın, beton dayanımına göre değişmediği ve yaklaşık olarak 0.002 değerinde olduğu ve farklı dayanımlı betonlar için elastisite modülünün (başlangıç eğimlerinin) beton dayanımı arttıkça yükseldiği görülmektedir (Ersoy ve Özcebe 2017).



Şekil 3.2. Farklı beton dayanımına göre $\sigma - \varepsilon$ diyagramı
(Ersoy ve Özcebe 2017)

- Çeliğin Gerilme Şekil Değiştirme Davranışı

Betonarmeyi oluşturan temel unsurlardan biri olan çelik, çekme ve basınç dayanımı yüksek bir malzemedir. Fabrikasyon üretimi olduğu için temel özellikleri betonun aksine net bir şekilde bilinmektedir. Beton çeliğine ait gerilme-şekil değiştirme diyagramı ve bu malzemeye ait gerilme-şekil değiştirme değerleri (S420 çeliği için) Şekil 3.3'de gösterilmiştir.



Şekil 3.3. Yapı çeliğinin gerilme-şekil değiştirme diyagramı

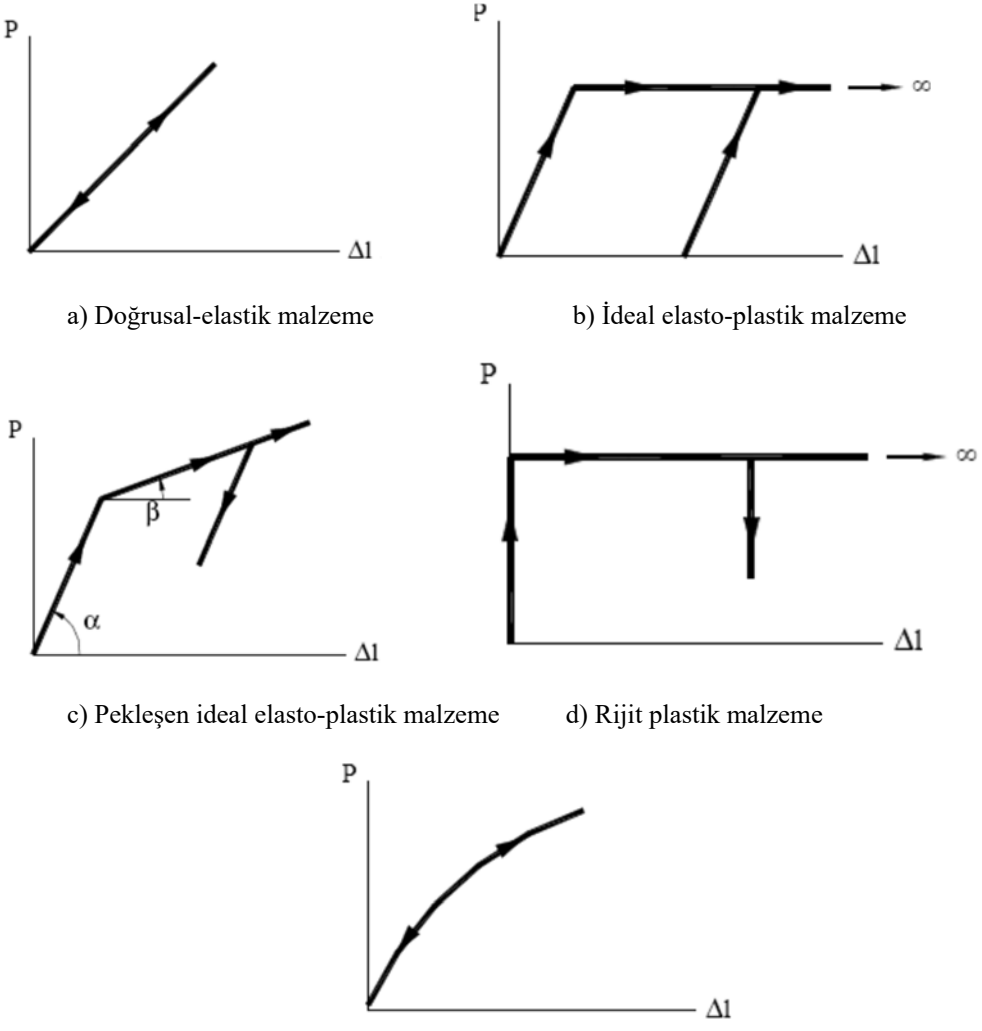
Şekil 3.3'de çeliğin gerilme-şekil değiştirme diyagramı verilmiştir. Burada kopma sınır gerilmesi σ_k ile ifade edilirken, akma gerilmesi σ_e ile gösterilmiştir. Akma şekil değiştirmesi de ε_e ile belirtilmiştir. S420 çeliği için söz konusu değerler aşağıda verilmiştir.

S420 yapı çeliği : σ_k = 500 N/mm^2 , σ_e = 420 N/mm^2 (ε_e = 0.002)

- İdeal Malzemeler

Doğrusal olmayan analizlerde, yapı malzemelerinin gerçekte hesaplanan gerilme-şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak hesap yapılmaktadır. Yapı malzemelerinin gerçekte gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal davranış göstermediği için yapı sistemlerinin hesabı da doğrusal olmamaktadır. Bu nedenle doğrusal davranış sergilemeyen bu yapıların önce malzeme gerilme- şekil değiştirme davranışının ideal hale getirilmesi gerekmektedir.

Malzemenin kuvvet ve şekil değiştirmeye göre davranışı için yapılan bazı idealleştirmeler Şekil 3.4'de sunulmuştur.



a) Doğrusal-elastik malzeme

b) İdeal elasto-plastik malzeme

c) Pekleşen ideal elasto-plastik malzeme

d) Rijit plastik malzeme

e) Doğrusal olmayan elastik malzeme

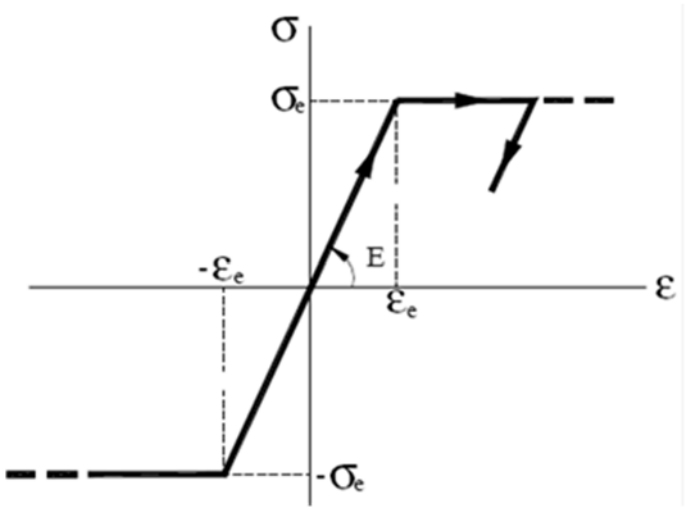
Şekil 3.4. İdealleştirilmiş malzeme davranış modelleri

Şekil 3.4'de (a) doğrusal elastik malzeme akma sınırına kadar doğrusal elastik davranış göstermektedir. (b) İdeal elasto-plastik malzemede akma sınırsız olarak kabul edilmektedir.

Pratik uygulamalarda ise belirli bir akma sınırı belirlenmektedir. (c) Pekleşen elasto-plastik malzemede akma halinde gerilmeler sabit değildir, aksine artmaktadır. (d) Rijit plastik malzeme davranışı pekleşen elasto-plastik malzeme davranışına benzemektedir.

- Çeliğin ve Betonarme Çubuğun İdeal Davranış Modelleri

Çeliğin $\sigma - \varepsilon$ ilişkisi elasto-plastik varsayılabilir. Bu davranış modeline göre betonarme çeliği akma gerilmesine ulaşıncaya kadar doğrusal elastik, bu noktadan sonra ise plastik bir davranış göstermektedir. Buna göre çeliğin $\sigma - \varepsilon$ eğrisinin iki doğrudan oluştuğu varsayımı yapılabilir (Şekil 3.5.). Bu varsayıma göre çeliğin pekleşmeden sonra kazandığı dayanım ihmal edilmiş olur. Söz konusu varsayımın uygulanması kesitin taşıma gücü momentinde önemli bir hata oluşturmamaktadır (Ersoy ve Özcebe 2008).

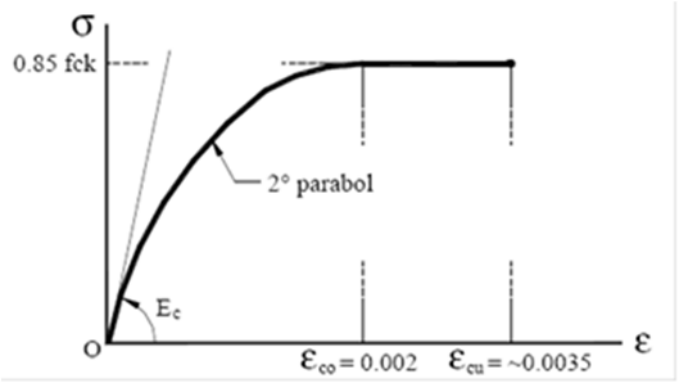


Şekil 3.5. Çeliğin ideal elasto-plastik malzeme davranış modeli

Çeliğin $\sigma - \varepsilon$ özellikleri kolaylıkla belirlenebilmesine karşın bu durum beton için oldukça zordur. Betonun $\sigma - \varepsilon$ ilişkisi, betonun dayanımı, yükleme hızı, kesit boyutları ve geometrisi gibi birçok parametreye göre değiştiğinden beton için tek ve kesin bir $\sigma - \varepsilon$ eğrisi önermek zordur. Ayrıca uzun süreli basınç gerilmeleri altında ve zamanla oluşan sünme deformasyonları betonun davranışını önemli ölçüde değiştirmektedir.

Betonarme elemanların basınç bölgesindeki gerilme dağılımının eksenel basınç altında denenen numunelerden elde edilen $\sigma - \varepsilon$ eğrisine benzediğini kabul etmek doğru bir varsayım

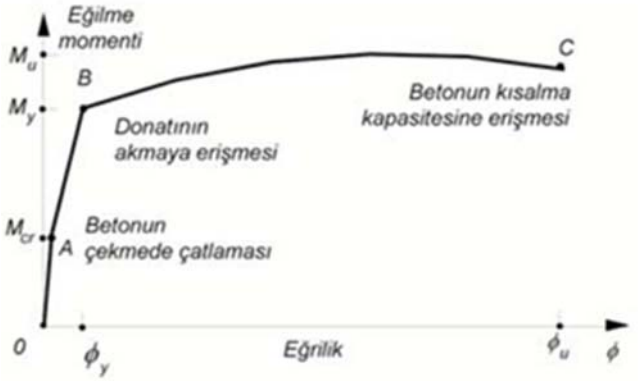
olur. Bununla birlikte betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan hesaplarda bu dayanımın ihmal edilmesi önemli bir hataya neden olmayacaktır. Zaten betonarme elemanlarda oluşan çekme gerilmeleri bu bölgelere yerleştirilen çelik donatılarla karşılanmaktadır (Ersoy ve Özcebe 2008) Şekil 3.6.'da betonarme bir çubuğun idealleştirilmiş $\sigma - \varepsilon$ davranışı verilmiştir.



Şekil 3.6. Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki $\sigma - \varepsilon$ diyagramı (Özer 2006)

3.2.1.3. Eğilme Momenti – Birim Dönme (M- ϕ) Bağıntısı

Basit eğilme altındaki bir dikdörtgen kesitteki eğilme momenti-eğrilik değişimi Şekil 3.7'de gösterilmiştir.



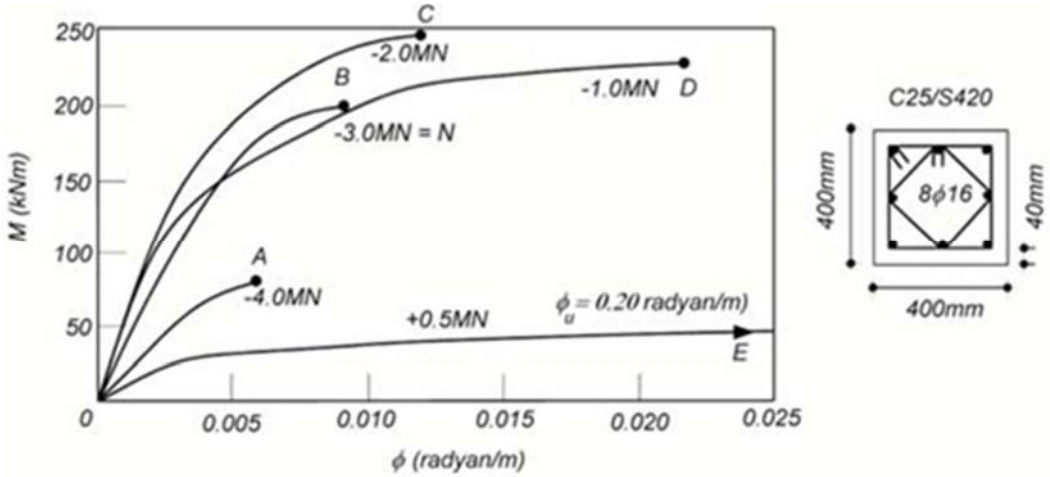
Şekil 3.7. Moment- eğrilik ilişkisi (Celep 2008)

Küçük eğilme momenti altında, betonda basınç ve çekme gerilmeleri oluşurken, donatı elastik davranmaktadır. Meydana gelen gerilmeler beton kesitiyle karşılanırken donatının etkisi bu devrede oldukça sınırlı kalır. Kesitin eğilme rijitliği mukavemetten de bilindiği gibi elastisite modülünün ve atalet momentinin değerine bağlıdır. Moment arttıkça çekme bölgesindeki beton çatlar ve çatlak tarafsız eksene doğru ilerler. Betonun çatlamasıyla kesit doğrusal davranıştan

ayrılarak doğrusal olmayan davranışa geçiş yapar. Artan gerilmelere bağlı olarak betonun doğrusal olmayan davranışı daha belirgin hale gelir. Eğer eğilme momenti artmaya devam ederse, betonda basınç gerilmeleri dağılışı doğrusal olmayan davranışla değişir ve donatı akma gerilmesine ulaşır. Oluşan momentin bu değerine Akma Momenti (M_y) denir. Donatının uzama kapasitesi betona göre çok büyük olduğundan dolayı, güç tükenmesi betonun en büyük kısalma kapasitesine ulaşmasıyla meydana gelir. Böylelikle kesit taşıma gücüne ulaşır (Celep 2008). Moment-eğrilik eğrisi altında kalan alan kesitin enerjiyi yutabilme kapasitesini ifade eder. Alan arttıkça tüketilen enerji miktarı da artar. Şekil 3.7'den de görülebileceği gibi ϕ_u' nun artması kesitin daha fazla enerji yutabildiğini göstermektedir. Bu nedenle kesitin, kapasitesinde önemli bir düşüş olmadan büyük deformasyonlara erişebilmesi (sünek davranış göstermesi) yapının deprem güvenliği açısından büyük önem arz etmektedir.

- Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

Şekil 3.8.'de farklı normal kuvvetlere maruz kesitlerin eğilme momenti-eğrilik ilişkileri verilmiştir. Şekil üzerinde verilen normal kuvvet değerleriyle momentin en büyük değerleri karşılıklı etki diyagramında görülebilir. Karşılıklı etki diyagramındaki moment- normal kuvvet değerleri söz konusu kesit için taşıma gücü sınırına ulaşıldığını göstermektedir. Kesitin eğilme momenti ve normal kuvvet değerleri karşılıklı etki diyagramına ulaştıktan sonra uygulanan yüklemeyle kesite ait moment ve normal kuvvet değerleri sabit kalabilir veya karşılıklı etki diyagramı üzerinde farklı değerler alabilir (Celep 2008).

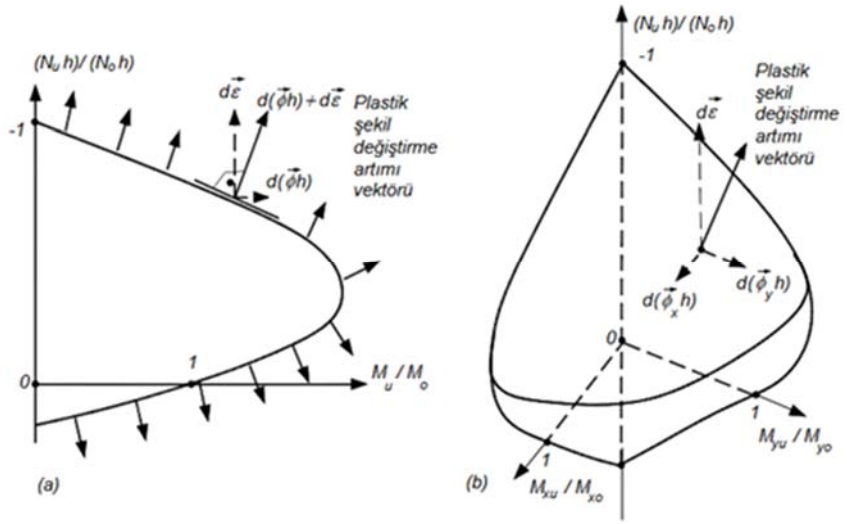


Şekil 3.8. Normal kuvvet etkisindeki bir betonarme kesitin eğilme momenti-eğrilik ilişkisi (Celep 2008)

- Akma Koşulu (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Betonarme bir kesitte eğilme momenti- normal kuvvet etkisi altında meydana gelen ve taşıma gücünü gösteren karşılıklı etki diyagramı Şekil 3.9'da gösterilmektedir. Doğrusal

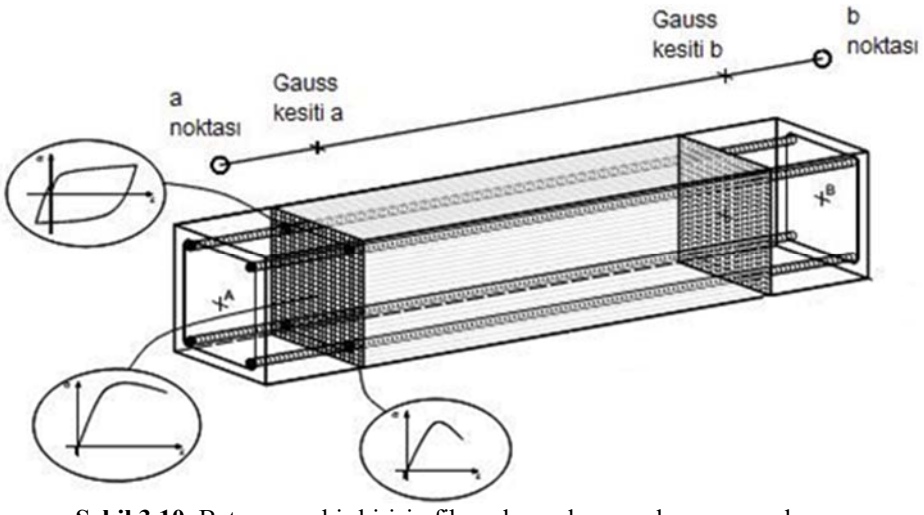
olmayan şekil değiştirmeler, plastik kesit olarak ifade edilen belirli kesitlerde oluştuğu varsayılmaktadır. Betonarme elemanlarda, iç kuvvet durumunun karşılıklı etki diyagramı üzerinde oluşması bir plastik kesitin meydana geldiğini yani kesitin aktığını göstermektedir. Bu nedenle, bu diyagrama akma eğrisi de denilmektedir.



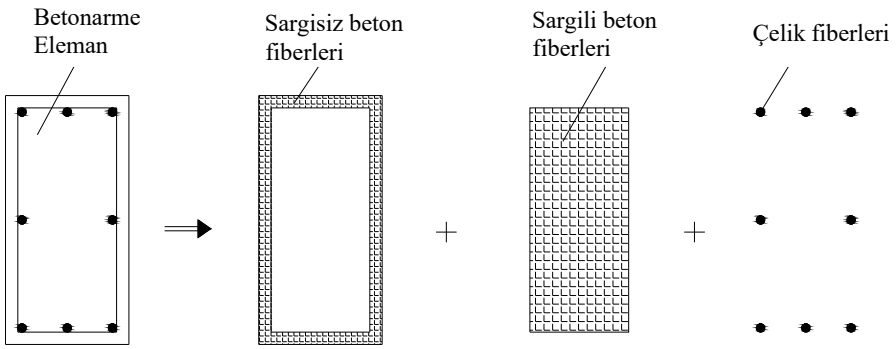
Şekil 3.9. Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi) ve plastik şekil değiştirmeler (Celep 2008)

3.2.1.4. Yayılı Plastik Mafsal Modeli

Bu modelde kesit ve eleman davranışı fiber elemanlar yoluyla modellenmektedir. Her fiber elemana tek eksenli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi tanımlanır ve kesitlerdeki gerilme-birim şekil değiştirme davranışı içerdiği tüm fiberlerin doğrusal olmayan tek eksenli davranışlarının toplanmasıyla elde edilir. Örnek bir betonarme kiriş kesiti ve enkesiti sırasıyla Şekil 3.10 ve 3.11'de gösterilmektedir.



Şekil 3.10. Betonarme bir kirişin fiber elemanlara ayrılması ve malzeme davranışları (Seismostruct'dan adepte edilmiştir)



Şekil 3.11. Betonarme bir eleman enkesitindeki fiberlerin ayrıntılı olarak gösterilmesi (SeismoStruct'dan adepte edilmiştir)

Doğrusal olmayan yayılı plastisite modeli (ya da fiber yaklaşımı), herhangi bir kesit için moment- eğrilik veya mafsal için histeretik davranışın önceden tanımlamasına gerek duyulmadan; normal kuvvet- eğilme momenti etkileşimi, çift eksenli yükleme (eğilme) ve eğilme mukavemetinin dik doğrultularda etkileşimini doğrudan modelleme avantajını sağlamaktadır. Bu plastik mafsal modelinde, yapısal eleman üç farklı fibere ayrılmıştır: Bu fiberlerden bazıları, boyuna çelik çubuğun modellemesi için kullanılır; liflerden bazıları, çekirdek betondan oluşan sargılı betonun doğrusal olmayan davranışını tanımlamak için kullanılır ve diğer fiberler kabuk betondan oluşan sargısız beton için tanımlanmaktadır. Bu mafsal modeliyle yapısal elemanlardaki hasarlar kabuk beton, çekirdek beton ve donatı için ayrı ayrı izlenebilmektedir. Yön ve Calayır (2015- a); Yön ve Calayır (2015- b).

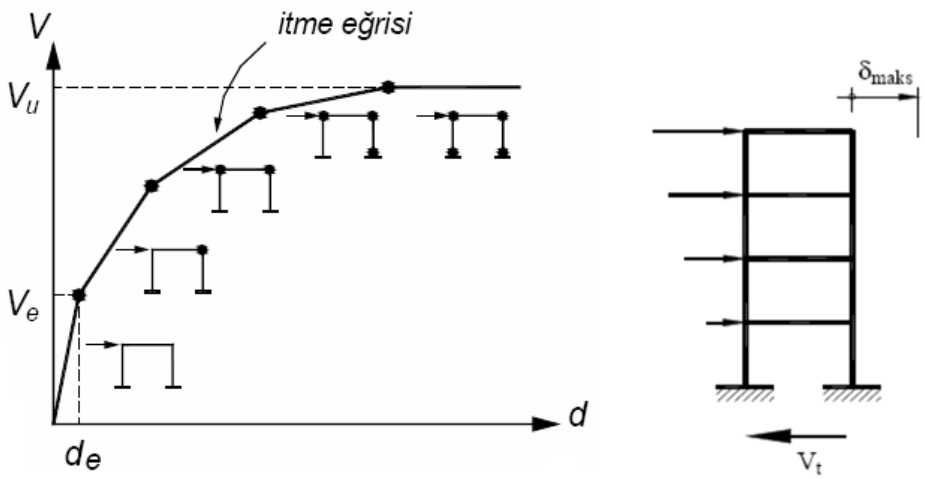
3.2.1.5. Statik İtme Analizi

Depreme dayanıklı yapı tasarımda temel performans hedefi, depremlerden dolayı can kayıplarının olmaması ve yapıların beklenen performans hedefinin sağlanmasıdır. Buna göre, magnitüdü küçük depremlerde yapı sisteminin herhangi bir zarar görmemesi, orta büyüklükteki depremlerde yapı elemanlarında oluşabilecek hasarın onarılabilir düzeyde olması ve büyük depremlerde ise can ve mal kaybının yaşanmaması ve binanın göçmesini önlemektir. Yapı elemanlarının doğrusal analiz yöntemleri, yukarıdaki maddeleri sağlamak için, depremden sonra yapıda meydana gelebilecek hasar durumları için doğru bir fikir vermekte yetersiz kalmaktadır. Ayrıca, bir yapının defalarca deprem etkisine maruz kalması durumunda nasıl bir davranış göstereceği konusu da tam bir şüphe durumu oluşturmaktadır. Buradan anlaşılacağı üzere, doğrusal hesap yöntemlerinin yapı elemanlarının deprem hesabında kesin bir doğruluğa ulaştırmadığı neticesine ulaşılabilir.

Statik itme analizi sabit düşey yükler etkisinde yatay kuvvetlerin adım adım arttırılmasıyla oluşturulan doğrusal olmayan bir yöntemdir. Statik yatay yükler, her adımda

aralarındaki oran sabit kalacak şekilde yapı belirli bir yer değiştirme veya göçme durumuna erişinceye kadar arttırılır ve yapıya ait yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi belirlenir. Yön ve Calayır (2014). Bu yöntem yeni inşa edilecek binaların tasarımında, güçlendirilmesi yapılacak binaların tasarlanmasında mühendislere gerçek fikirler vermesi açısından kolaylık sunan bir yöntemdir. Yapısal elemanda oluşan bu değişiklikler, yapının son taşıma gücüne ulaşması ile son bulmaktadır. Yapı istenen yanal öteleme yerdeğiştirmesine ulaşıncaya kadar statik itme analizleri sürdürülmektedir. Arttırılan yatay yüklerin etkisiyle kesitlerin biri veya birkaçı taşıma kapasitelerine erişmekte ve bu kesitlerde plastik mafsallar oluşmaktadır. Plastik mafsal oluşan kesitler, taşıma güçlerinde değişme olmaksızın dönmeye devam etmektedir.

Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinden elde edilen tipik bir yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi Şekil 3.12'de verilmektedir (İrtem ve Türker 2002).



Şekil 3.12. Doğrusal olmayan teori ile kapasite eğrisinin elde edilmesi (İrtem ve Türker 2002)

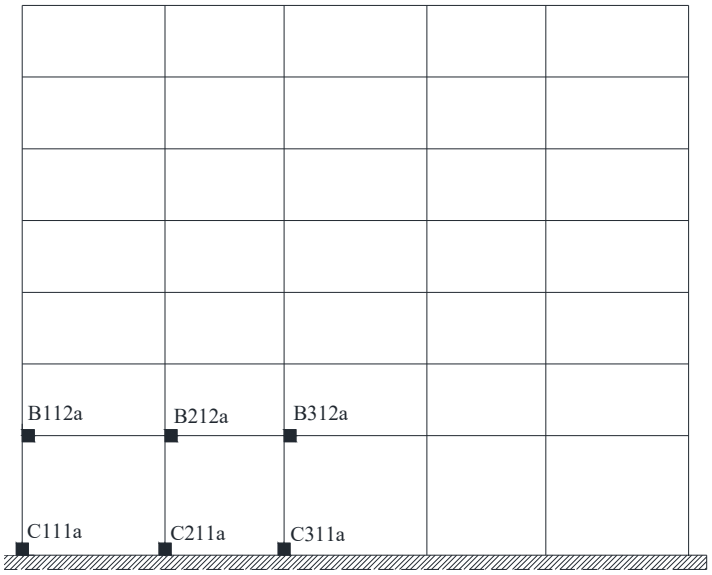
3.2.1.6. Artımsal Dinamik Analiz

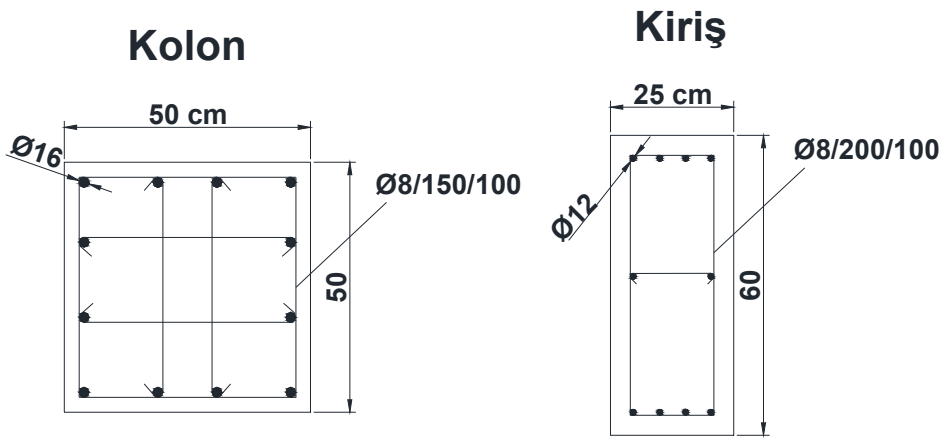
Artımsal dinamik analiz yöntemi, deprem hareketleri altında yapısal performansı değerlendirmek için yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. Bunun için bir dizi yer hareketi kaydına ihtiyaç vardır. Bu kayıtların sayısı çok fazla ise hesabı kolaylaştırmak için yer hareketi kayıtları içerisinden artımsal dinamik analiz için en temsili olan kayıt seçilir. Artımsal dinamik analiz, sismik talep ve kapasite tahmini kabiliyetini çoklu ölçeklenen uygun yer hareketi kayıtları altındaki doğrusal olmayan dinamik analizler serisini kullanarak ortaya çıkan bir analiz yöntemidir. Bu yöntemin gerçekleştirilmesi için, uygun yer hareketinin yoğunluk ölçümleri ve temsili hasar ölçümlerinin seçilmesi gibi çeşitli parametreleri gerektirir. Sonuç olarak, artımsal dinamik analiz yöntemi aracılığıyla toplanan veriler yapıların davranışı hakkında bir öngörü ve statik itme analiziyle dinamik tepki arasındaki ilişkiye yeni bir ışık tutar. Performansa dayalı deprem mühendisliğinde önemli bir husus, sismik yükler altındaki yapısal performansın

tahminidir. Özellikle de mühendislik talep parametreleri şeklinde yapısal tepkinin olasılık dağılımı tahmin edilir. Bu parametreler, bir yoğunluk ölçümüyle temsil edilen sismik yoğunluk seviyesini veren tepe göreli kat ötelemeleri, maksimum ivme, moment veya kayma gibi parametrelerdir. Artımsal dinamik analiz, yapıyı elastik durumdan son global dinamik kararsızlığa doğru zorlamak için tasarlanan birçok yoğunluk seviyelerine ölçeklendirilen uygun yer hareketi kayıtları altında yapısal modelin doğrusal olmayan dinamik analizlerini ortaya çıkartarak birçok bilgiyi elde etmek için geliştirilmiştir.

3.2.2. İki Boyutlu Modelin Doğrusal Olmayan Statik ve Artımsal Dinamik Analiz Yöntemiyle İncelenmesi

Bu çalışmada, betonarme binaların deprem davranışı doğrusal olmayan statik ve artımsal dinamik analiz yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Sayısal çalışma için, 7 katlı ve 5 açıklıklı betonarme çerçeve bir bina seçilmiştir. Toplam bina yüksekliği 23.0 m ve birinci kat yüksekliği 5.0 m iken diğer katların yükseklikleri 3.0 m dir. Birinci, üçüncü ve son açıklıklar 6.0 m ve ikinci ve dördüncü açıklıklar 5.0 m dir. Binanın Z2 zemin sınıfında yer aldığı ve bina önem katsayısının 1.0 olduğu kabul edilmiştir. Statik itme analizleri farklı yanal yük şekillerine göre (üçgen yanal yükleme ve uniform yanal yükleme) yapılmıştır. Artımsal dinamik analizler için üç yer hareketi kaydı seçilmiş ve Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan tasarım spektrumuna uydurularak maksimum yer ivmesi 0.1g'den 0.5g'ye artacak şekilde ölçeklendirilmiştir. Seçilen binanın kapasite eğrileri, göreli kat ötelemeleri, maksimum tepkileri, dinamik itme eğrisi ve farklı eleman uçları için moment dönme eğrileri elde edilmiştir. Yapısal sistemin doğrusal olmayan davranışını daha doğru tahmin etmek için yayılı plastik mafsal yaklaşımı kullanılmıştır. Bina tabanının rijit bir şekilde sabitlendiği, zemin uyumluluğunun ve sönümleme özelliklerinin dikkate alınmadığı varsayılmıştır. Binanın ön görünüşü ve eleman detayları Şekil 3.13'de gösterilmiştir (Öncü ve Şahin Yön (2016)).



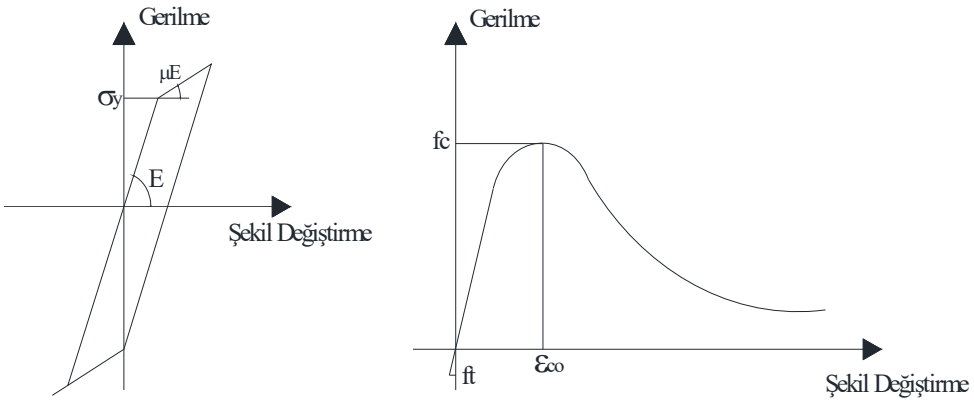


Şekil 3.13. Binanın düzlemsel görünüşü ve yapısal eleman detayları

Çizelge 3.2'de seçilen yapı modeline ait yapısal eleman boyutları, enine ve boyuna donatıları ve sargı faktörleri gösterilmiştir. Şekil 3.14'de çelik ve beton için doğrusal olmayan analizlerde kullanılan malzeme modelleri gösterilmiştir. Çelik için çift doğrulu elasto- plastik gerilme şekil değiştirme malzeme modeli kullanılmıştır. Beton malzemesi tek eksenli sargı beton modeliyle tanımlanmıştır. Sargı etkisi Mander Modeli kullanılarak hesaplanmıştır (Mander ve ark. 1988).

Çizelge 3.2. Seçilen bina için sargı parametreleri

	Eleman Boyutları (cm)	Etriye aralığı (s) (cm)	Sargı bölgesi uzunluğu (cm)	Sargı Faktörleri
Kolon Sargı Bölgesi (Zemin kat/Normal kat)	50/50	10	75/50	1.292
Kolon Orta Bölgesi	50/50	15		1.180
Kolon Boyuna Donatısı		12Ø16		
Kiriş Sargı Bölgesi	25/60	10	120	1.129
Kiriş Orta Bölge	25/60	20		1.029
Kiriş Boyuna Donatısı (ρ/ρ')		4Ø12/4Ø12		
Gövde Donatısı		2Ø12		
Enine Donatı Çapı/ Donatı Sınıfı		Ø8/S420		



Şekil 3.14. Çelik ve beton için malzeme modelleri

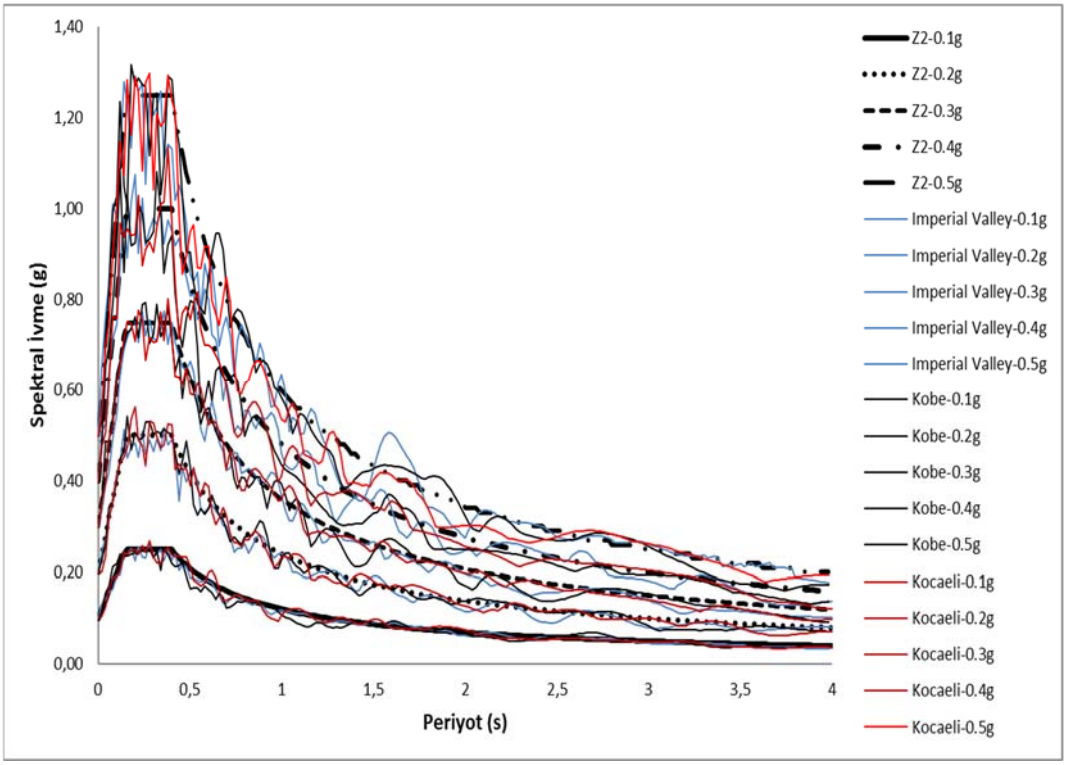
3.2.2.1. Deprem Parametreleri ve Yerel Zemin Şartları

Artımsal dinamik analizler için seçilen depremlerin ivme kayıt özellikleri Çizelge 3.3'de verilmiştir. Sismik kayıtlar PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) yer hareketi veri tabanından elde edilmiştir ve bu kayıtlar tasarım spektrumuyla uyumlu olması için frekans içeriğinde ölçeklendirilmiştir.

Çizelge 3.3. Dinamik analiz için seçilen deprem ivme kayıtları

Depremler	Istasyon	Yön	Tarih	Büyüklük	PGA (g)
Imperial Valley	El Centro Array	D-B	Mayıs 19, 1940	7.0	0.313
Kobe	Kjm	D-B	Ocak 16, 1995	6.9	0.821
Kocaeli	Düzce	K-G	Ağustos 17, 1999	7.4	0.358

Seçilen deprem kayıtları Türk Deprem Yönetmeliği'nde (TDY) tanımlanan Z2 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiştir. 0.1g'den 0.5g'ye beş yer ivmesiyle elastik spektrumun çarpımından elde edilen tasarım spektrumu Şekil 3.15'de verilmiştir.



Şekil 3.15. Z2 zemin sınıfı ve farklı yer ivmeleri için tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumu

Sayısal çalışmada kullanılan hasar sınır değerleri ve bu hasarların renk skalaları sırasıyla Çizelge 3.4- 3.5'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.4. Kolon ve kirişlerdeki hasarlar için kullanılan sınır değerler (DBYBHY–2007, İlki ve Celep, 2011)

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
	Hasar Sınır Değerleri		
Minimum Hasar Sınırı (MN)	$(\varepsilon_{cu})_{MN}$=0.0035	0.0035	$(\varepsilon_s)_{MN}$=0.010
Güvenlik Sınırı (GV)	$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.0135$	0.0035	$(\varepsilon_s)_{GV}$=0.040
Göçme Sınırı (GÇ)	$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.018$	0.0040	$(\varepsilon_s)_{GC}$=0.060

Çizelge 3.5. Yapısal hasarların gösteriminde kullanılan renkler

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
MN			
GV			
GÇ			

3.2.3. Üç Boyutlu Modelin Doğrusal Olmayan Statik ve Artımsal Dinamik Analiz Yöntemiyle İncelenmesi

İkinci sayısal uygulama için seçilen üç boyutlu bina modeli TS500 ve (DBYYHY-2007) yönetmelikleri göz önünde bulundurularak tasarlanmıştır. Buna göre bina; x yönünde 7 açıklıklı, y yönünde 5 açıklıklı ve Z+5 kat olarak oluşturulmuştur. Tüm katların yüksekliği aynı ve h= 3 m yüksekliğinde olmak üzere toplam bina yüksekliği 18 m'dir. Binanın Z3 zemin sınıfında, 1. derece deprem bölgesinde yer aldığı ve bina önem katsayısının (I=1.0) olduğu kabulü yapılmıştır. Binanın oturum alanı 35 m × 26 m = 910 m^2'dir. Döşemeler kalınlıkları 15 cm'den oluşan iki doğrultuda çalışan betonarme plaklardan oluşmaktadır. Döşemede A2 ve A3 türünden döşeme düzensizlikleri mevcut değildir. Seçilen kolon boyutları 50/50, 70/40, 40/70 boyutundadır. Kirişler, genişlikleri 30 cm, yükseklikleri ise 60 cm olan dikdörtgen kesitlerden oluşmaktadır. Çerçeve kolonlarda süreksizlik durumu yoktur. Yapının betonarme hesabı yapılırken ölü yük (G= 1.5 kN/m^2), hareketli yük (Q=2 kN/m^2) olarak alınmıştır. Yapıda

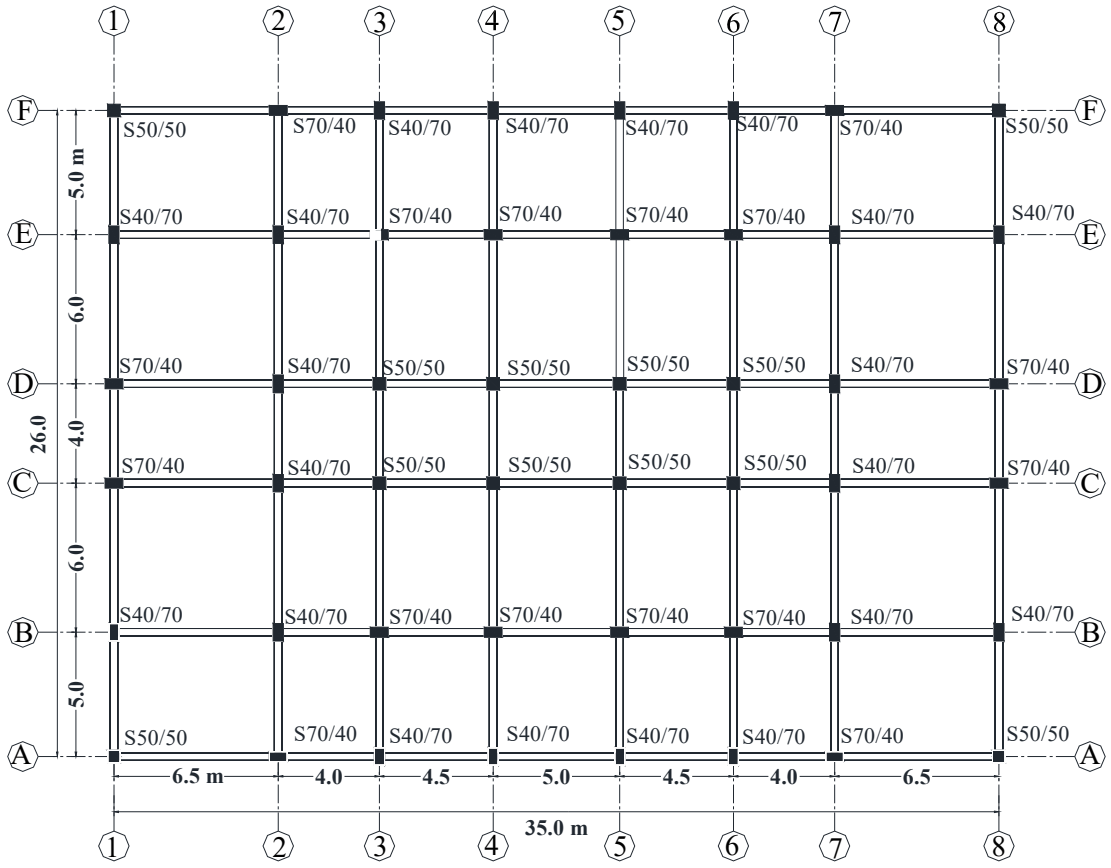
kabulü yapılan beton sınıfı C25, çelik sınıfı ise S420'dir. Göz önüne alınan malzeme bilgileri beton ve çelik için Çizelge 3.6'da aşağıda gösterilmiştir.

Çizelge 3.6. Kabulü yapılan malzeme karakteristikleri

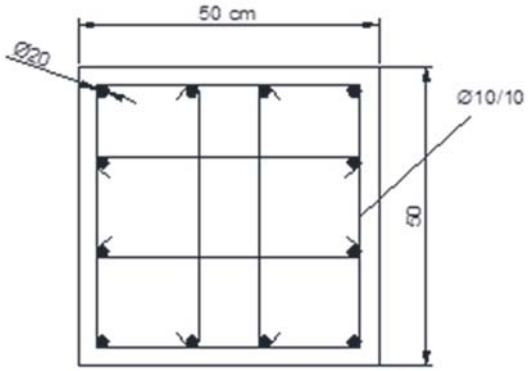
Beton ve Çelik İçin Dayanım Parametreleri		
f_{ck}	25	MPa
f_{ctk}	1.75	MPa
f_{ctd}	1.17	MPa
E_{beton}	30250	MPa
f_{yk}	420	MPa
$E_{çelik}$	2×10^5	MPa

3.2.3.1. Üç Boyutlu Yapının Matematiksel Modelinin Oluşturulması

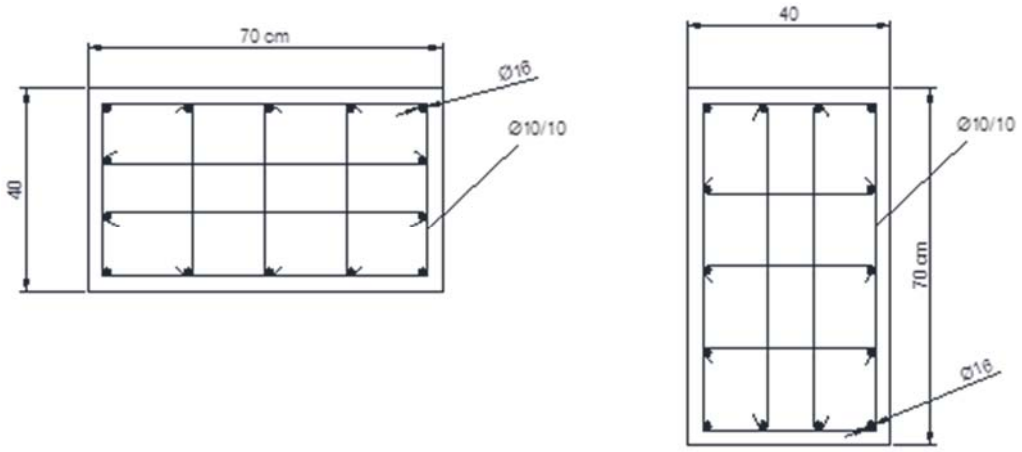
Yapı Seismostruct yazılım programında üç boyutlu olarak modellenmiştir. Bina elemanları oluşturulurken düğüm noktalarıyla çalışılmıştır. Döşemelerde boşluk ve çıkıntı olmamasından dolayı kat hizalarında rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Kolon donatıları deprem yönetmeliğinde belirtilen minimum şarta göre seçilmiştir. Şekil 3.16'da seçilen binanın normal kat kalıp planı verilmiştir. Kolonların enkesit alanları sırasıyla ($A_c =$ 2500 ve 2800 cm^2)'dir. Şekil 3.17- 3.18'de sırasıyla kolon ve kiriş kesitleri, enine ve boyuna donatıları verilmiştir. Kirişlerin tamamı aynı en kesite sahip ve (b_w/h_w =30/60 cm) boyutundadır.



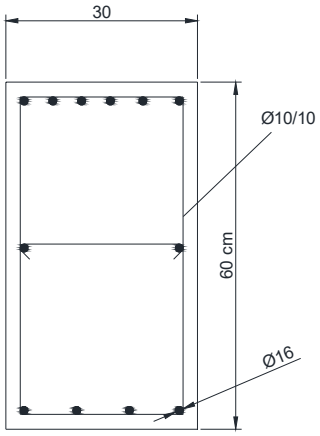
Şekil 3.16. Seçilen binanın normal kat kalıp planı



Şekil 3.17. Seçilen dikdörtgen kolon kesitleri



Şekil 3.17. Seçilen dikdörtgen kolon kesitleri (devamı)



Şekil 3.18. 30/ 60 olan kirişin enine ve boyuna donatıları

3.2.3.2. Seçilen Binanın Eşdeğer Deprem Yüklerinin Hesaplanması

Eşdeğer statik deprem yüklerini bulmak için binanın x ve y yönlerindeki birinci doğal titreşim periyotları T_1 denklem 3.1'e göre bulunmuştur.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^{N} F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \qquad (3.1)$$

Buna göre binanın x yönündeki periyodu T_{1x}= 0.7150 s olarak hesaplanmıştır. Bulunan periyot değeri yönetmelikte Z3 zemin sınıfı için verilen T_B= 0.60 s' den büyük olduğundan dolayı S_T denklem 3.2' ye göre 2.173 olarak hesaplanmıştır.

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \qquad (T_B < T) \qquad (3.2)$$

Çizelge 3.7. Etkin Yer İvme Katsayısı (A_0)

Deprem Bölgesi	A_o
1	0.4
2	0.3
3	0.2
4	0.1

Spektral ivme katsayısı denklem 3.3'e göre 0.8692 olarak bulunmuştur.

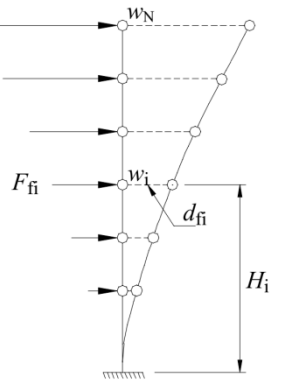
$$A_T = A_0 \, I \, S_T \tag{3.3}$$

Toplam eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti denklem 3.4'e göre 7633 kN olarak bulunmuştur.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \, A_o \, I \, W \tag{3.4}$$

Denklem 3.5'e göre bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükü Çizelge 3.9-3.10'da verilmiştir

$$F_{fi} = \frac{w_i \, H_i}{\sum_{j=1}^{N} w_j \, H_j} \tag{3.5}$$



Seçilen binanın yatay yük analiz sonuçları Çizelge 3.8'de verilmiştir.

Çizelge 3.8. Seçilen binanın yatay yük analizleri

Binanın toplam ağırlığı= 70250 (kN)	
X Doğrultusunda 1. Doğal Titreşim Periyodu	0.7150 s
Y Doğrultusunda 1. Doğal Titreşim Periyodu	0.7265 s
Zemin Türü	Z3
I	1
R	8
A_0	0.4
S (T_{1x})	2.173
S (T_{1y})	2.145
V_{Tx}	7633 kN
V_{Ty}	7535 kN

Binanın x yönündeki periyodu T1y= 0.7150 s olarak hesaplanmıştır. X yönündeki eşdeğer deprem yükleri Çizelge 3.9'da verilmiştir.

Çizelge 3.9. X doğrultusundaki eşdeğer deprem yükünün katlara dağılımı

Kat	H_i (m)	w_i (kN)
1	3	364
2	6	727
3	9	1090
4	12	1454
5	15	1817
6	18	2181

Binanın y yönündeki periyodu T_{1y}= 0.7265 s olarak hesaplanmıştır. X yönü için yukarıda verilen denklem formüllerinin aynısı y yönü için de geçerlidir. Bu sonuçlara göre y yönündeki eşdeğer deprem yükleri Çizelge 3.10'da gösterilmiştir.

Çizelge 3.10. Y doğrultusundaki eşdeğer deprem yükünün katlara dağılımı

Kat	H_i (m)	w_i (kN)
1	3	359
2	6	718
3	9	1076
4	12	1435
5	15	1794
6	18	2153

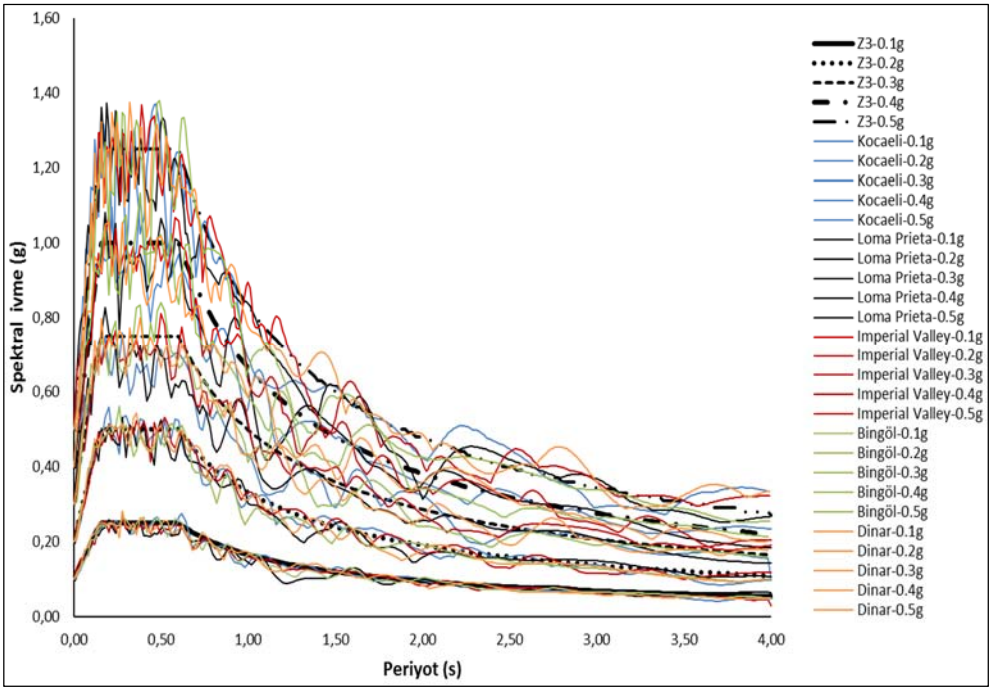
3.2.3.3. Deprem Parametreleri ve Yerel Zemin Şartları

Seçilen depremlerin ivme kayıt özellikleri Çizelge 3.11'de verilmiştir. Sismik kayıtlar PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) yer hareketi veri tabanından ve Başbakanlık Afet İşleri Deprem Dairesi Başkanlığı'ndan elde edilmiştir.

Çizelge 3.11. Dinamik analiz için seçilen deprem ivme kayıtları

Depremler	**Istasyon**	**Yön**	**Tarih**	**Büyüklük**	**PGA (g)**
Imperial Valley	El Centro Array	D-B	Mayıs 19, 1940	7.0	0.313
Kocaeli	Düzce	K-G	Ağustos 17, 1999	7.4	0.358
Bingöl	Merkez	K-G	Mayıs 01, 2003	6.1	0.556
Dinar	Afyon	D-B	Ekim 01, 1995	6.0	0.336
Lomaprieta	Corralitos	D-B	Ekim 18, 1989	6.9	0.644

Seçilen deprem kayıtları Türk Deprem Yönetmeliği'nde (TDY) tanımlanan Z3 zemin sınıfı için elastik tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiştir. 0.1g'den 0.5g'ye beş yer ivmesiyle elastik spektrumun çarpımından elde edilen tasarım spektrumu Şekil 3.19'da verilmiştir. Dinamik etki bu şekilde göz önüne alınmıştır.

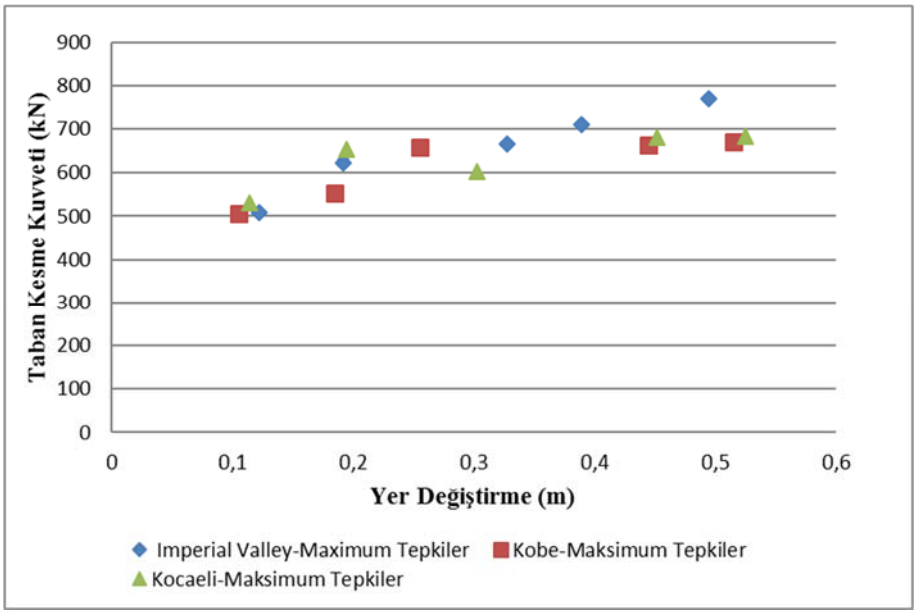


Şekil 3.19. Z3 zemin sınıfı ve farklı yer ivmeleri için tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumu

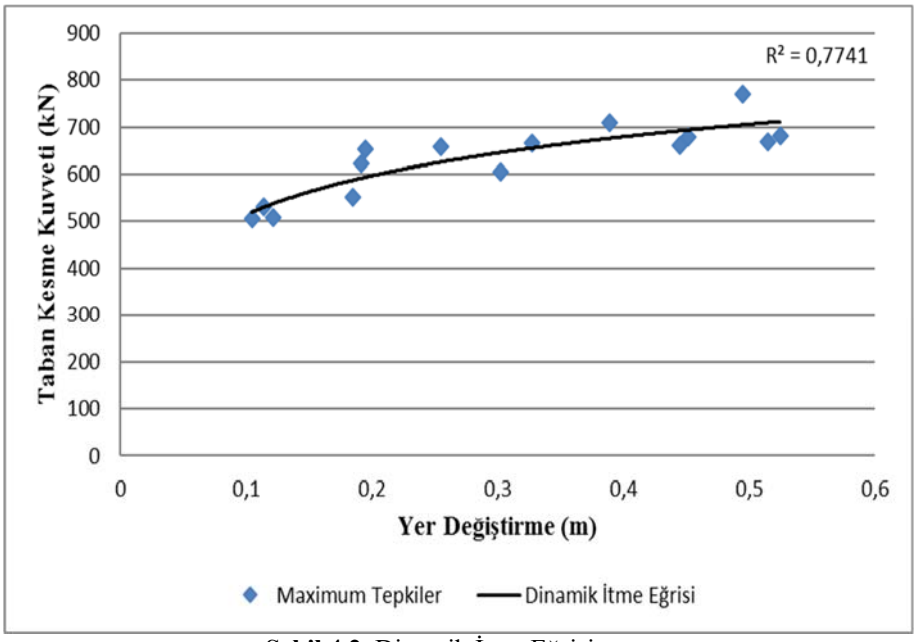
4. ARAŞTIRMA BULGULARI

4.1. İki Boyutlu Modelin Analizlerinden Elde Edilen Bulgular

Ölçeklendirilmiş kayıtlardan elde edilen maksimum tepkiler ve artımsal dinamik analizden elde edilen dinamik itme eğrisi sırasıyla Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de verilmiştir. Maksimum deplasman dinamik analizde tepe taban kesmesi ile örtüşmemektedir. Antoniou and Pinho (2004), bu parametreleri dinamik analiz sonuçlarından çıkarmak için bir prosedür önermiştir. Bu öneriye göre, dinamik analiz zarfları taban kesmesine karşılık gelen maksimum yer değiştirmenin bulunduğu yerde oluşmaktadır. Buna göre, dinamik analiz zarfları maksimum deplasmanın oluştuğu zamana karşılık gelen taban kesme kuvvetidir. Burada maksimum taban kuvveti; maksimum deplasmanın meydana geldiği zamanın ±0.5 s aralığındaki değeri ifade etmektedir. 0.1g yer ivmesi için, bütün ölçeklendirilmiş kayıtlar için 0.1m deplasman ve 500 kN taban kesme kuvveti elde edilmiştir. 0.2g yer ivmesi için, 0.2m lik deplasmana karşılık 550-650 kN taban kesme kuvveti hesaplanmıştır. 0.3g yer hareketi için taban kesme kuvveti sırasıyla Kobe, Kocaeli ve Imperial Valley depremleri için yaklaşık olarak 650 kN, 600 kN, 670 kN olarak elde edilmiştir. Bu yer hareketi için deplasmanlar yaklaşık 0.3m civarındadır. 0.4g için taban kesme kuvveti 700 kN ve deplasmanlar 0.4m civarındadır. Buna ek olarak Kobe ve Kocaeli depremleri için taban kesme kuvvetleri 700 kN iken, Imperial Valley için taban kesme kuvveti 800 kN a yakındır. Şekil 4.1'de taban kesme kuvveti ve deplasmanın, yer ivmesinin artmasına bağlı olarak arttığı görülmüştür.

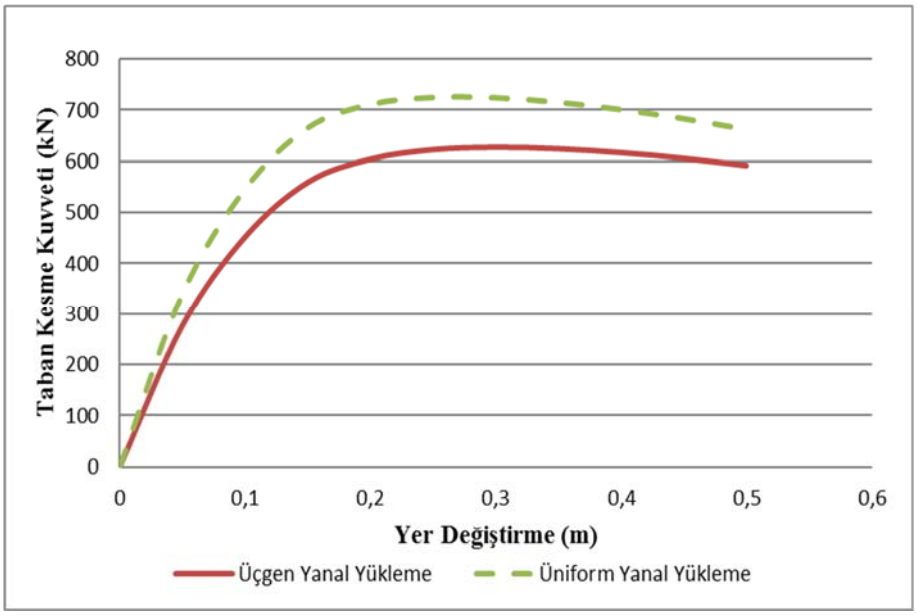


Şekil 4.1. Farklı yer ivmelerine göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için maksimum tepkiler



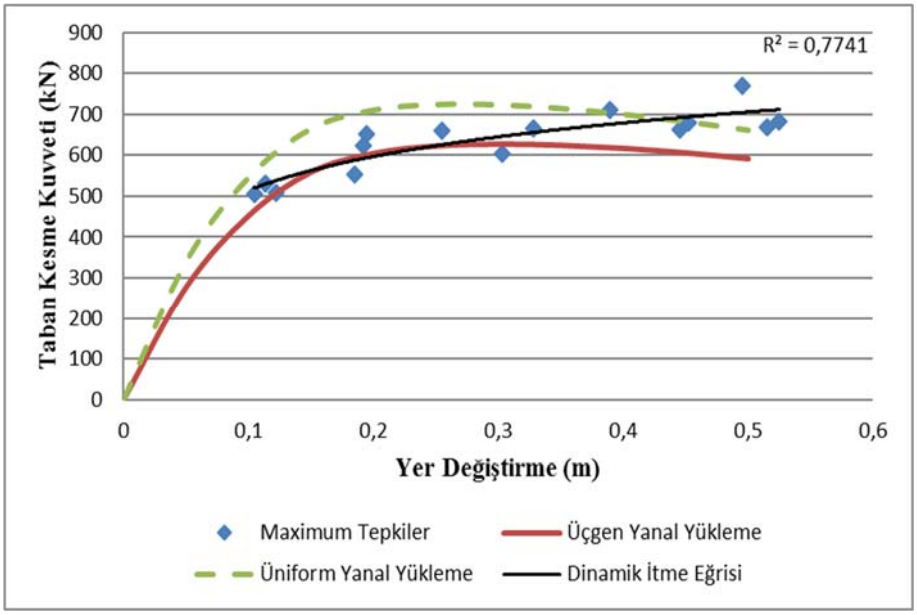
Şekil 4.2. Dinamik İtme Eğrisi

Statik itme analizi için iki yük şekli kullanılmıştır. İlk yük şekli kütleyle orantısal olarak yanal yükü temsil eden üniform dağılımdır. Diğeri ise ilk mod şeklini gösteren üçgen dağılımdır. Doğrusal olmayan statik itme analizlerinden üniform yanal yük şeklinin, üçgen yük şekline göre daha yüksek başlangıç rijitliği ve taban kesme kuvveti verdiği görülmüştür. Başka bir deyişle üniform yük şekli, üçgen yük şekline göre daha yüksek modlarla etkilenen binaların son dayanımında daha iyi bir tahmin vermektedir. Binanın elde edilen kapasite eğrisi üçgen ve üniform yük şekli için Şekil 4.3'de gösterilmiştir.



Şekil 4.3. Farklı yük şekline göre binanın kapasite eğrisi

Şekil 4.4'de dinamik itme eğrisi; artımsal dinamik analizlerden elde edilen maksimum tepkilerinin bir eğriye uydurulmasıyla elde edilmiştir. Bu eğrinin seçilen binanın kapasite eğrileriyle karşılaştırılması aynı şekilde verilmiştir. Ortaya çıkan sonuçlara göre düşük yer ivmelerinin tepkileri binanın üçgen yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin çok yakınında veya altındadır. Bununla birlikte maksimum tepkiler, üniform yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin altında kalmıştır. Sadece 0.5g'lik yer ivmesinden elde edilen değerler eğriyi aşmıştır. Sismik hareketler, itme eğrilerinin aynı eğilim ve şeklini takip ettiğini göstermektedir. Dinamik eğri 0.4g ve 0.5g için üçgen yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin üzerindeyken bu eğri 0.5g için üniform yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisini aşmaktadır. Üniform yanal yükleme, binaların doğrusal olmayan davranışı için 0.5g'ye kadar iyi sonuç vermektedir.

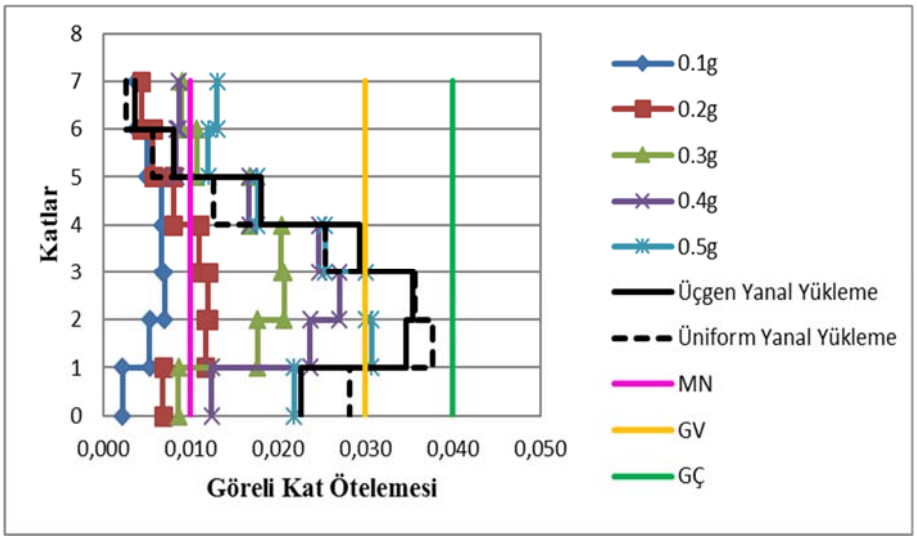


Şekil 4.4. Dinamik pushover eğrisi ve farklı yük şekillerinden elde edilen pushover eğrisinin karşılaştırılması

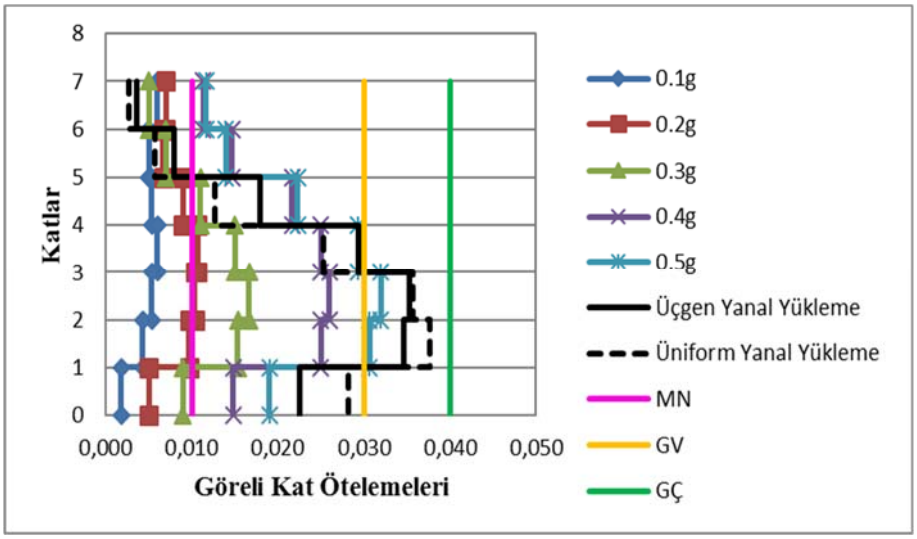
0.1g'den 0.5g'ye ölçeklendirilen Imperial Valley, Kocaeli ve Kobe depremlerinden elde edilen göreli kat ötelemeleri Şekil 4.5- 4.7'de sırasıyla verilmiştir. Bu şekillere göre, üniform yük şekli, alt katlarda yüksek seviyede göreli kat ötelemeleri verirken, üst katlarda üçgen yük şekline göre daha az göreli kat ötelemeleri (δ / h) vermektedir. Bu durum, alt katların genellikle üniform yük şekli için büyük yanal talepler altında önemli bir yer değiştirme etkisi potansiyeline sahip olduğunu göstermektedir.

Bu durum, göreli kat ötelemelerinin tepe yer ivmelerinin artışına bağlı olarak arttığını göstermektedir. Fakat, üst katlar için ölçeklendirilmiş Imperial Valley ve Kobe depremlerinden elde edilen göreli kat ötelemeleri, üçgen ve üniform yanal yük şekillerinin göreli kat ötelemelerini aşmaktadır. Fakat, diğer depremlerin alt katlarında meydana gelen göreli kat

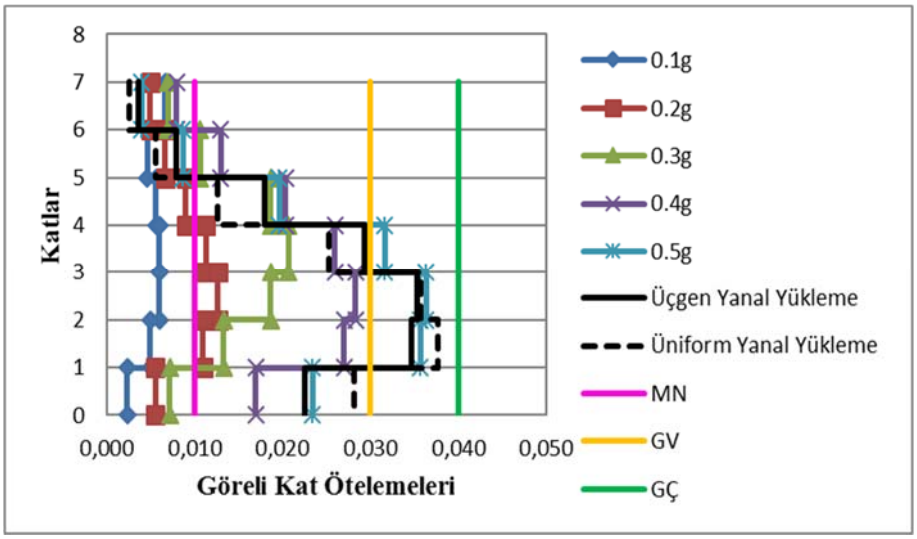
ötelemeleri, yanal statik yük şekillerinin göreli kat ötelemelerinin altındadır. Ancak, bu durum Kocaeli depremi için görülmemektedir. 0.5g'lik tepe yer ivmesinden elde edilen göreli kat ötelemeleri, üniform yük şekilleri için birinci ve ikinci katlar haricinde çeşitli yanal statik yüklerden elde edilen göreli kat ötelemelerini aşmaktadır.



Şekil 4.5. Yanal statik yükler ve ölçeklendirilmiş Imperial Valley için göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması

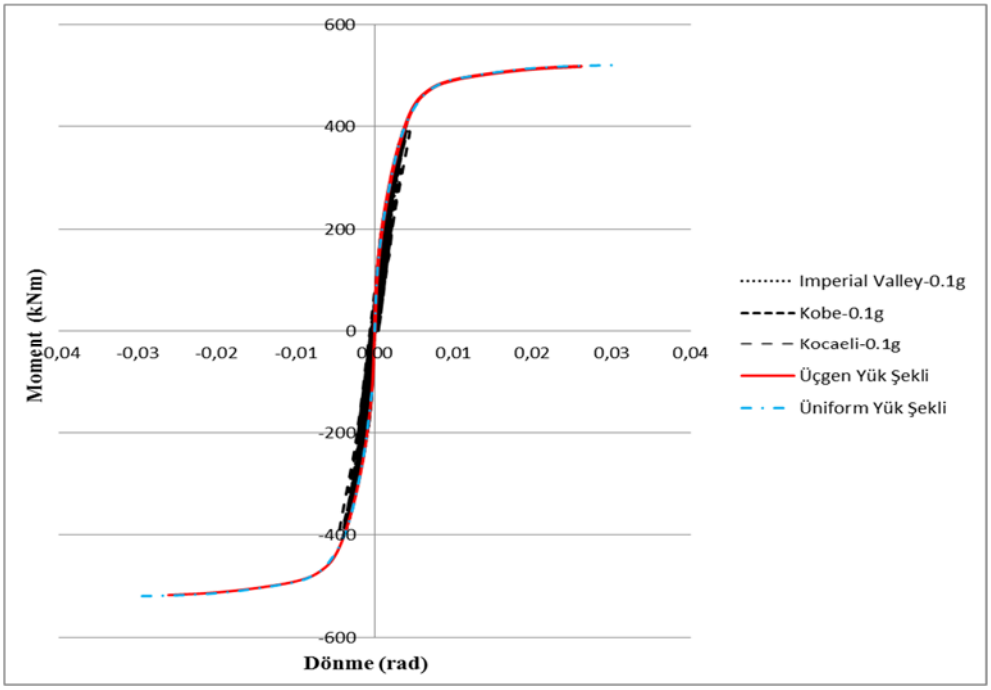


Şekil 4.6. Yanal statik yükler ve ölçeklendirilmiş Kocaeli depremi için göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması

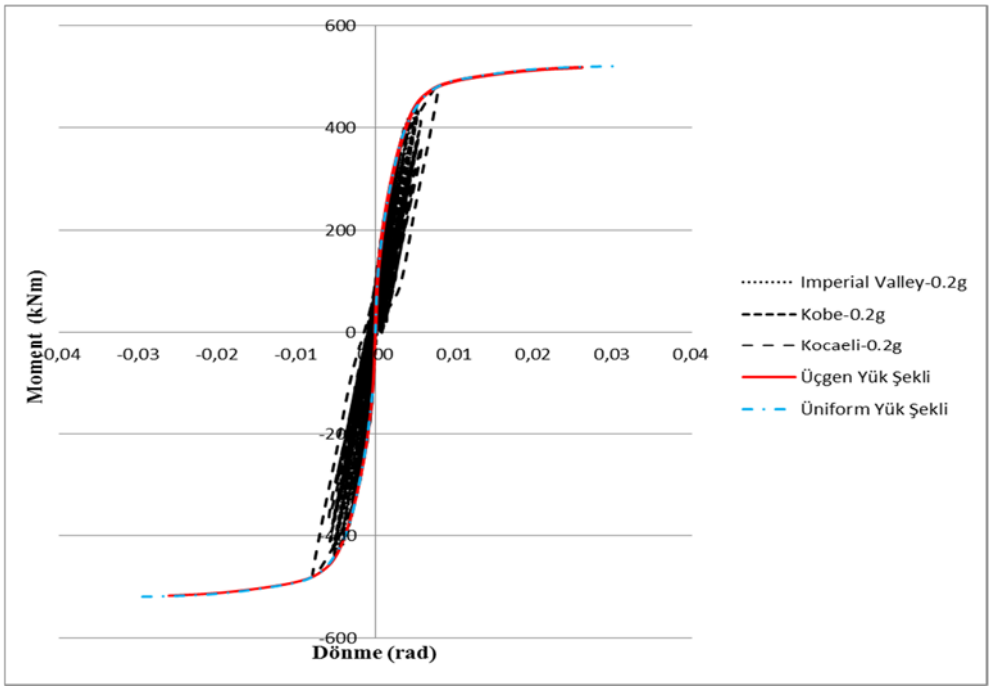


Şekil 4.7. Yanal statik yükler ve ölçeklendirilmiş Kobe için göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması

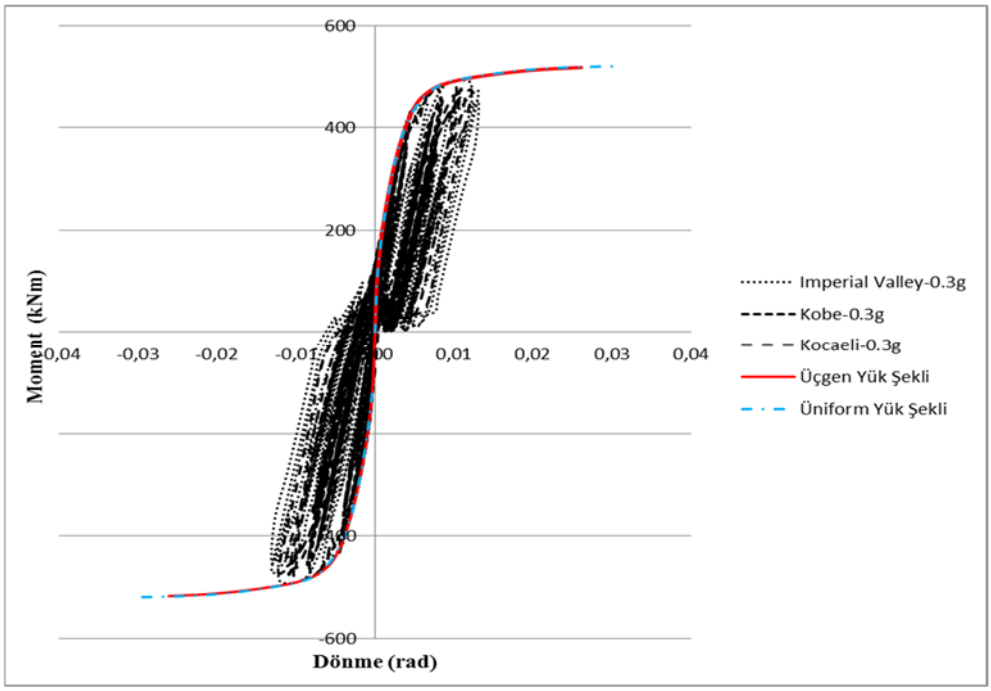
Artımsal dinamik ve statik itme analizlerinden elde edilen moment-dönme eğrileri, seçilen bina için C111a, C211a, C311a, B112a, B212a ve B312a (bkz. Şekil 3.13) olarak adlandırılan kiriş ve kolon uçlarında aynı tepe yer değiştirme durumu için Şekil 4.8- 4.37'de gösterilmiştir. Bu eğriler, aynı yük şekilleri ve tepe yer ivmesine göre çizilmiştir.



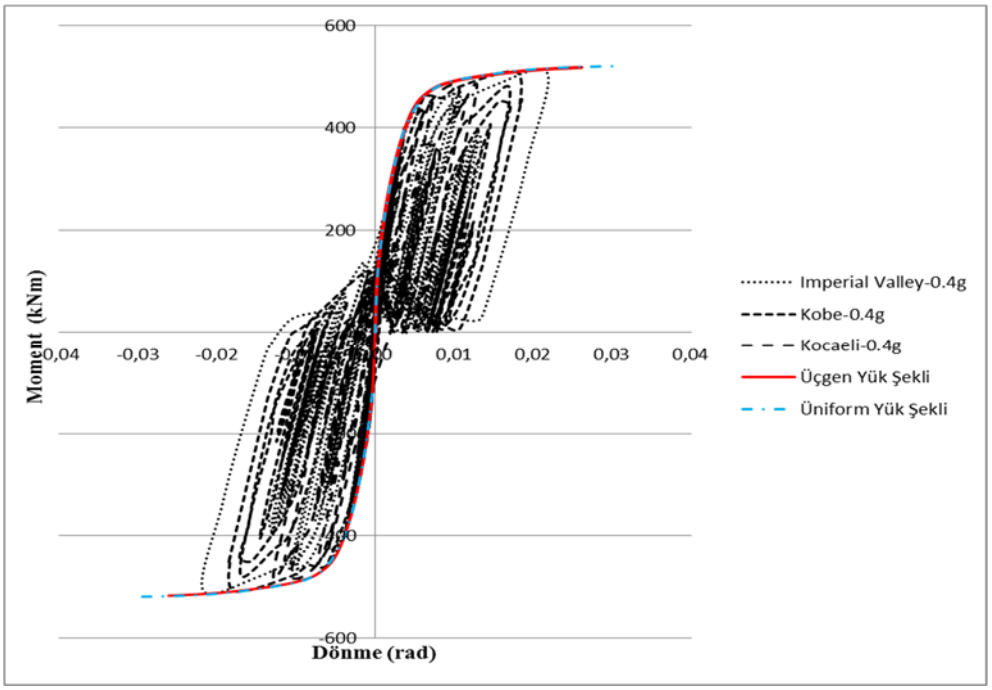
Şekil 4.8. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



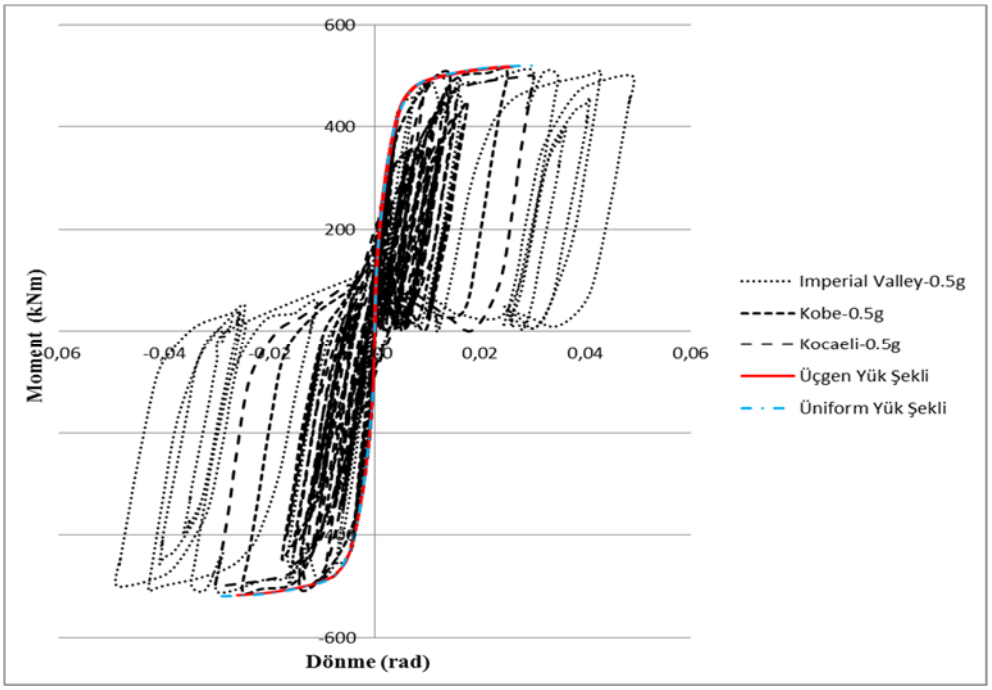
Şekil 4.9. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



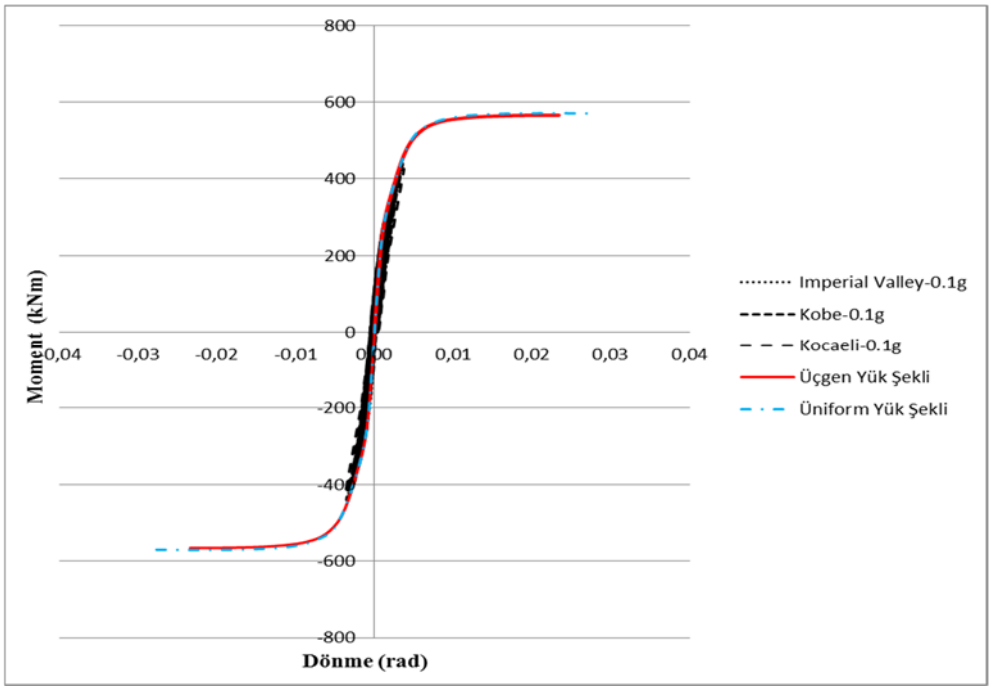
Şekil 4.10. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



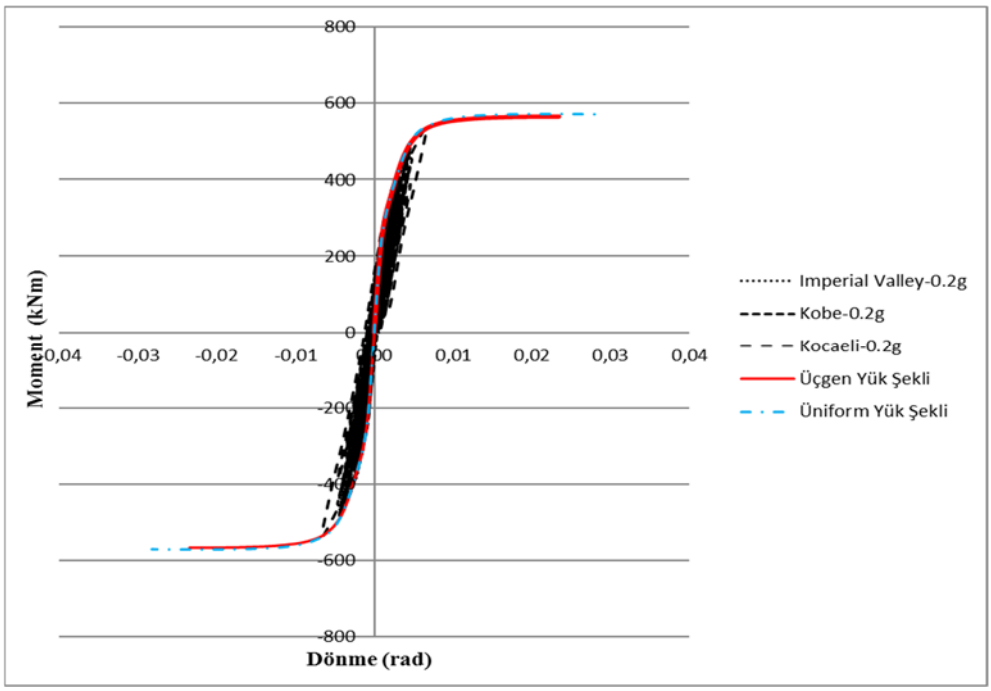
Şekil 4.11. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



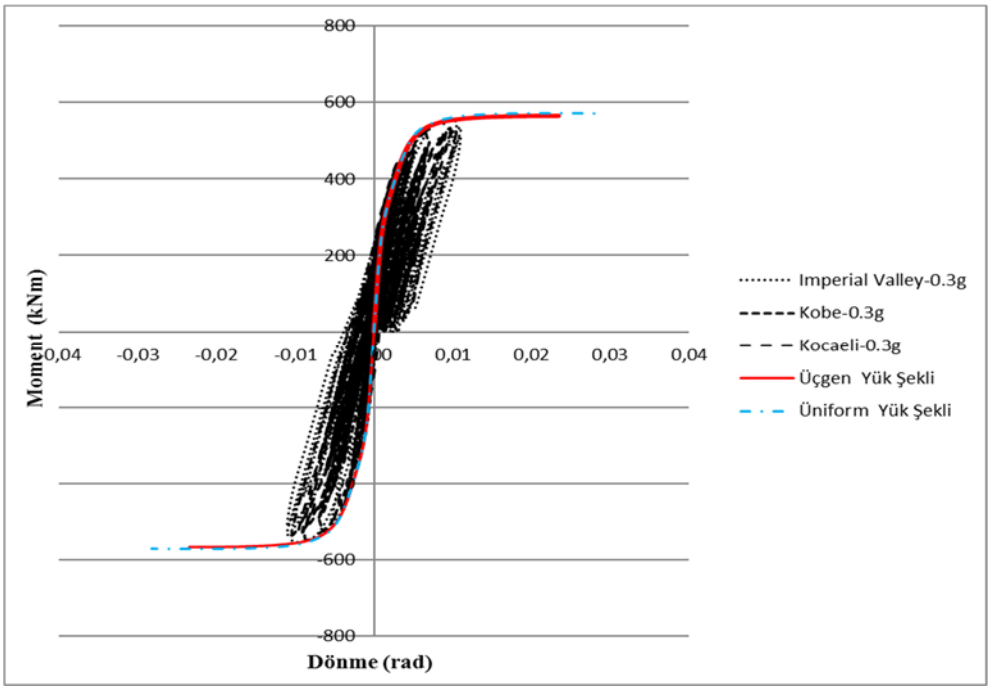
Şekil 4.12. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında C111a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



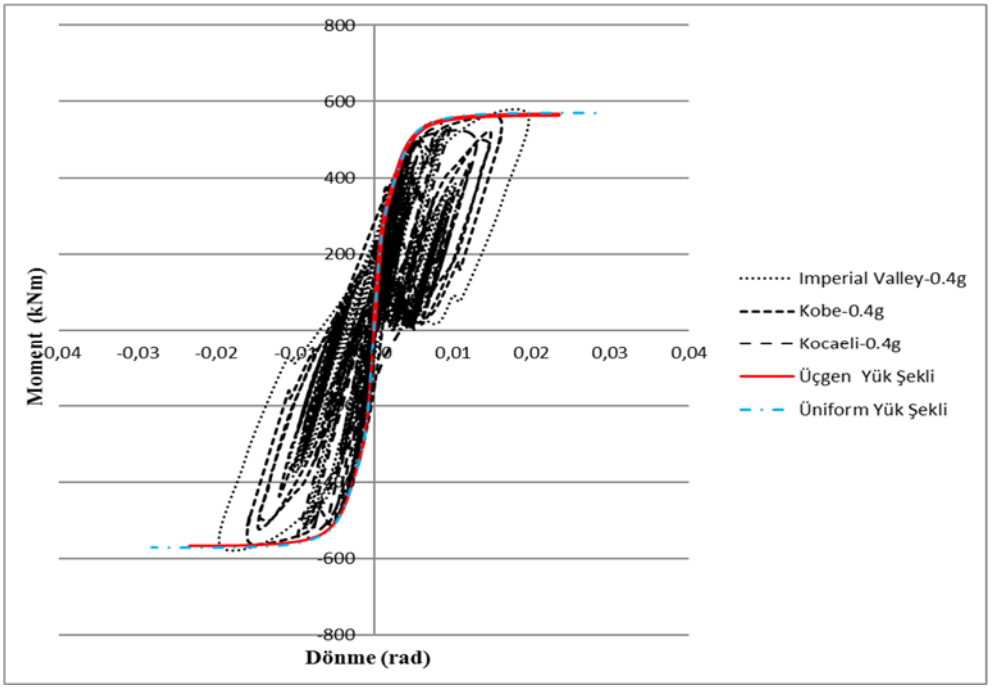
Şekil 4.13. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



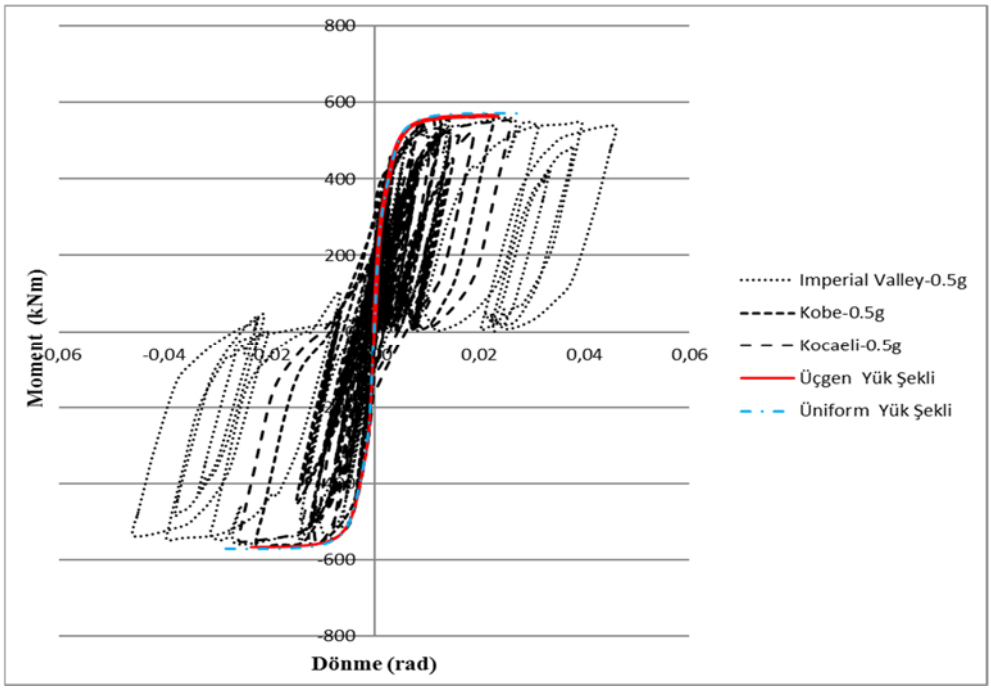
Şekil 4.14. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



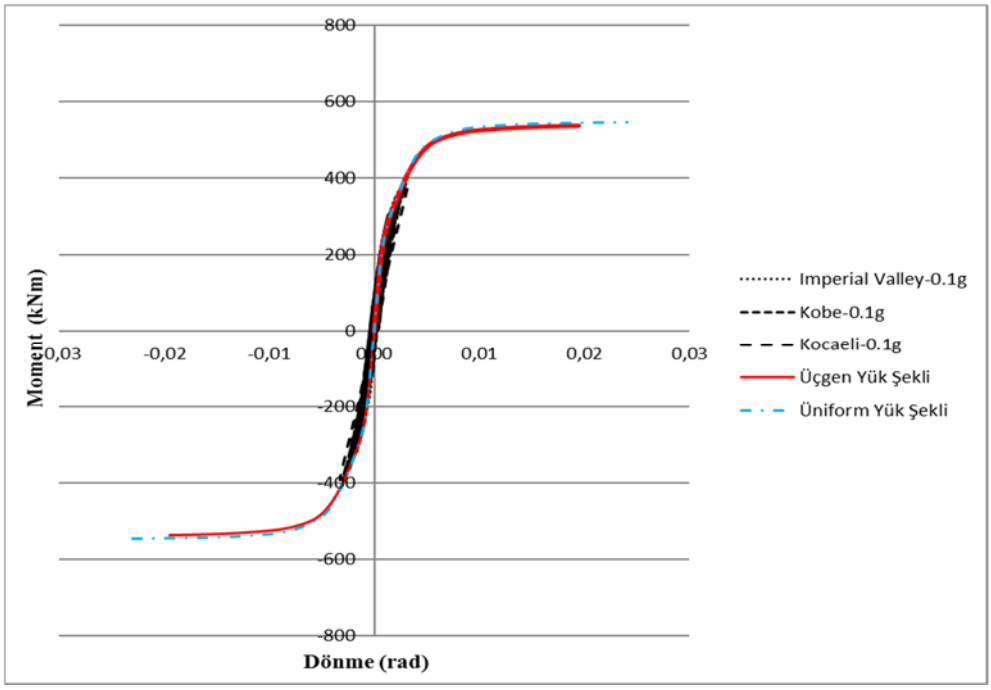
Şekil 4.15. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



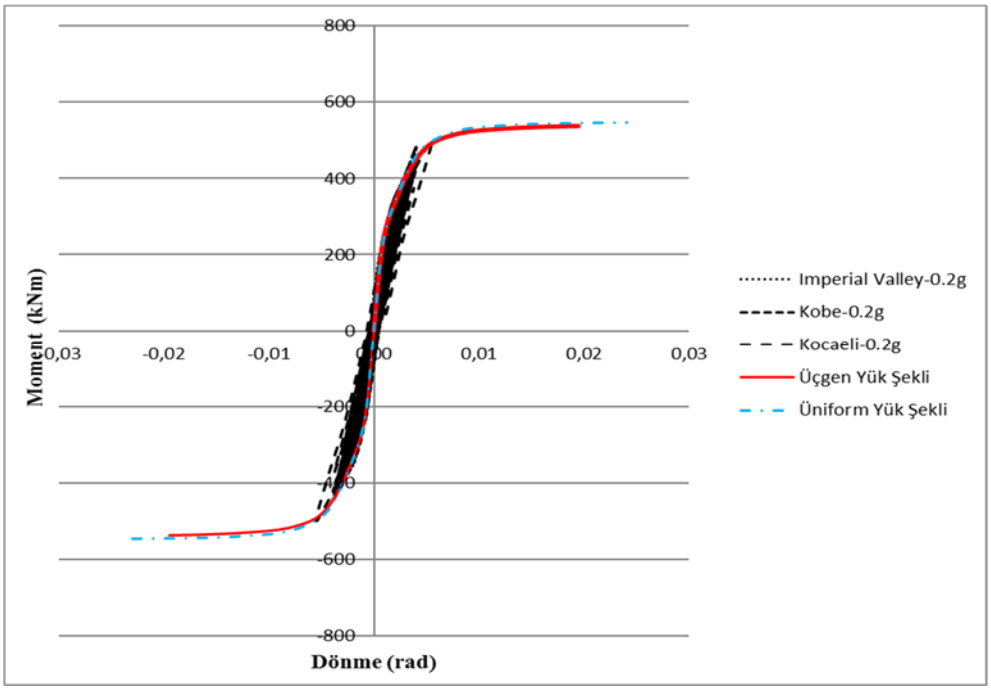
Şekil 4.16. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



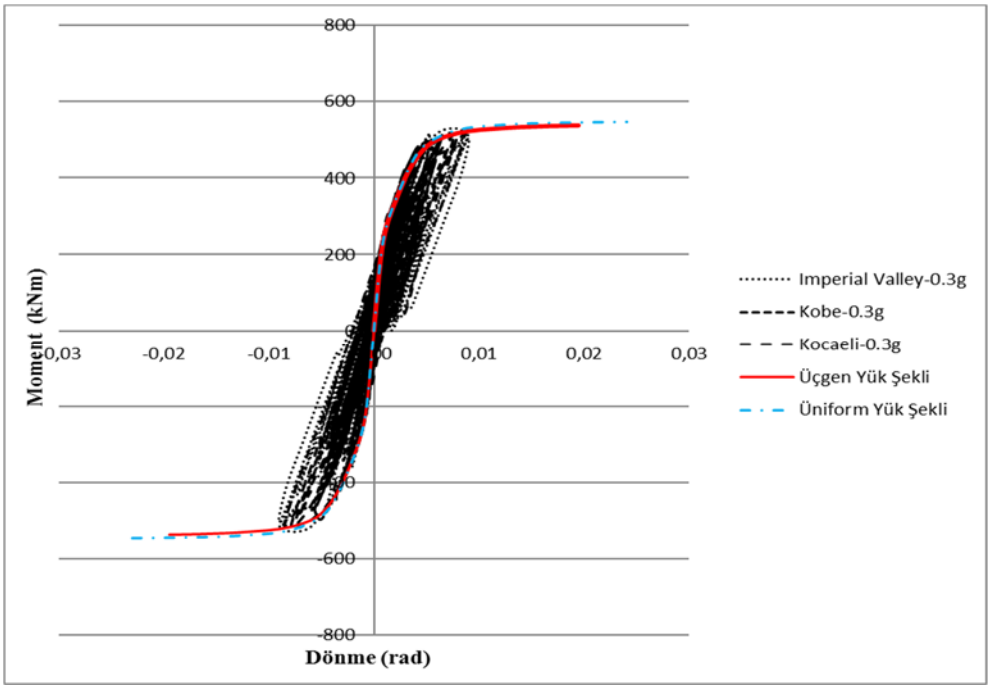
Şekil 4.17. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında C211a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



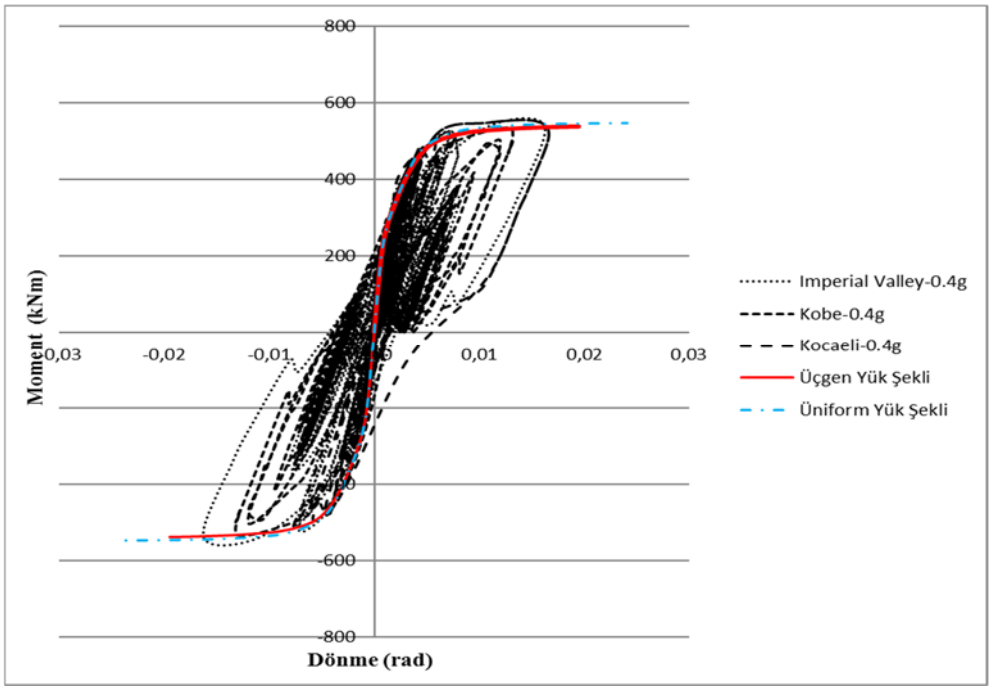
Şekil 4.18. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



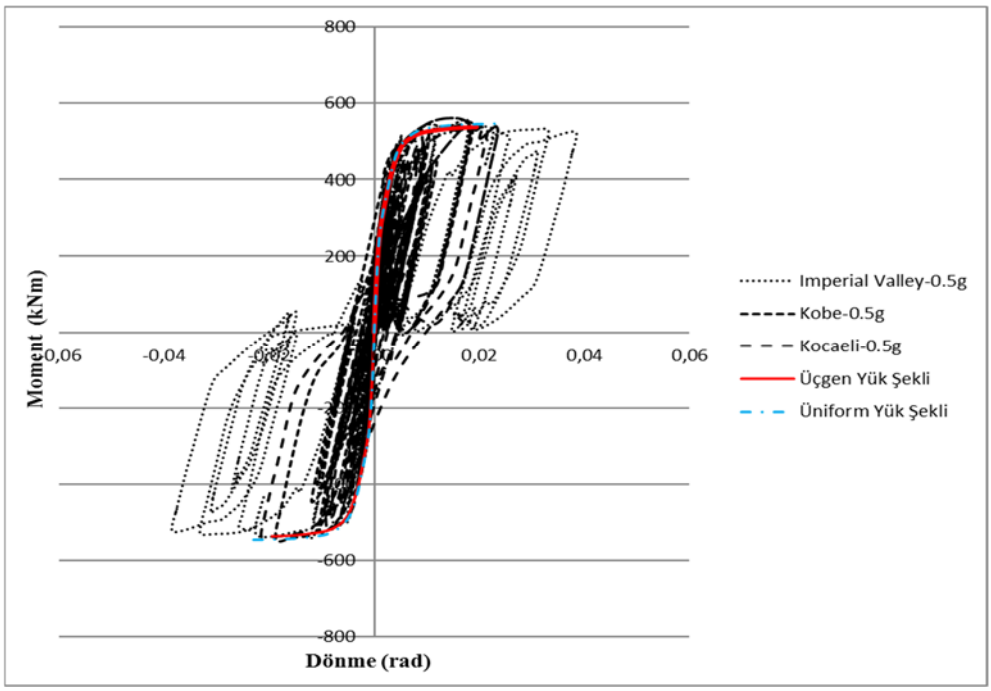
Şekil 4.19. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



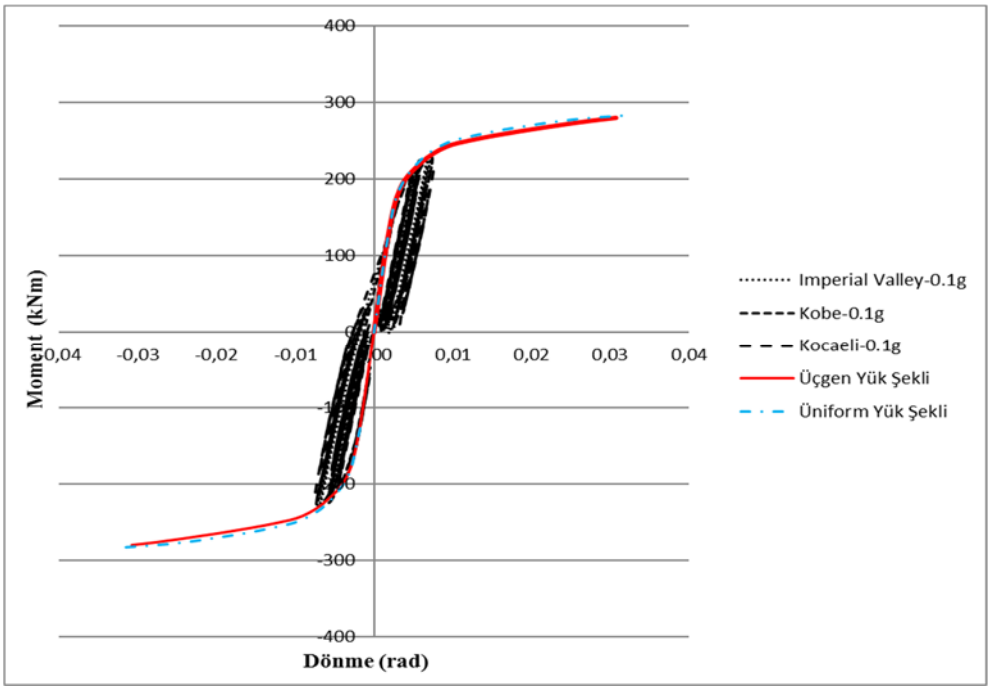
Şekil 4.20. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



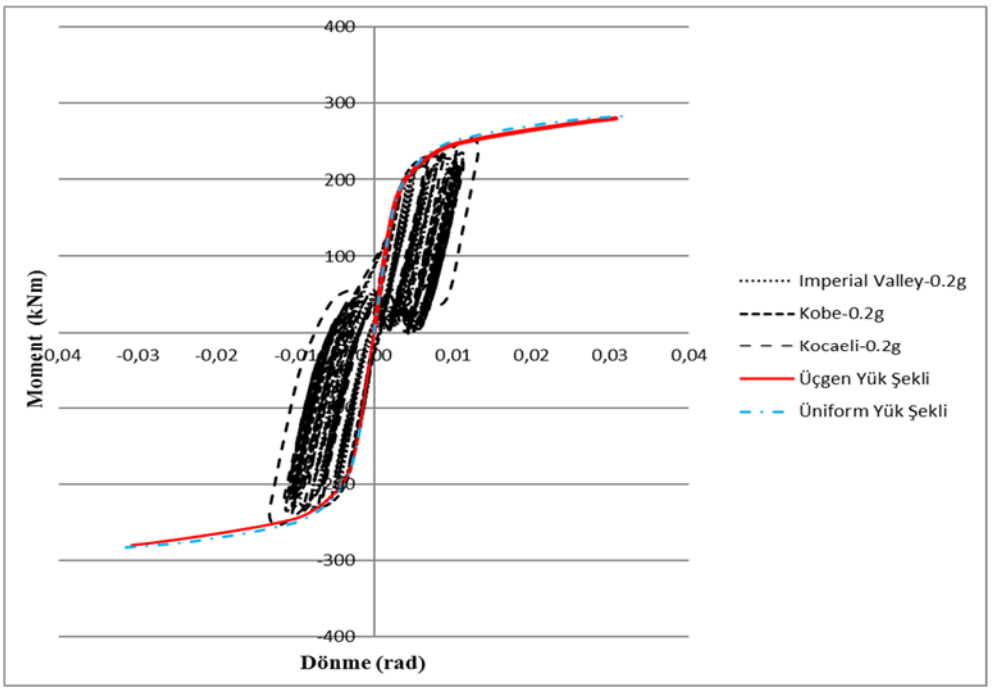
Şekil 4.21. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



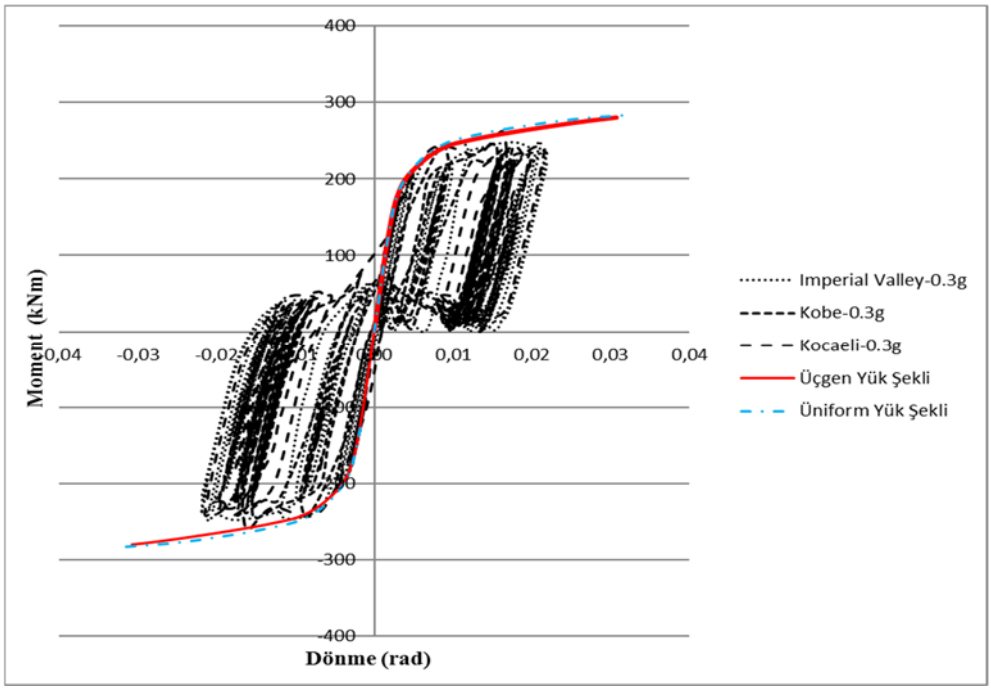
Şekil 4.22. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında C311a kolonunun alt ucunda oluşan moment dönme eğrileri



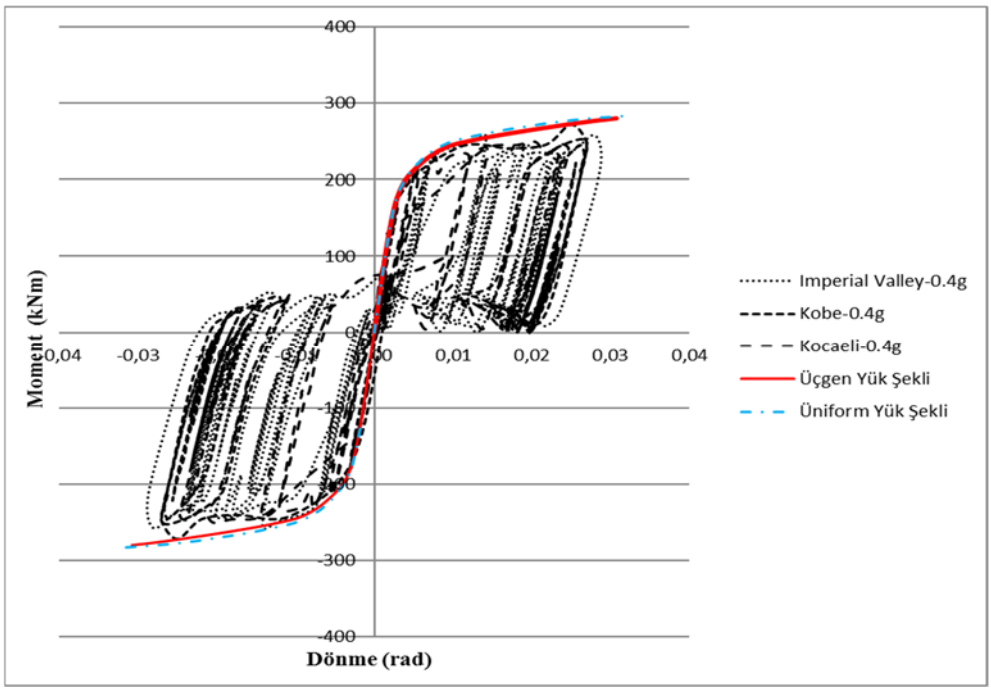
Şekil 4.23. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında B112a kirişinin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



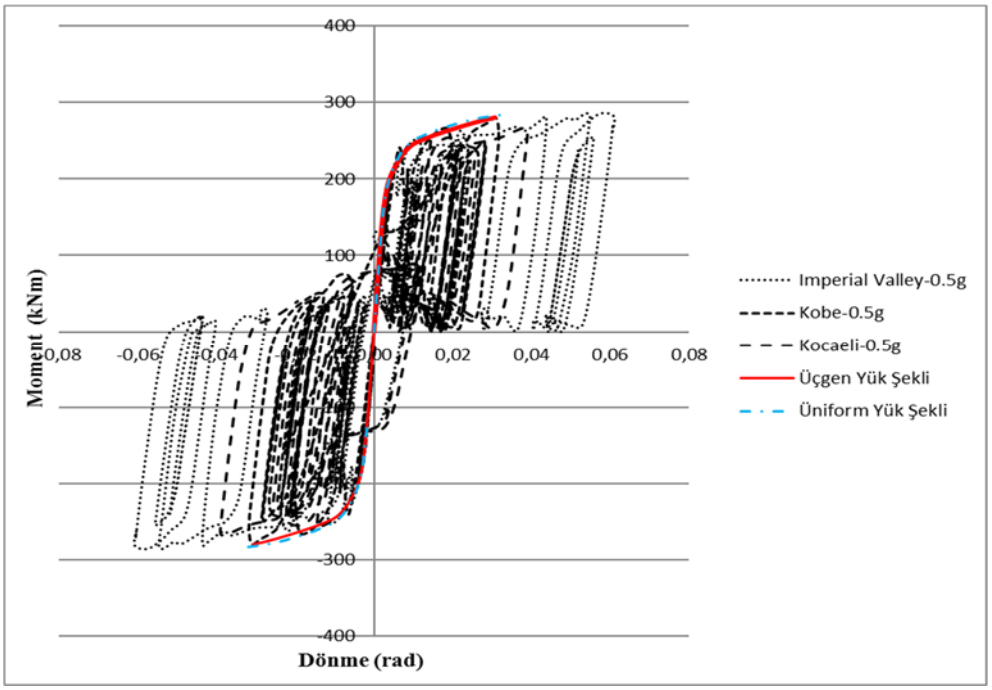
Şekil 4.24. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında B112a kirişinin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



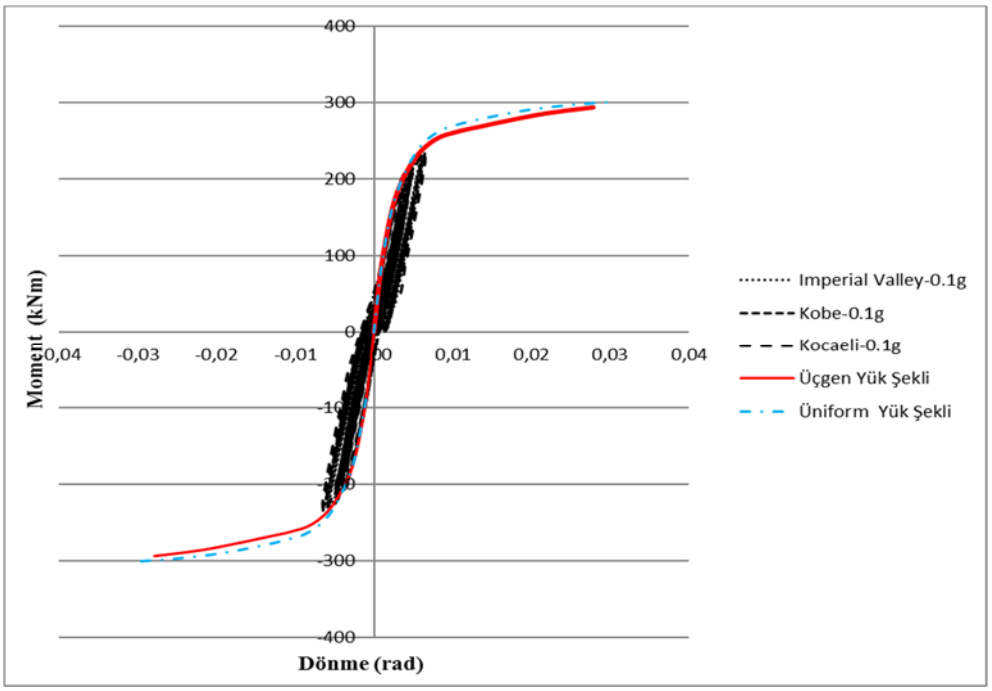
Şekil 4.25. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında B112a kirişinin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



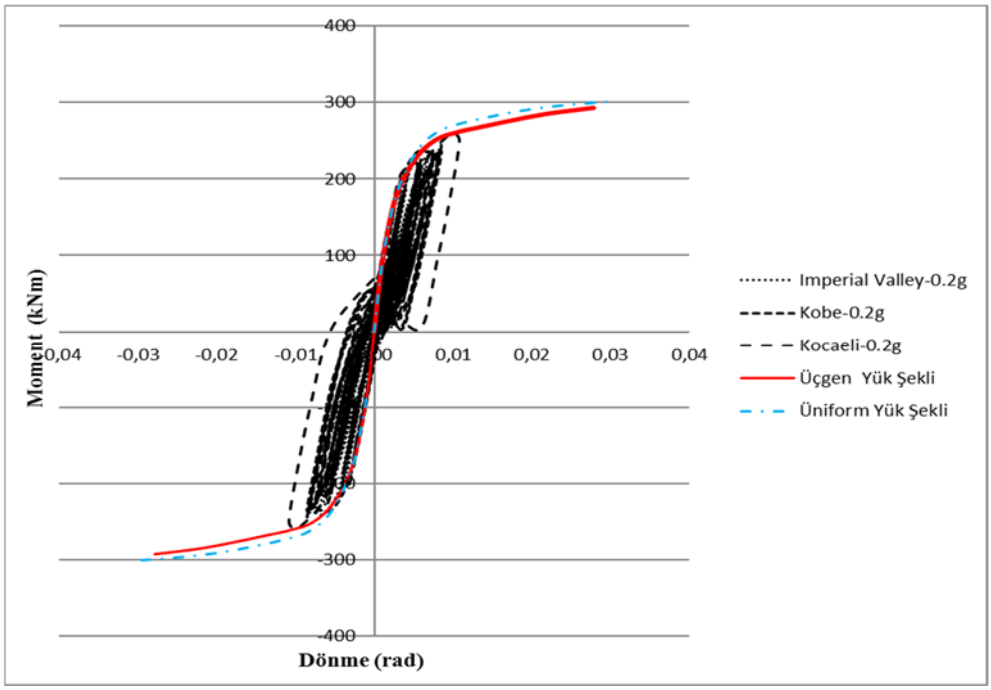
Şekil 4.26. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında B112a kirişinin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



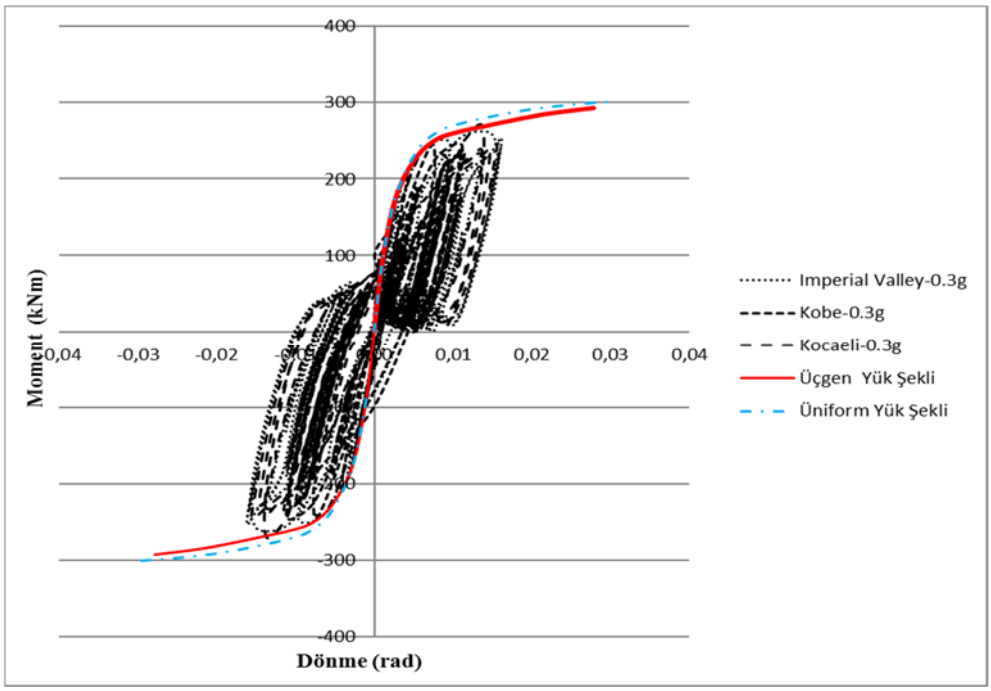
Şekil 4.27. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında B112a kirişinin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



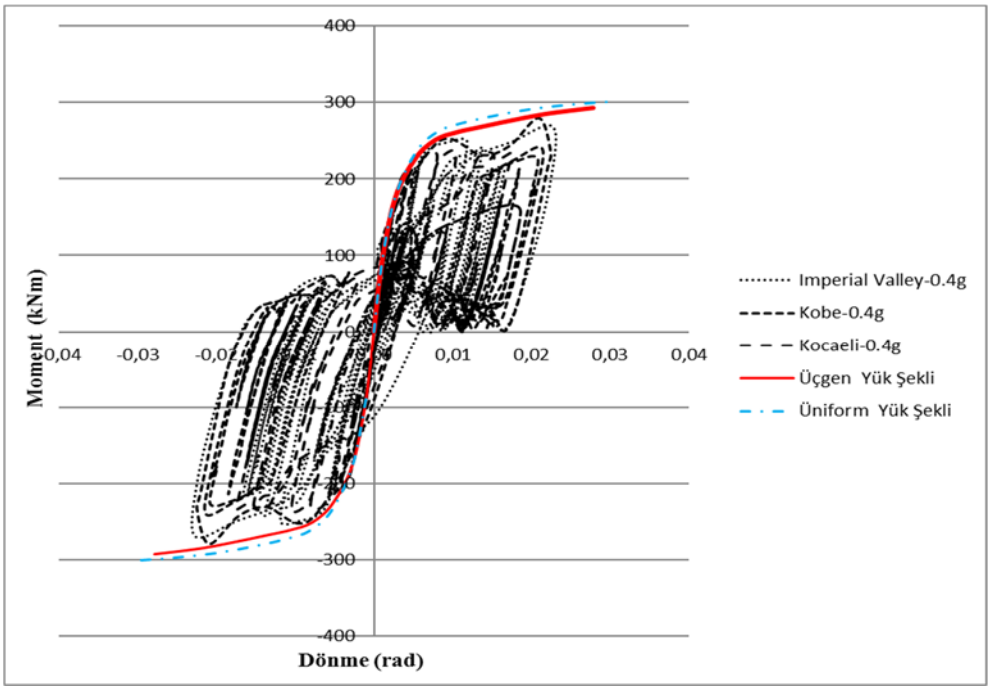
Şekil 4.28. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



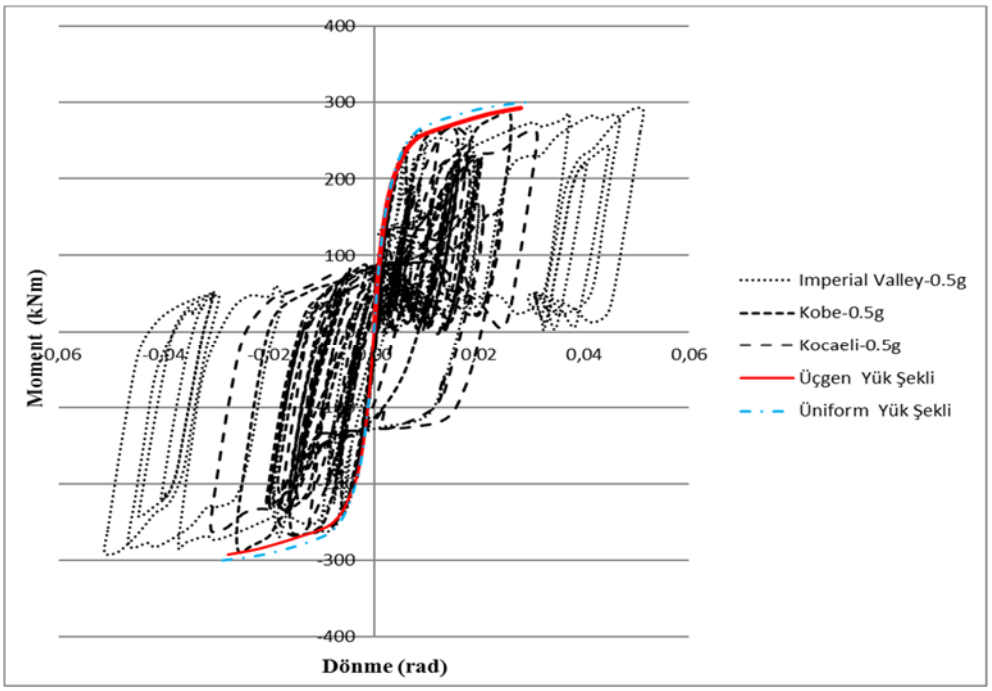
Şekil 4.29. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



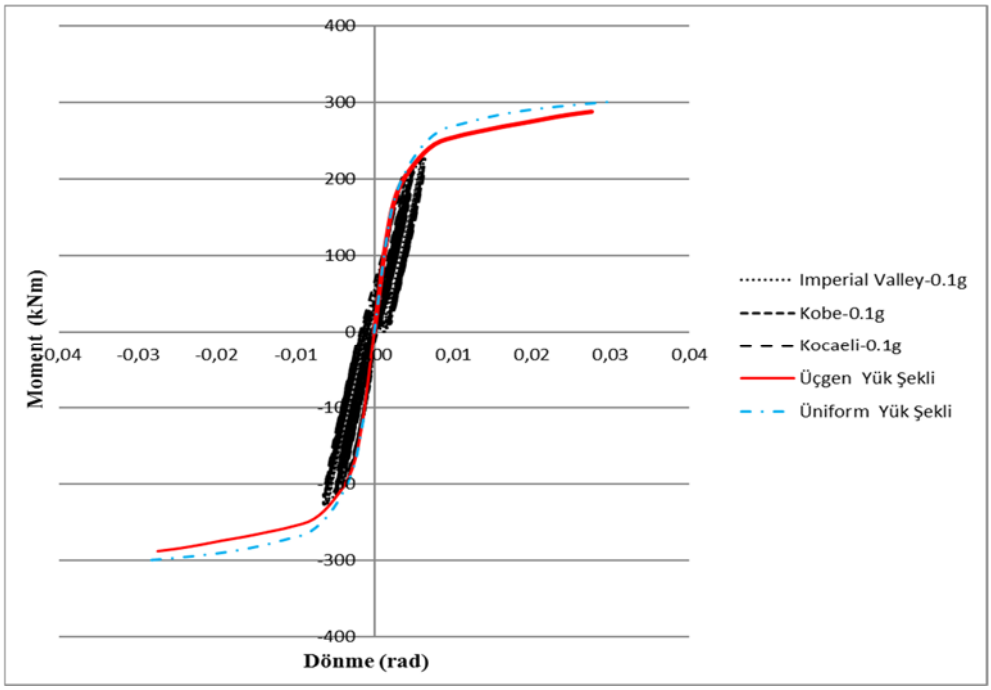
Şekil 4.30. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



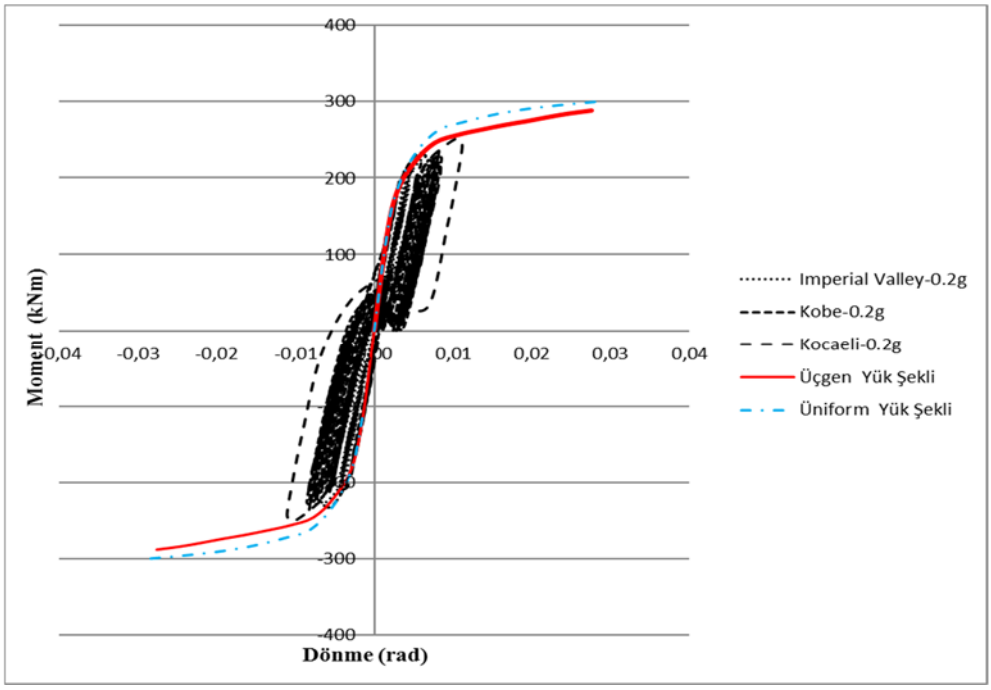
Şekil 4.31. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



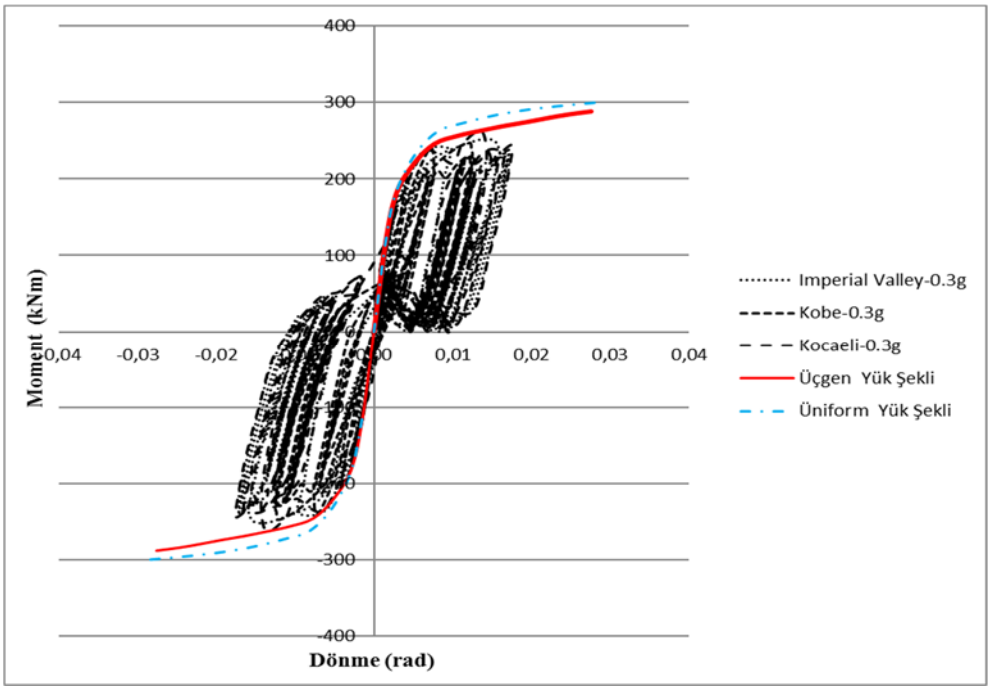
Şekil 4.32. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında B212a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



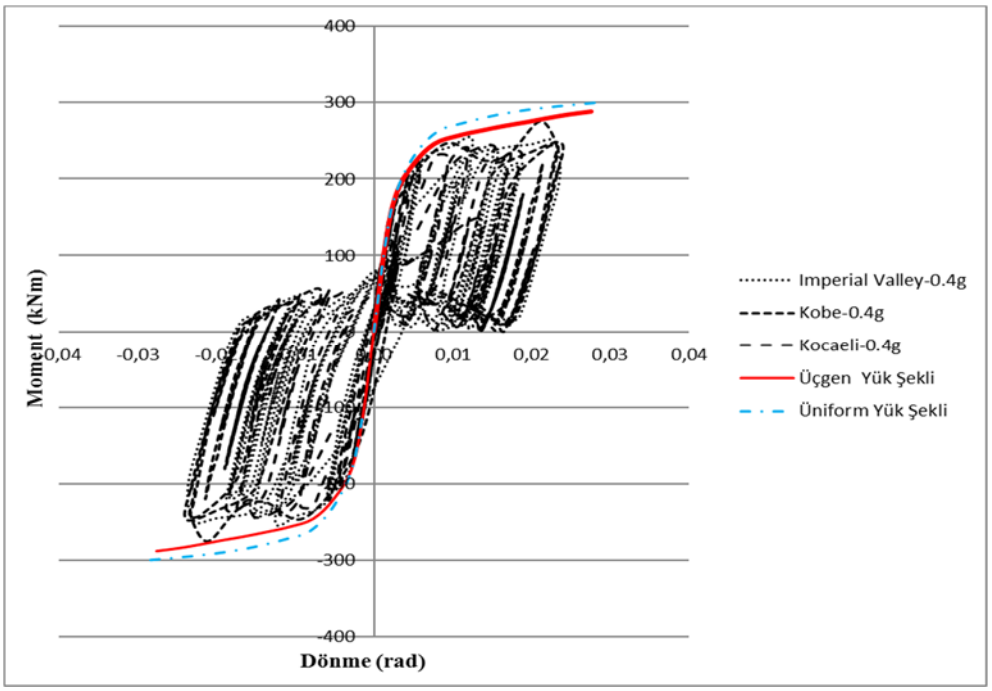
Şekil 4.33. Doğrusal olmayan statik ve 0.1g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



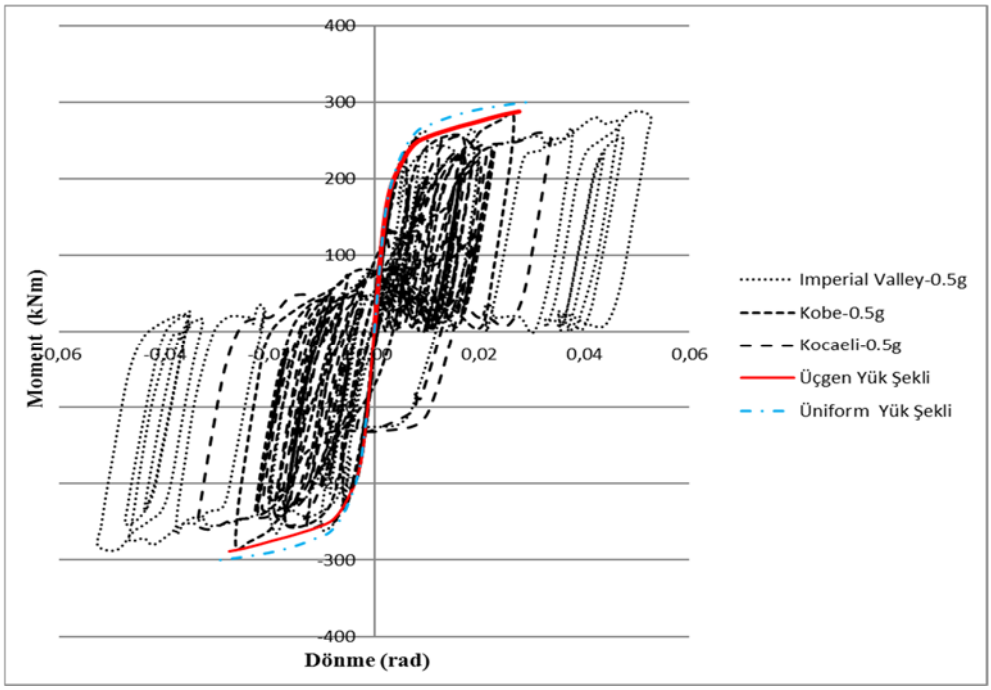
Şekil 4.34. Doğrusal olmayan statik ve 0.2g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



Şekil 4.35. Doğrusal olmayan statik ve 0.3g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri



Şekil 4.36. Doğrusal olmayan statik ve 0.4g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri

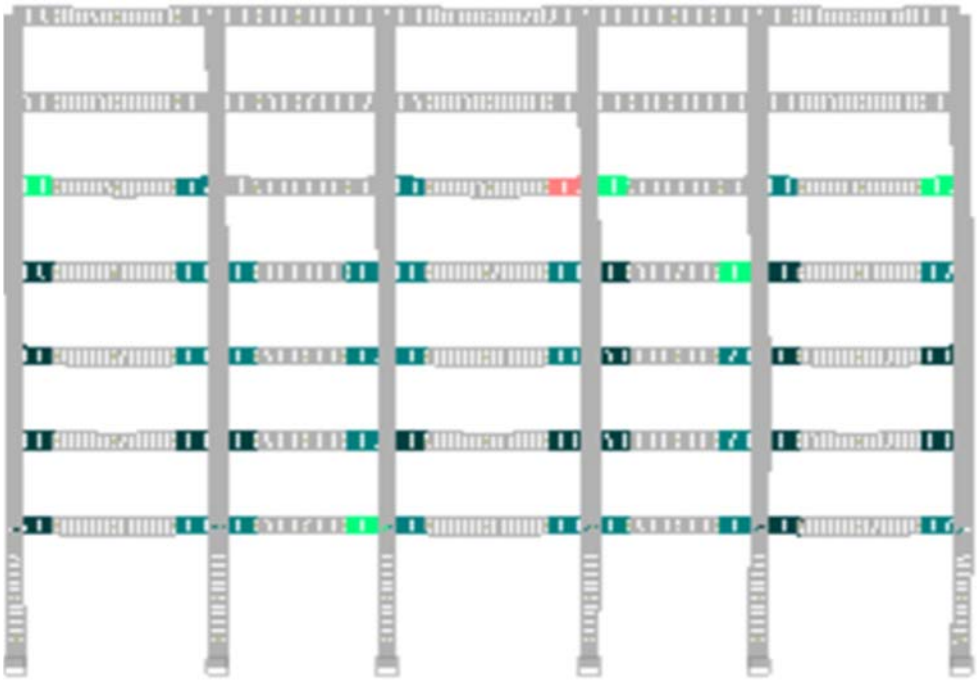


Şekil 4.37. Doğrusal olmayan statik ve 0.5g'lik dinamik yükler altında B312a kirişin sol ucunda oluşan moment dönme eğrileri

Şekil 4.8- 4.22'de görüldüğü gibi, zemin kat kolonunun uçlarındaki dönmeler, artan maksimum yer ivmelerine göre artmaktadır. Bununla birlikte, üniform yük şekli ile elde edilen dönmeler üçgen yük şeklinden daha büyük iken; momentler üçgen ve üniform yük şekli için aynıdır. Artımsal dinamik analizden elde edilen momentler ve dönmeler 0.1g, 0.2g, 0.3g ve 0.4g için farklı yanal statik yüklerin moment ve dönmelerinin altında olduğu görülmektedir. Fakat 0.5g'de meydana gelen dönmeler, üçgen ve üniform yük şekillerinin dönmelerini aşmaktadır.

Şekil 4.23- 4.37'de, ölçeklendirilmiş depremlerden elde edilen moment-dönme eğrileri ve birinci katın kiriş uçları için çeşitli yanal yük şekilleri görülmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi, üniform yük şekli için momentler ve dönmeler, üçgen yük şeklinden daha büyüktür. Artımsal dinamik analizden elde edilen 0.1g, 0.2g, 0.3g ve 0.4g için momentler ve dönmeler, çeşitli yanal statik yüklerin moment ve dönmelerinin altında kalmıştır. Fakat 0.5g'de meydana gelen dönmeler, üçgen ve üniform yük şekillerinin dönmelerini aşmaktadır.

Z2 için 0.1g'den 0.5g'ye ölçeklenen deprem kayıtları kullanılarak yapılan doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen yapısal elemanların hasarları Imperial Valley, Kobe ve Kocaeli için sırasıyla Şekil 4.38- 4.52'de verilmiştir.



Şekil 4.38. 0.1g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar

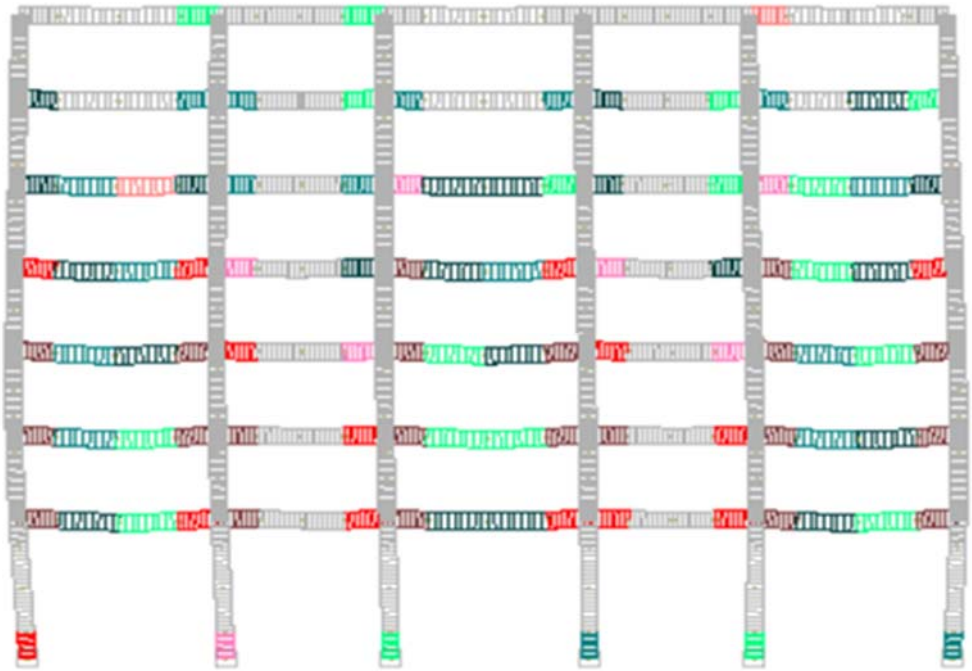


Şekil 4.39. 0.2 g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			



Şekil 4.40. 0.3 g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar



Şekil 4.41. 0.4 g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar

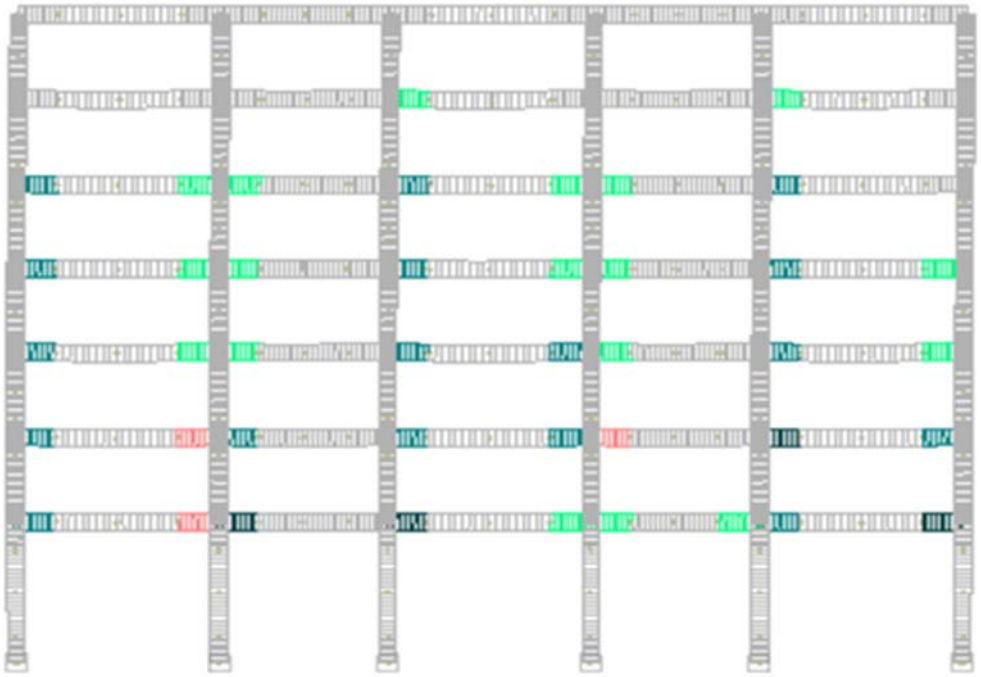
Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			



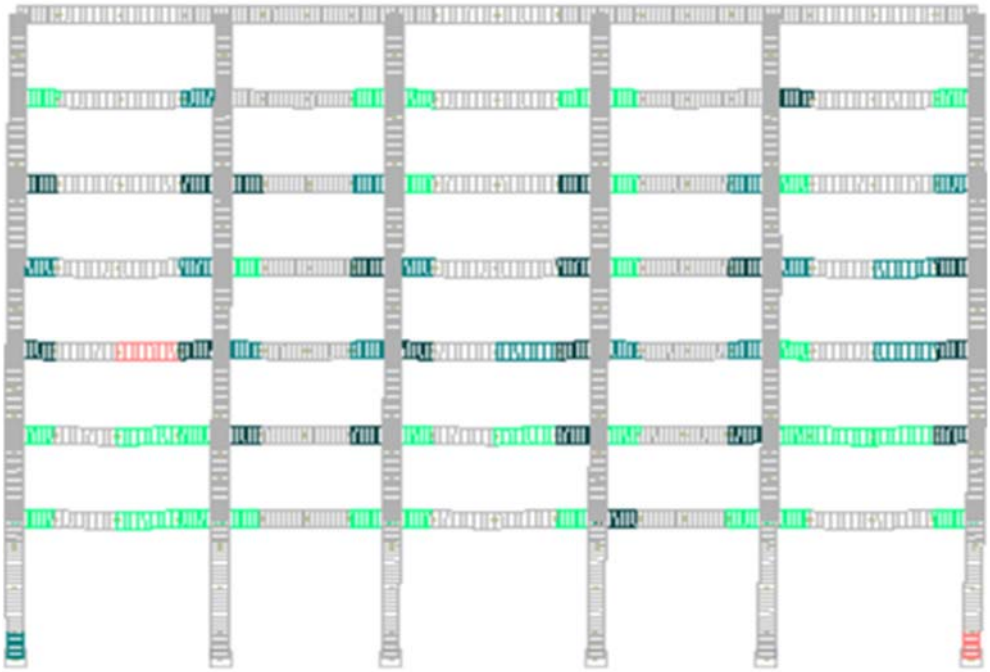
Şekil 4.42. 0.5 g'ye göre ölçeklenen Imperial Valley deprem kaydından elde edilen hasarlar

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

Şekil 4.38- 4.42'de ölçeklenmiş Imperial Valley depreminde elde edilen hasarlar verilmiştir. Şekiller incelendiğinde görülmektedir ki; 0.1g etkin yer ivmesine göre ölçeklendirilmiş kayıtlar kullanılarak elde edilen analiz sonuçlarına göre yapı sisteminin kolonlarında herhangi bir hasar oluşmazken, kirişlerinde sadece kabuk betonunda çeşitli seviyelerde hasarlar meydana gelmiştir. 0.2g maksimum yer ivmesine sahip deprem kaydı kullanılarak elde edilen hasarlar incelendiğinde kirişlerde oluşan hasarların genel olarak arttığı ve bazı kirişlerde kiriş ortalarında da kabuk betonda hasar meydana geldiği görülmüştür. Ayrıca zemin kattaki üç tane kolonun alt ucunda hasarlar oluştuğu gözlenmiştir. 0.3g yer ivmesi kullanılarak yapılan analiz sonuçlarında kiriş uçlarında çekirdek betonda güvenlik seviyesinde ve göçme seviyesinde hasarlar oluşurken, kolonlarda sadece zemin kat kolonlarının alt uçlarında kabuk betonda hasarlar meydana geldiği diğer kolonlarda hasar oluşmadığı belirlenmiştir. 0.4g'lik etkin yer ivmesinden elde edilen hasarlar incelendiğine kiriş uçlarında hasarların arttığı, zemin kattaki kolonların alt uçlarının bazılarında hasarın kabuk betondan çekirdek betona ve donatıya geçtiği görülmektedir. 0.5g'lik yer ivmesi kullanılarak yapılan analizler sonucunda ise bazı kiriş uçlarında hasarın çekirdek betondan donatıya geçtiği ve donatıda güvenlik ve göçme seviyesinde hasarlar görülmüştür. Zemin kattaki kolonlarda oluşan hasarların daha da artarak çekirdek betonda göçme sınırına ulaştığı ve üst katlardaki bazı kolonlarda hasarların meydana geldiği belirlenmiştir.



Şekil 4.43. 0.1 g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar

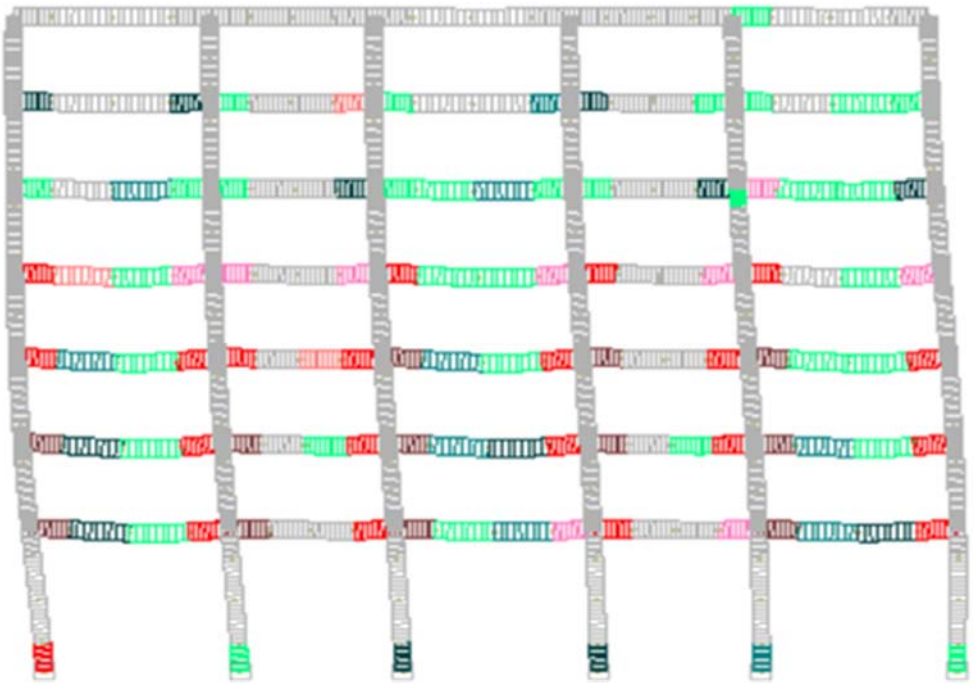


Şekil 4.44. 0.2g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			



Şekil 4.45. 0.3g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar



Şekil 4.46. 0.4g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			



Şekil 4.47. 0.5g'ye göre ölçeklenen Kobe deprem kaydından elde edilen hasarlar

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

Kobe depreminin ivme kaydının 0.1g'den 0.5g'ye ölçeklendirilerek yapılan analizlerinden elde edilen hasar durumları Şekil 4.33- 4.47'de sunulmuştur. Hasarlar incelendiğinde, ölçeklendirilmiş 0.1g'lik yer ivmesine sahip deprem kaydı kullanılarak elde edilen analiz sonuçlarına göre yapı sisteminin taşıyıcı elemanlarında kayda değer bir hasar gözlenmezken, kirişlerinde sadece kabuk betonunda çeşitli seviyelerde hasarlar oluştuğu belirlenmiştir. Ölçeklendirilmiş 0.2g'lik yer ivmesi kullanılarak oluşan hasarlar değerlendirildiğinde kirişlerde oluşan hasarların kabuk betonda güvenlik seviyesinde ve göçme seviyesinde olduğu ve bazı kirişlerin orta bölgelerinde kabuk betonda hasar oluştuğu tespit edilmiştir. Bununla birlikte, zemin kattaki iki tane kolonun alt ucunda çeşitli seviyelerde hasarlar meydana geldiği gözlenmiştir. 0.3g'lik yer ivmesine göre ölçeklendirilen yer ivmesi kullanılarak yapılan analiz sonuçlarında kiriş uçlarında hasarların kabuk betonda çekirdek betona geçtiği ve çekirdek betonda güvenlik ve göçme seviyesinde hasarlar meydana gelmiştir. Kolonlar açısından hasarlar değerlendirildiğinde zemin kat kolonlarının alt uçlarında kabuk betonda hasarlar meydana geldiği diğer kolonlarda hasar oluşmadığı görülmüştür. 0.4g maksimum yer ivmesine sahip kaydın kullanıldığı analizler incelendiğinde, kiriş uçlarında hasarların arttığı, kiriş orta bölgelerinin neredeyse tamamında kabuk betonda hasarlar meydana geldiği gözlenmiştir. Zemin kattaki bir tane kolonun alt ucunda hasarın kabuk betondan çekirdek betona geçtiği, diğer zemin kat kolon uçlarında ise hasarın kabuk betonda kaldığı tespit

edilmiştir. 0.5g'lik etkin yer ivmesinin kullanıldığı analiz sonucunda ilk dört kattaki kirişlerin büyük çoğunluğunda kiriş uçlarında çekirdek betondaki hasarın göçme seviyesine ulaştığı, zemin kattaki kolonlarda oluşan hasarların daha da artarak çekirdek betonda güvenlik sınırına ulaştığı belirlenmiştir.

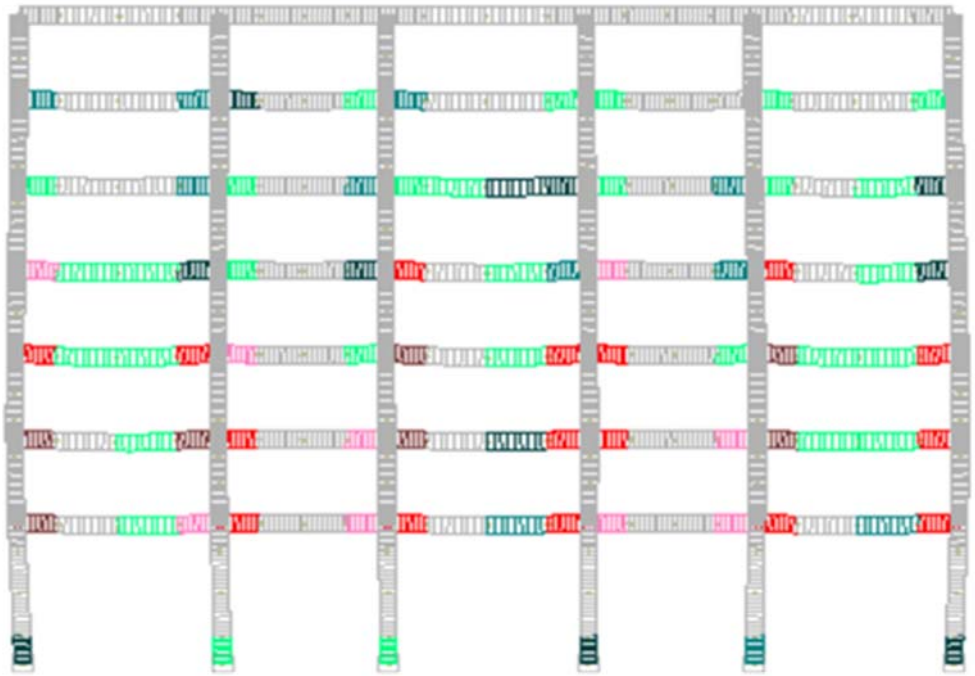


Şekil 4.48. 0.1g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar



Şekil 4.49. 0.2g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			

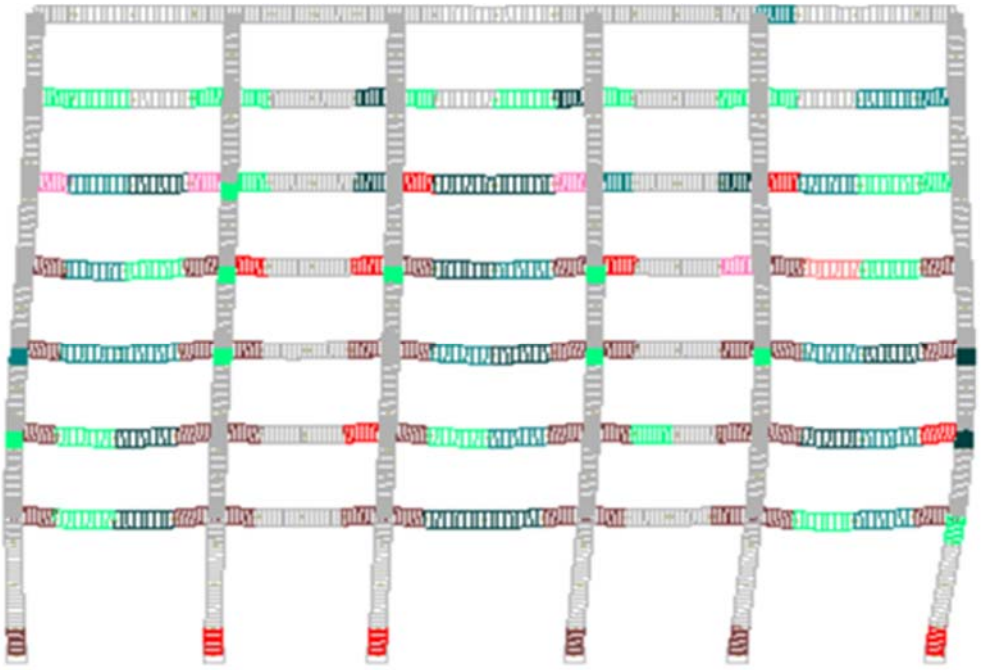


Şekil 4.50. 0.3g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar



Şekil 4.51. 0.4g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar

Hasar Sınırı	Çekirdek Beton	Kabuk Beton	Donatı
Minimum Hasar Sınırı			
Güvenlik Sınırı			
Göçme Sınırı			



Şekil 4.52. 0.5g'ye göre ölçeklenen Kocaeli deprem kaydından elde edilen hasarlar

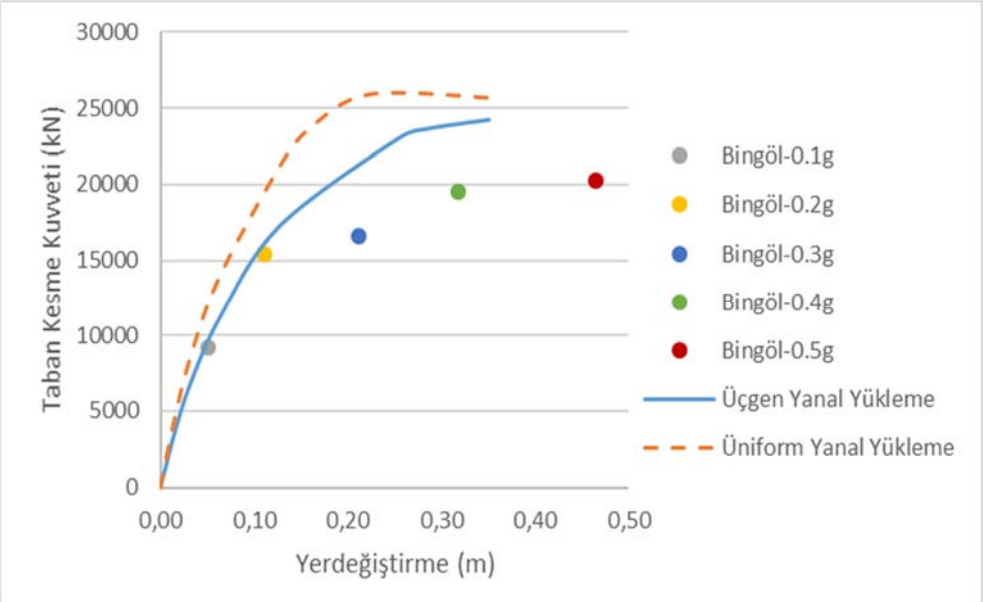
Ölçekli Kocaeli deprem ivme kaydının kullanılarak yapıldığı analizlerden elde edilen hasar dağılımı Şekil 4.48-4.52'de sırasıyla 0.1g'den 0.5g'ye ölçekli yer ivmelerine göre verilmiştir. 0.1g yer ivmesine göre elde edilen hasarlar diğer iki depremden elde edilen hasarlara benzer şekilde sadece kirişlerin kabuk betonlarında meydana gelmiştir. Ölçeklendirilmiş 0.2g'lik yer ivmesinin kullanıldığı analizlerde meydana gelen hasarlar incelendiğinde kirişlerde oluşan hasarların çoğunlukla kabuk betonda güvenlik ve göçme seviyelerinde oluştuğu belirlenmiştir. Bununla birlikte bazı kirişlerin orta bölgelerinde kabuk betonda hasar meydana geldiği gözlenmiştir. Kolonlar açısından değerlendirme yapıldığında ise zemin kattaki neredeyse tüm kolonların alt ucunda kabuk betonda çeşitli sınırlarda hasarlar oluşmuştur. 0.3g'ye ölçeklendirilmiş yer ivmesinin kullanıldığı analiz sonuçlarına göre ilk dört kattaki kirişlerin uçlarında çekirdek betonda güvenlik ve göçme seviyesinde hasar oluştuğu tespit edilmiştir. Kolonlarda ise hasarlar yine zemin kattaki kolonların alt uçlarında kabuk betonda oluşmuştur. 0.4g maksimum yer ivmesine sahip kaydın kullanıldığı analizler incelendiğinde, kiriş uçlarında hasarların arttığı ve alt katlarda kiriş uçlarında göçme seviyesine ulaştığı, kiriş orta bölgelerinin neredeyse tamamında kabuk betonda hasarlar meydana geldiği gözlenmiştir. Zemin kattaki üç tane kolonun alt ucunda hasarın çekirdek betonda meydana geldiği, güvenlik ve göçme seviyesinde hasarlar oluştuğu görülmüştür. 0.5g'ye ölçeklendirilmiş yer ivmesinin kullanıldığı analizler sonucunda, ilk dört kattaki kirişlerin neredeyse tüm uçlarında çekirdek betondaki hasarın göçme seviyesine ulaştığı, zemin kattaki kolonlarda oluşan

hasarların daha da artarak üç tane kolon ucunun çekirdek betonda göçme seviyesine diğer üç tanesinin ise çekirdek betonda güvenlik sınırına ulaştığı tespit edilmiştir.

4.2. Üç Boyutlu Modelin Analizlerinden Elde Edilen Bulgular

Şekil 3.16'da planı verilen üç boyutlu yapı sisteminin X yönü için yapılan doğrusal olmayan artımsal dinamik analizlerinin sonucunda elde edilen maksimum tepkilerle bu değerlerin üçgen yanal yükleme ve üniform yanal yükleme sonucu elde edilen kapasite eğrileriyle karşılaştırılması farklı ölçeklendirilmiş depremlere göre Şekil 4.53-4.57'de sunulmuştur.

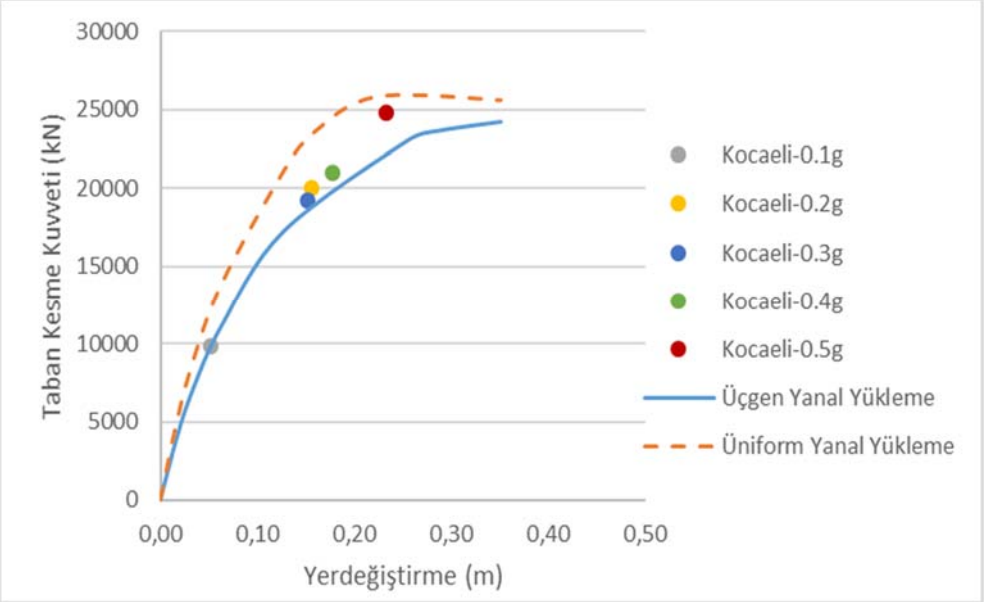
Şekil 4.53'de Bingöl depreminin TDY'de tanımlanan Z3 zemin sınıfına ait elastik tasarım spektrumuna 0.1g'den 0.5g'ye ölçeklenerek elde edilen ivme kayıtları kullanılarak yapılan analizler sonucunda elde edilen maksimum tepkiler verilmiştir. Elde edilen maksimum tepkiler incelendiğinde oluşan bütün tepkilerin her iki yanal yüklemeye göre elde edilen kapasite eğrisinin altında kaldığı görülmüştür. Bununla birlikte depremin maksimum ivmesi arttıkça taban kesme kuvvetinin ve yanal deplasmanın arttığı belirlenmiştir.



Şekil 4.53. X yönü için Bingöl deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

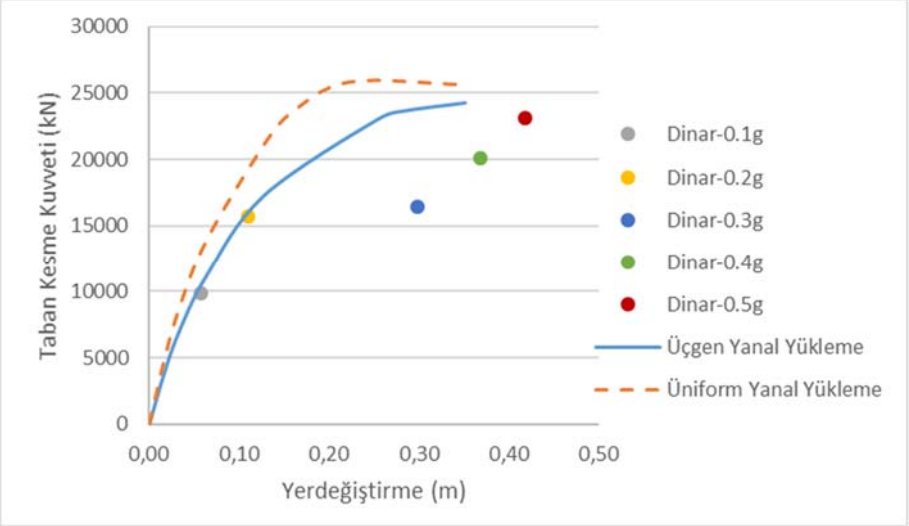
Şekil 4.54'de Kocaeli depreminin 0.1g'den 0.5g'ye ölçeklenmiş kayıtları kullanılarak yapılan analizler sonucunda elde edilen maksimum tepkiler sunulmuştur. Analiz sonuçlarına göre elde edilen maksimum tepkiler üçgen yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisini aştığı

(0.1g'den elde edilen maksimum tepki hariç) görülmüştür. Bununla birlikte söz konusu tepkilerin üniform yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin altında kaldığı tespit edilmiştir. Depremin maksimum ivmesinin artmasıyla Bingöl depremine benzer şekilde taban kesme kuvvetinin ve yanal deplasmanın artığı belirlenmiştir.



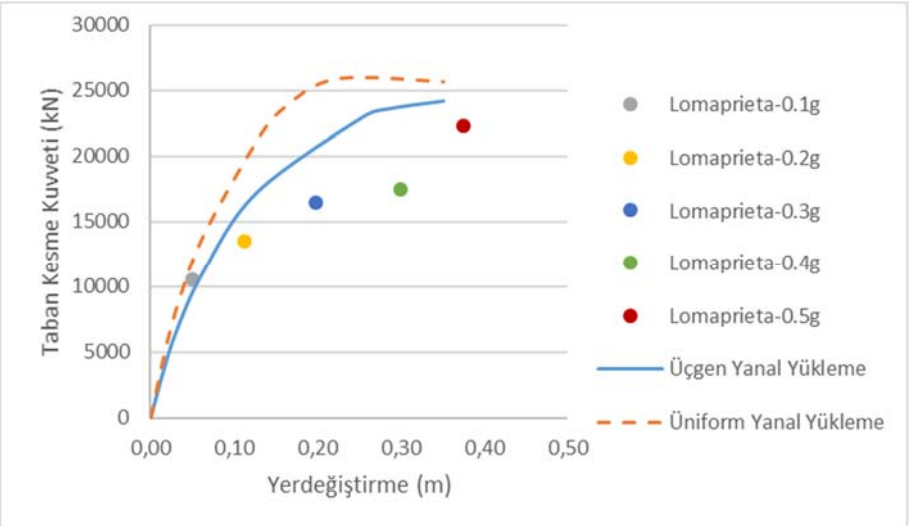
Şekil 4.54. X yönü için Kocaeli deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

Artan ivme genliklerine göre ölçeklenmiş Dinar deprem kayıtlarının kullanılmasıyla yapılan artımsal dinamik analiz sonuçlarından oluşan maksimum tepkiler Şekil 4.55'de gösterilmektedir. Maksimum tepkiler incelendiğinde meydana gelen bütün tepkilerin hem üçgen hem de üniform yanal yüklemeye göre elde edilen kapasite eğrisinin altında kaldığı görülmüştür. Fakat, 0.1g ve 0.2g maksimum yer ivmelerine göre yapılan analizlerinden elde edilen maksimum tepkiler üçgen yanal yükleme sonucu oluşan kapasite eğrisinin üzerinde oluşurken, artan ivme genliklerinde maksimum tepkiler artmasına rağmen kapasite eğrilerinin altında kalmıştır.



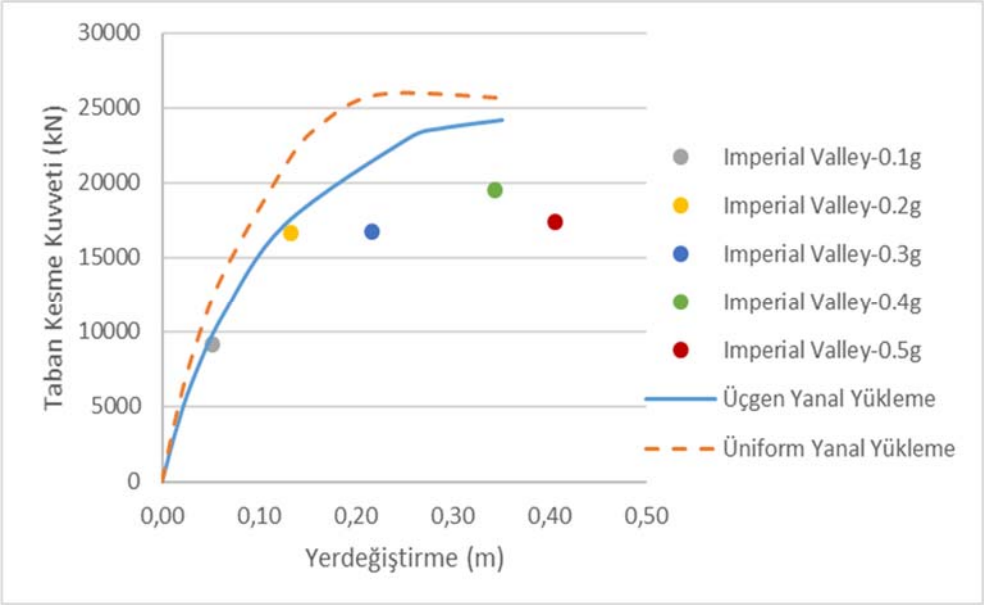
Şekil 4.55. X yönü için Dinar deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

X yönü için Lomaprieta depreminin ölçeklenmiş kayıtları kullanılarak yapılan artımsal dinamik analizlerden elde edilen maksimum tepkilerle bu değerlerin üçgen ve üniform yanal yüklemelerden çıkan kapasite eğrileriyle karşılaştırılması Şekil 4.56'da verilmiştir. Ortaya çıkan bulgular incelendiğinde elde edilen maksimum tepkilerin (0.1g'den elde edilen tepki hariç) her iki kapasite eğrisinin altında kaldığı belirlenmiştir. 0.1g'ye göre belirlenen tepki ise üniform yanal yüklemeye göre belirlenen kapasite eğrisinin altında kalırken, üçgen yanal yüklemeye göre elde edilen kapasite eğrisinin hemen üstünde kalmıştır. Bununla birlikte deprem ivme genliğinin artmasına paralel olarak hem yanal deplasmanda hem de taban kesme kuvvetinde artış görülmüştür.



Şekil 4.56. X yönü için Lomaprieta deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

Şekil 4.57 x yönünde Imperial Valley depreminin ölçeklenmiş kayıtları kullanılarak yapılan artımsal dinamik analiz sonuçlarıyla, üçgen ve üniform yanal yüklemelerden ortaya çıkan kapasite eğrilerinin karşılaştırılmasını göstermektedir. Elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde ortaya çıkan bütün maksimum tepkilerin her iki kapasite eğrisinin altında kaldığı tespit edilmiştir. Ayrıca, deprem ivme genliğinin artmasına paralel olarak (0.5g'lik yer ivmesinden elde edilen maksimum tepki hariç) yanal deplasmanda ve taban kesme kuvvetinde artış görülmüştür. Burada 0.5g'lik yer hareketi genliğinin yapıyı aşırı derecede zorladığı ve yapının taşıma gücünü aşarak yapıda göçmeye neden olduğundan 0.4g'den elde edilen tepkilerden daha düşük tepkiler belirlenmiştir.

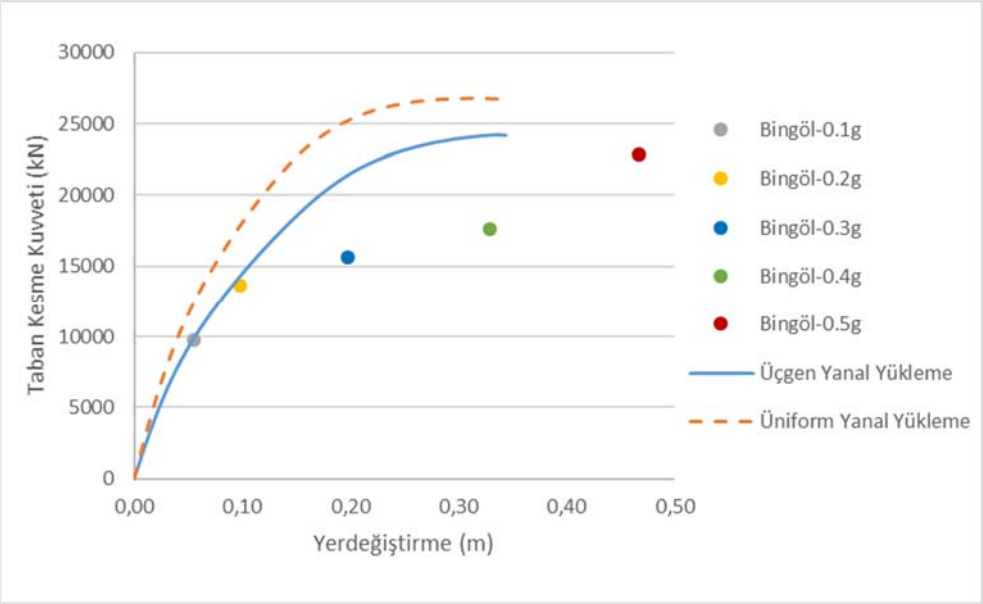


Şekil 4.57. X yönü için Imperial Valley deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

Y yönü için ölçeklendirilmiş deprem kayıtları kullanılarak yapılan analizler sonucunda oluşan maksimum deplasmanlara karşılık gelen taban kesme kuvvetleri ve bu tepkilerin üçgen ve yanal yüklemelere göre belirlenen kapasite eğrileriyle karşılaştırılması Şekil 4.58- 4.62'de sunulmuştur.

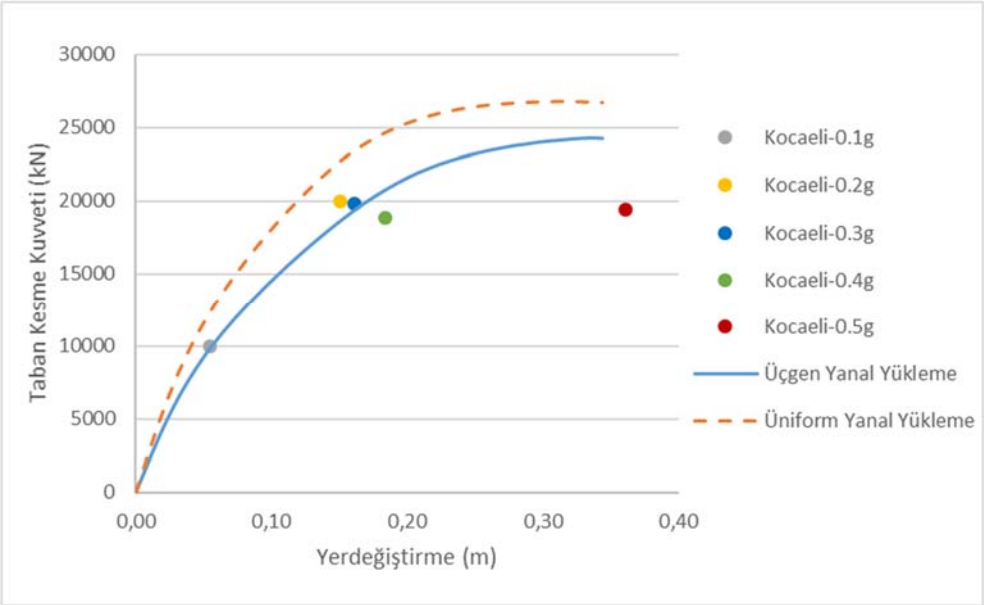
Y yönü için ölçeklendirilmiş Bingöl deprem kayıtları kullanılarak yapılan analiz sonuçlarına göre belirlenen maksimum tepkiler ve farklı yüklemelere göre belirlenmiş kapasite eğrileriyle karşılaştırılması Şekil 4.58'de gösterilmektedir. Yapılan artımsal dinamik analiz sonuçları değerlendirildiğinde, oluşan maksimum tepkilerin üçgen ve üniform yanal yüklemelerden ortaya çıkan kapasite eğrilerinin altında kaldığı gözlenmiştir. 0.1g'ye göre belirlenen tepki ise üçgen yanal yüklemeden ortaya çıkan kapasite eğrisinin hemen üzerinde

meydana gelmiştir. Yanal yerdeğiştirmeler ve taban kesme kuvvetleri deprem ivme genliğinin artmasına paralel olarak artmıştır.



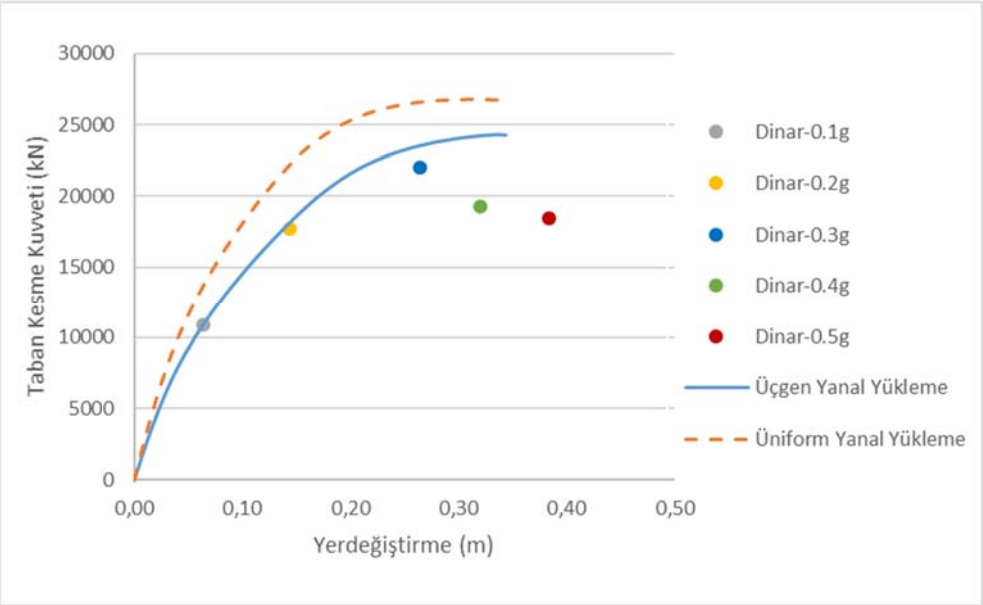
Şekil 4.58. Y yönü için Bingöl deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

Şekil 4.59 y yönü için ölçeklendirilmiş Kocaeli depreminin yapıya uygulanmasıyla oluşan maksimum tepkileri ve be tepkilerin farklı yüklemelere göre elde edilmiş kapasite eğrileriyle karşılaştırılmasını göstermektedir. Söz konusu değerler ve karşılaştırma incelendiğinde, 0.1g, 0.2g ve 0.3g'ye göre elde tepkiler üçgen yanal yüklemeden ortaya çıkan kapasite eğrisinin hemen üstünde veya bu eğriyi aştığı gözlenmiştir. Bununla birlikte tüm maksimum tepkiler üniform yanal yüklemenin altında kalmıştır. 0.4g ve 0.5g ivme genliklerine göre belirlenen tepkilerde ise yapının artan yanal deplasmana karşılık kesme kuvvetlerinin yakın olduğu belirlenmiştir.



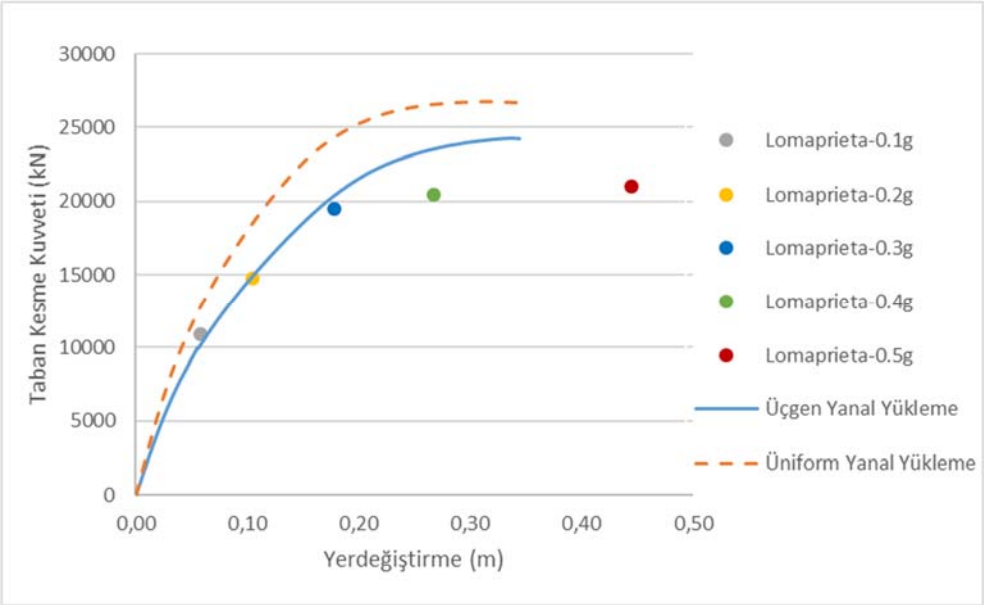
Şekil 4.59. Y yönü için Kocaeli deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

Dinar depreminin ölçeklendirilen kayıtlarının kullanılmasıyla elde edilen maksimum tepkiler ve farklı yüklemelere göre elde edilmiş kapasite eğrileriyle karşılaştırılması Şekil 4.60'da y yönü için sunulmuştur. Tespit edilen değerler incelendiğinde 0.1g'den elde edilen tepki hariç olmak üzere diğer tüm maksimum yer ivmelerine göre belirlenen tepkiler üçgen yanal yüklemeden ortaya çıkan kapasite eğrisinin altında kalmıştır. 0.1g'lik yer ivmesinden ortaya çıkan maksimum tepki ise kapasite eğrisinin hemen üzerinde oluşmuştur. Bununla birlikte tüm maksimum tepkiler üniform yanal yüklemeye göre belirlenen kapasite eğrisinin altında yer almıştır. 0.4g ve 0.5g ivme genliklerine göre belirlenen tepkilerde ise yapının artan yanal deplasmana karşılık kesme kuvvetlerinde diğer maksimum yer ivmelerine göre azalma meydana görülmüştür.



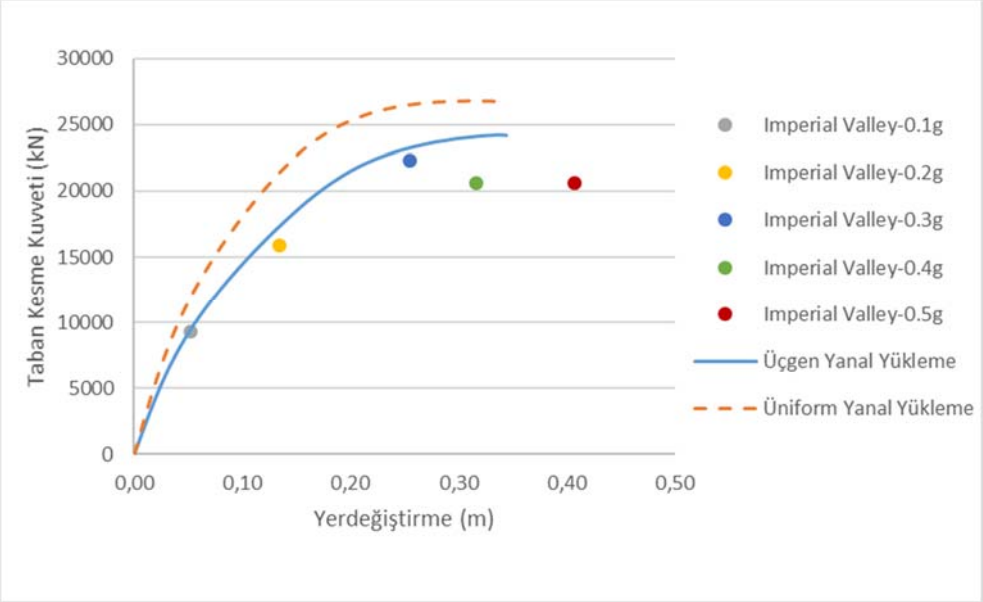
Şekil 4.60. Y yönü için Dinar deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

Şekil 4.61 y yönü için ölçeklendirilmiş Lomaprieta depreminin kayıtlarının yapıya deprem ivmesi olarak verilmesiyle oluşan maksimum tepkileri ve bu değerlerin farklı yüklemelere göre elde edilen kapasite eğrileriyle karşılaştırılmasını göstermektedir. Belirlenen veriler değerlendirildiğinde sırasıyla 0.1g ve 0.2g'lik yer ivmelerinin kullanılmasıyla oluşan tepkilerin üçgen yanal yüklemeye göre elde edilen kapasite eğrisini çok az aştığı ve eğrinin hemen üzerinde oluştuğu görülmüştür. 0.3g, 0.4g ve 0.5g'lik kayıtların kullanılmasıyla ortaya çıkan maksimum tepkilerin ise kapasite eğrisinin altında kaldığı belirlenmiştir. Bunlara ilave olarak, tüm maksimum tepkilerin üniform yanal yüklemeden ortaya çıkan kapasite eğrisinin altında yer almıştır.



Şekil 4.61. Y yönü için Lomaprieta deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

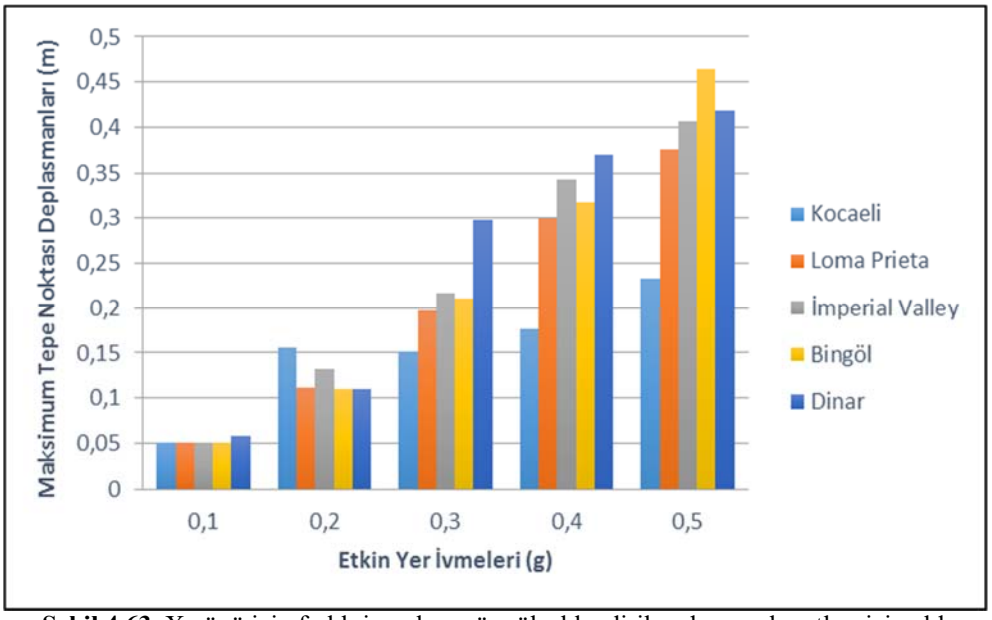
Imperial Valley depremin ölçekli kayıtları kullanılarak yapılan analizlerden ortaya çıkan verilerin, yanal yüklemeler sonucu oluşan kapasite eğrileriyle karşılaştırılması y yönü için Şekil 4.62'de verilmiştir. Burada da diğer deprem kayıtlarından elde edilenlere benzer olarak 0.1g'den elde edilen ölçekli kayıtlar kullanılarak yapılan analize göre tespit edilen tepki, üçgen yanal yüklemeye göre belirlenen kapasite eğrisinin hemen üzerinde oluşmuştur. Bununla birlikte diğer kayıtların kullanılmasıyla elde edilen verilerin ise hem üçgen yanal yükleme hem de üniform yanal yükleme şekillerinin kullanılmasıyla ortaya çıkan kapasite eğrilerin altında kalmıştır. Maksimum ivmenin artmasına bağlı olarak yapıda yanal deplasmanlarda artışlar meydana gelirken 0.3g'lik yer ivmesinden sonraki ivmelerden elde edilen kesme kuvvetlerinde önemli bir değişiklik olmamıştır.



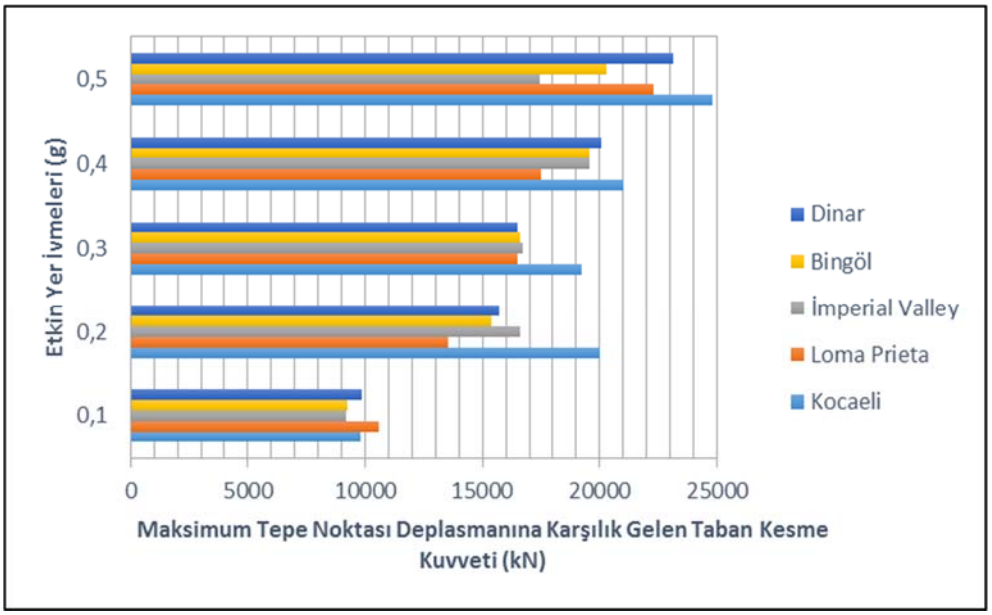
Şekil 4.62. Y yönü için Imperial Valley deprem kayıtlarından elde edilen maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvveti

X yönü için, üç boyutlu binanın farklı yer ivmelerine göre tespit edilen maksimum tepe deplasmanları, farklı yer ivmeleri için maksimum tepe deplasmanına göre belirlenen taban kesme kuvvetleri, artımsal dinamik analizlerden elde edilen maksimum tepkiler, dinamik itme eğrisi, farklı yüklemelere göre belirlen kapasite eğrileri ve bu eğrilerin dinamik itme eğrisi ile karşılaştırılması sırasıyla Şekil 4.63- 4.68'de sunulmuştur.

Şekil 4.63-4.64'de sırasıyla ölçeklendirilmiş farklı deprem kayıtlarının pik ivmelerine göre elde edilen maksimum tepe noktası ve pik yer ivmeleri için maksimum tepe noktasına karşılık gelen taban kesme kuvvetleri verilmiştir. Yapılan analizlerden elde edilen maksimum tepkiler verilmiştir. Bu tepkiler Antoniou and Pinho (2004)'un önerdikleri prosedür kullanılarak belirlenmiştir. Şekiller incelendiğinde 0.1g yer ivmesi için, ölçeklendirilmiş bütün kayıtlar için yaklaşık 0.05 m civarında deplasman değeri elde edilirken ve taban kesme kuvveti 10000 kN civarında oluşmuştur. 0.2g yer ivmesi için, 0.10-0.15m lik deplasmana karşılık ölçekli Kocaeli depremi hariç 15000 kN civarında taban kesme kuvveti meydana gelmiştir. 0.3g'lik yer hareketi için ortalama 0.2 m'lik deplasmana karşılık, yaklaşık 17500 kN'luk taban kesme kuvveti elde edilmiştir. 0.4g'lik pik yer ivmesi için Kocaeli depremi hariç diğer bütün kayıtlardan elde edilen deplasmanlar 0.3m'yi aşmıştır. Aynı pik ivmesi için taban kesme kuvveti ise bütün depremlere göre ortalama 20000 kN civarındadır. 0.5g'lik deprem kayıtları kullanılarak elde edilen deplasmanlar Kocaeli depremi hariç 0.35m-0.45 m arasında yer alırken, taban kesme kuvvetleri ise ortalama 22500 kN civarında belirlenmiştir.

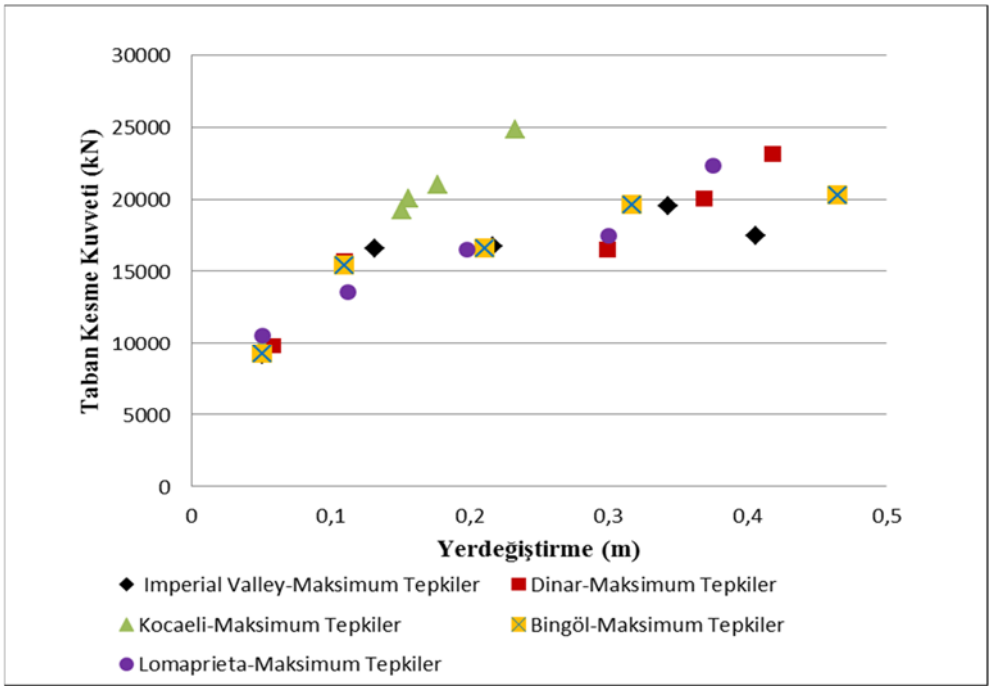


Şekil 4.63. X yönü için farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için elde edilen maksimum tepe noktası deplasmanları

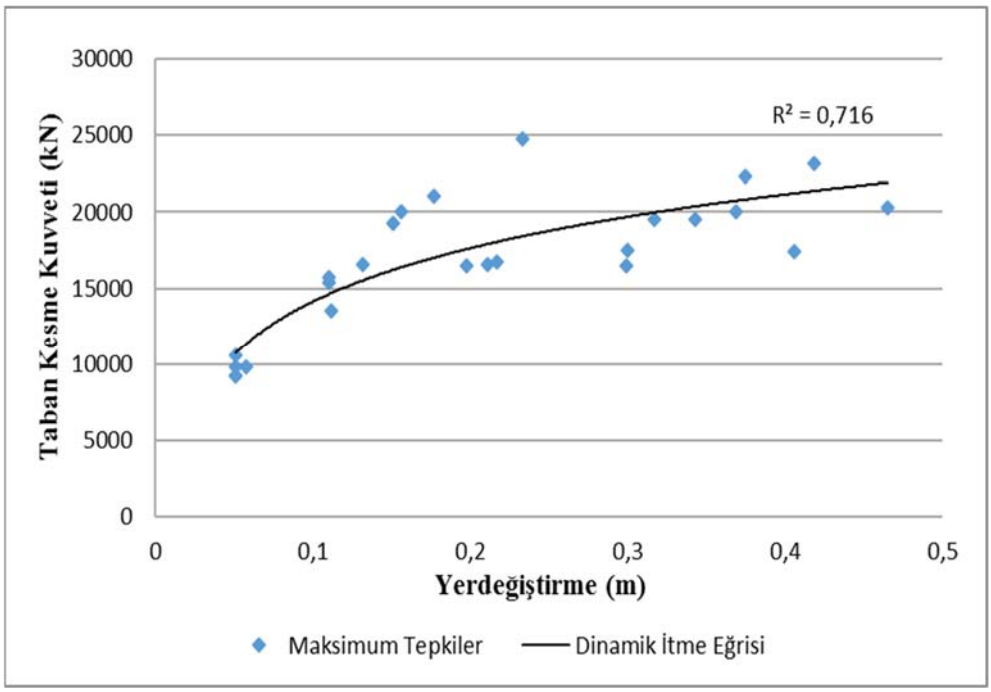


Şekil 4.64. X yönünde farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvvetleri

Artımsal dinamik analizlerden elde edilen maksimum büyüklükler x yönü için Şekil 4.65'de sunulmuştur. Artımsal dinamik analizlerden elde edilen maksimum tepkilerin bir eğriye uydurulmasıyla elde edilen dinamik itme eğrisi x yönü için Şekil 4.66'da verilmiştir. Burada R^2= 0.716 gibi iyi sayılabilecek bir korelasyon değeri elde edilmiştir.



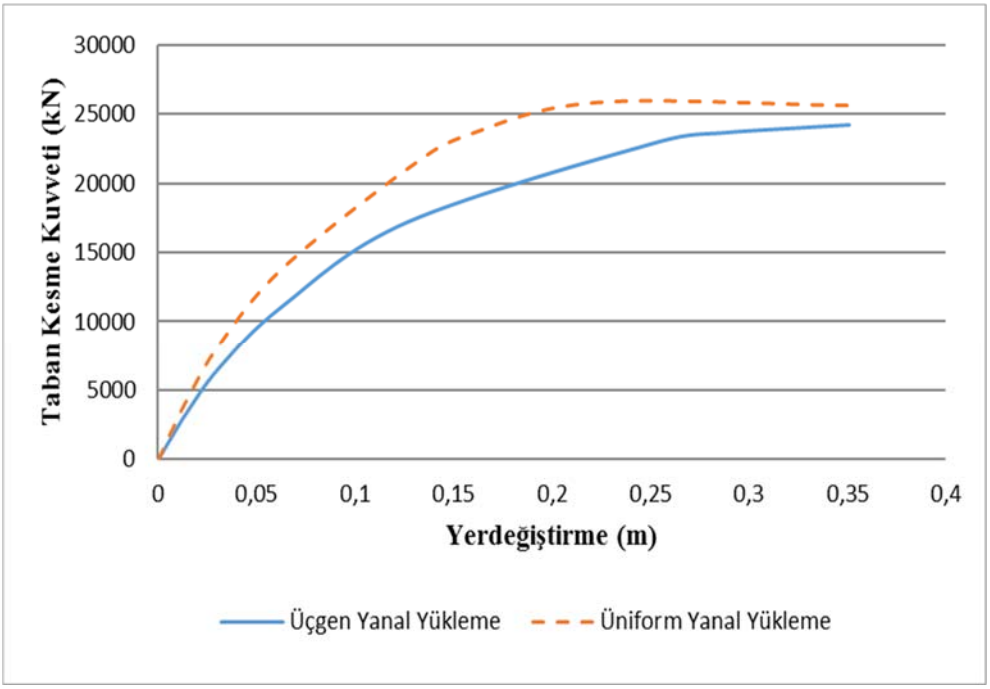
Şekil 4.65. Farklı yer ivmelerine göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için x yönündeki maksimum tepkiler



Şekil 4.66. X yönündeki dinamik itme eğrisi

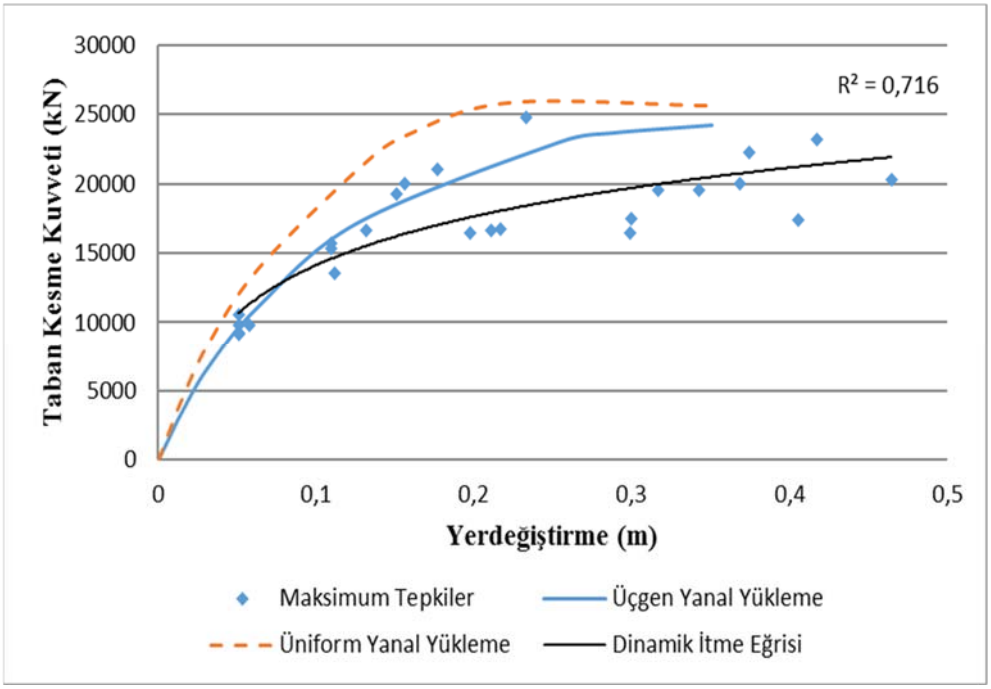
Statik itme analizi için üniform ve üçgen yanal yük şekli olmak üzere iki yük şekli kullanılmıştır. İki boyutlu modelden elde edilen sonuçlara benzer olarak üniform yanal yük şekli, üçgen yük şekline göre daha yüksek başlangıç rijitliği ve taban kesme kuvveti

vermektedir. Seçilen üç boyutlu binanın x yönündeki statik itme analizlerinden elde edilen kapasite eğrileri üçgen ve üniform yük şekli için Şekil 4.67'de gösterilmiştir.



Şekil 4.67. Farklı yük şekline göre binanın x yönündeki kapasite eğrisi

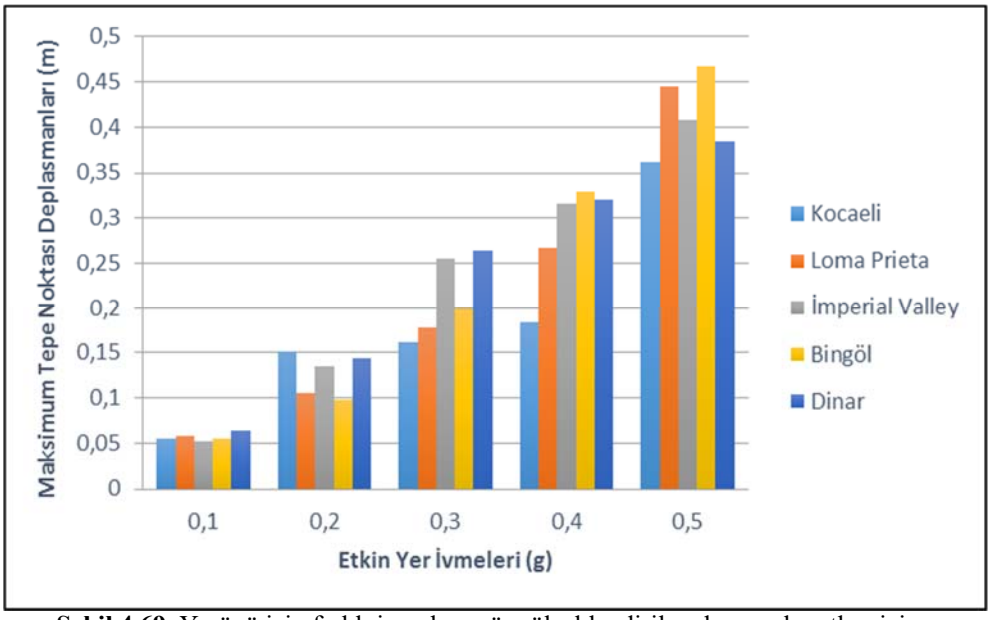
X yönü için seçilen binanın dinamik itme eğrisinin farklı yüklemelere göre belirlenen kapasite eğrileriyle karşılaştırılması Şekil 4.68'de sunulmuştur. Yukarıdaki şekil değerlendirildiğinde, farklı genliklere göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtlarının kullanılmasıyla yapılan analizler sonucunda elde edilen maksimum tepkilerin genel itibariyle üçgen yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin çok yakınında olduğu veya altında kaldığı belirlenmiştir. Fakat bazı tepki büyüklüklerinin bu eğriyi aştığı görülmüştür. Bununla birlikte seçilen bina için oluşan bütün maksimum tepkilerin, üniform yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin altında kaldığı tespit edilmiştir. Buna göre seçilen bina modeli ve kullanılan ölçekli deprem kayıtlarına göre belirlenen dinamik itme eğrisinin kapasite eğrilerinin altında kaldığı görülmüştür. Seçilen yapı modelinin dinamik davranışının tespit edilmesinde statik itme analizlerinin yeterli olacağı söylenebilir.



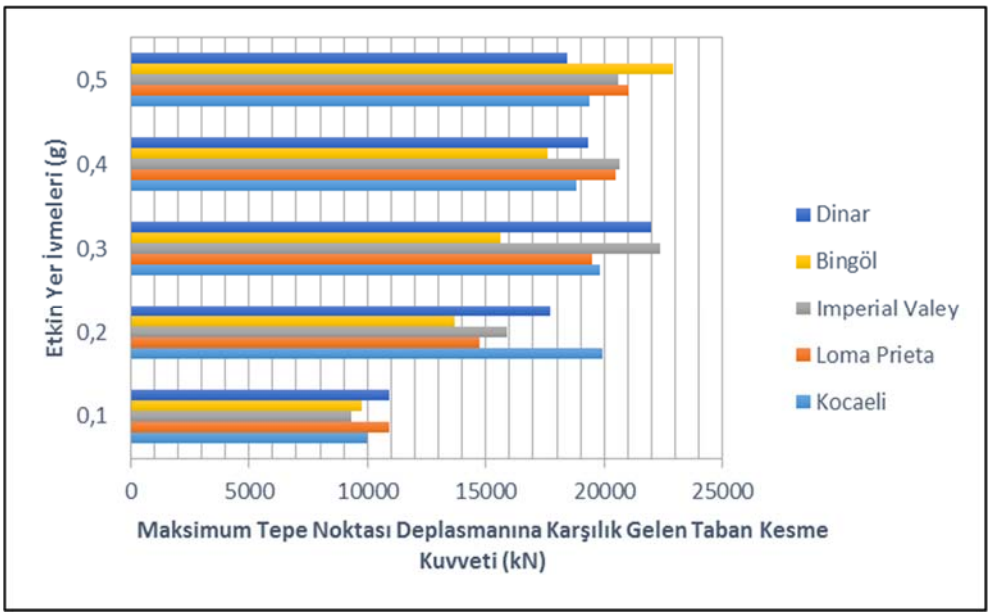
Şekil 4.68. X yönü için dinamik pushover eğrisi ve farklı yük şekillerinden elde edilen pushover eğrisinin karşılaştırılması

Y yönü için, üç boyutlu binanın farklı yer ivmelerine göre tespit edilen maksimum tepe deplasmanları, farklı yer ivmeleri için maksimum tepe deplasmanına göre belirlenen taban kesme kuvvetleri, artımsal dinamik analizlerden elde edilen maksimum tepkiler, dinamik itme eğrisi, farklı yüklemelere göre belirlen kapasite eğrileri ve bu eğrilerin dinamik itme eğrisi ile karşılaştırılması sırasıyla Şekil 4.69- 4.74'de verilmiştir.

Şekil 4.69-4.70'de sırasıyla ölçeklendirilmiş farklı deprem kayıtlarının pik ivmelerine göre elde edilen maksimum tepe noktası ve pik yer ivmeleri için maksimum tepe noktasına karşılık gelen taban kesme kuvvetleri verilmiştir. Yapılan analizlerden elde edilen maksimum tepkiler verilmiştir. Şekiller incelendiğinde 0.1g yer ivmesi için, ölçeklendirilmiş bütün kayıtlar için yaklaşık 0.05 m civarında deplasman değerleri elde edilirken ve taban kesme kuvvetleri 10000 kN civarında oluşmuştur. 0.2g yer ivmesi için, yaklaşık 0.15m lik deplasmana karşılık ölçekli Kocaeli depremi hariç 15000 kN civarında taban kesme kuvveti meydana gelmiştir. 0.3g'lik yer hareketi için yaklaşık 0.25 m'lik deplasmana karşılık, yaklaşık 20000 kN'luk taban kesme kuvveti elde edilmiştir. 0.4g'lik pik yer ivmesi için Kocaeli ve Lomaprieta depremleri hariç diğer bütün kayıtlardan elde edilen deplasmanlar 0.3m'yi aşmıştır. Aynı pik ivmesi için taban kesme kuvveti ise bütün depremlere göre ortalama 20000 kN civarındadır. 0.5g'lik deprem kayıtları kullanılarak elde edilen deplasmanlar 0.35m-0.45 m arasında yer alırken, taban kesme kuvvetleri ise ortalama 21000 kN civarında olduğu görülmüştür.

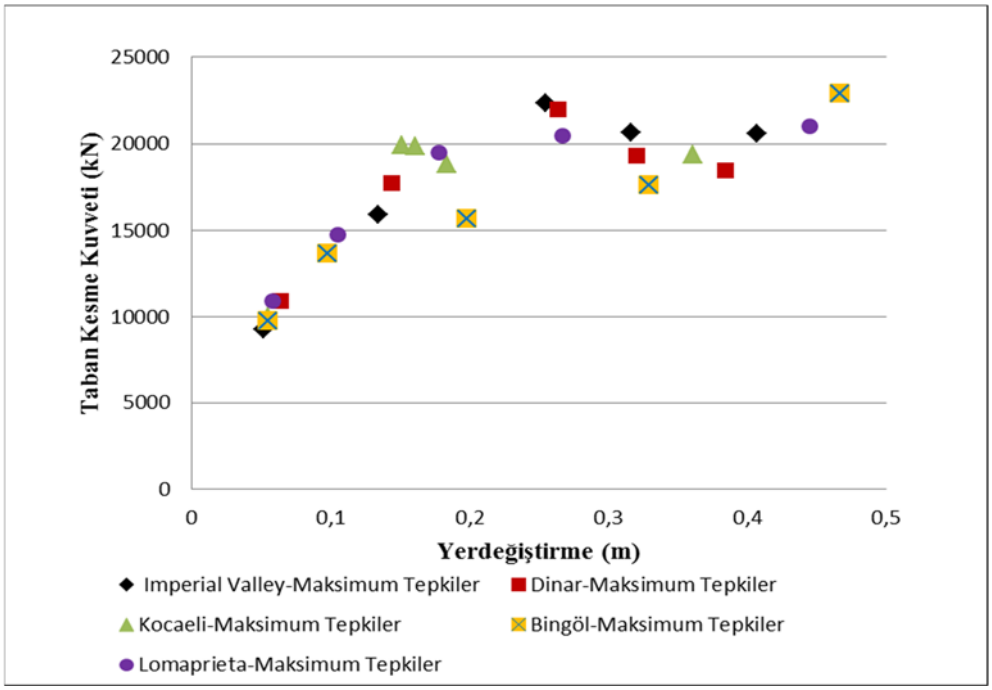


Şekil 4.69. Y yönü için farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için elde edilen maksimum tepe noktası deplasmanları

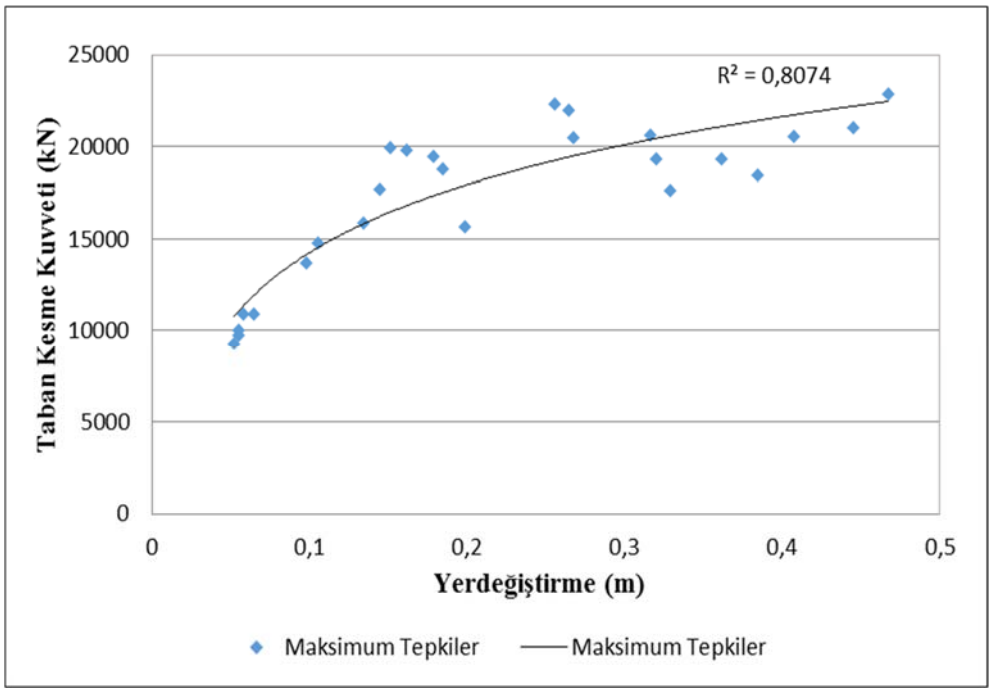


Şekil 4.70. Y yönünde farklı ivmelere göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için maksimum deplasmana karşılık gelen taban kesme kuvvetleri

Artımsal dinamik analizlerden elde edilen maksimum tepkiler y yönü için Şekil 4.71'de verilmektedir. Bu tepki büyüklüklerinin bir eğriye uydurulmasıyla elde edilen dinamik itme eğrisi y yönü için Şekil 4.72'de gösterilmiştir. Bu yön için R^2= 0.8074 gibi iyi bir korelasyon katsayısı elde edilmiştir.

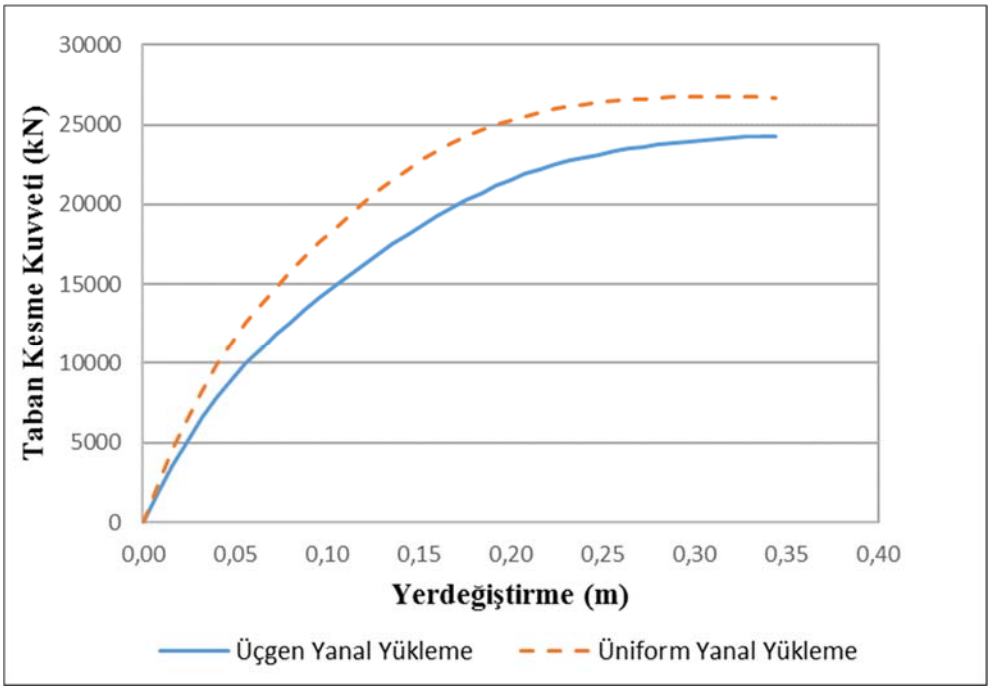


Şekil 4.71. Farklı yer ivmelerine göre ölçeklendirilen deprem kayıtları için y yönündeki maksimum tepkiler



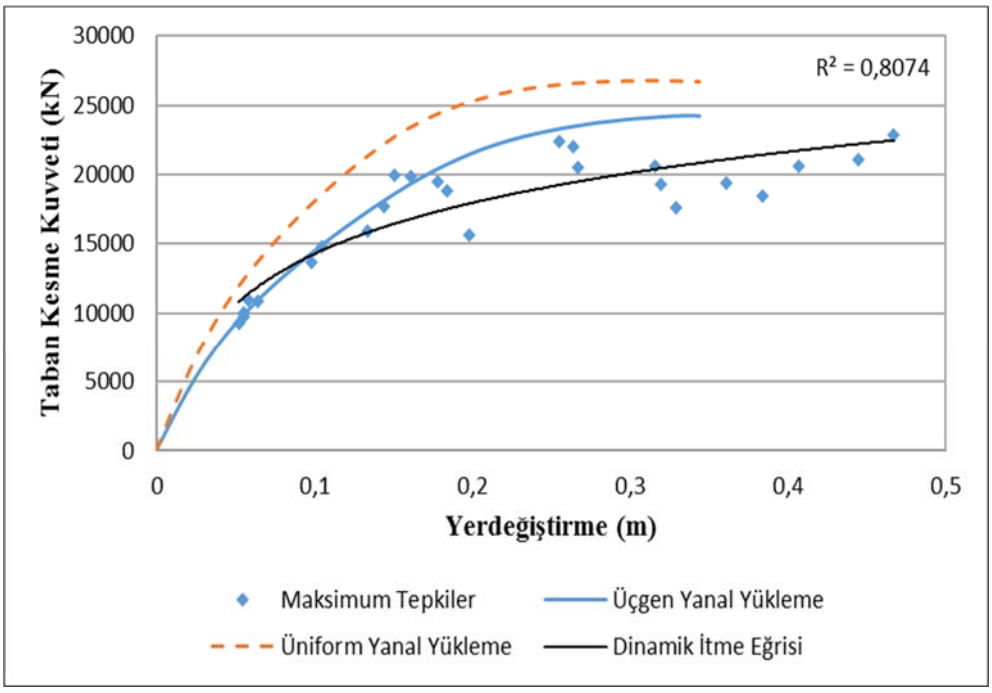
Şekil 4.72. Y yönündeki dinamik itme eğrisi

Seçilen üç boyutlu binanın y yönündeki statik itme analizlerinden elde edilen kapasite eğrileri üçgen ve üniform yük şekli için Şekil 4.73'de sunulmuştur. X yönündeki sonuçlara benzer şekilde üniform yanal yük şeklinin, üçgen yük şekline göre daha yüksek başlangıç rijitliği ve taban kesme kuvveti verdiği görülmüştür.



Şekil 4.73. Farklı yük şekline göre binanın y yönündeki kapasite eğrisi

Şekil 4.74, seçilen binanın y yönü için dinamik itme eğrisinin üniform ve üçgensel yanal yüklemelere göre oluşan kapasite eğrileriyle karşılaştırılmasını göstermektedir. Buna göre, ölçeklendirilmiş deprem kayıtlarının kullanılmasıyla yapılan analizler neticesinde meydana gelen maksimum değerlerin üçgen yanal yüklemeye göre belirlenen kapasite eğrisinin büyük çoğunlukla çok yakınında olduğu veya eğrinin altında kaldığı görülmüştür. Ancak birkaç tane tepki değerinin bu eğrinin üzerinde yer aldığı belirlenmiştir. Buna ek olarak bina modeli için meydana gelen tüm maksimum büyüklüklerin, üniform yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin altında kaldığı tespit edilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre x yönündeki yapılan değerlendirmelere paralel olarak söz konusu bina modelinin dinamik davranışının belirlenmesinde statik itme analizlerinin yeterli olacağı görülmüştür.



Şekil 4.74. Y yönü için dinamik pushover eğrisi ve farklı yük şekillerinden elde edilen pushover eğrisinin karşılaştırılması

5. TARTIŞMA VE SONUÇ

Bu tez çalışmasında betonarme binaların deprem davranışları, artımsal dinamik analiz yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Ayrıca dinamik analizler sonucunda meydana gelen maksimum tepkiler farklı yanal yüklemelere göre belirlenen kapasite eğrileriyle karşılaştırılmıştır. Çalışmada betonarme binaların doğrusal olmayan davranışlarını araştırmak için, düzlem ve üç boyutlu betonarme yapı sistemleri seçilmiştir.

Düzlem yapı sistemi için üç yer hareketi kaydı seçilerek Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan Z2 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna uydurulmuştur. Yapılan analizler sonucunda yapıya ait maksimum tepkiler, dinamik itme eğrisi, kapasite eğrileri, göreli kat ötelemeleri, çeşitli eleman uçları için moment-dönme eğrileri ve yapısal elemanlardaki hasarlar kabuk beton, çekirdek beton ve donatı için ayrı ayrı elde edilmiştir. Bu sonuçlara göre;

- Oluşan maksimum tepkilerin ivme genliklerine paralel olarak arttığı görülmüştür.
- Meydana gelen maksimum tepkilere göre incelenen yapı modelinin dinamik davranışını gösteren itme eğrisi elde edilmiştir.
- Üniform yanal yük şekli, üçgen yük şekline göre daha yüksek başlangıç rijitliği ve taban kesme kuvveti verdiği görülmüştür.
- Dinamik itme eğrisiyle statik itmelerden elde edilen kapasite eğrileri kıyaslandığında dinamik eğri 0.4g ve 0.5g için üçgen itme eğrisinin üzerindeyken bu eğri 0.5g için üniform itme eğrisini aşmaktadır. Üniform itme eğrisi, binaların doğrusal olmayan davranışı için 0.5g'ye kadar iyi sonuç vermektedir.
- Statik yanal yüklemeler için; üniform yük şekli, alt katlarda üçgen yük şekline göre daha fazla göreli kat ötelemelerine neden olurken, üst katlarda bu durum tersine dönmüştür. Dinamik yüklemeler içinse, göreli kat ötelemeleri ivme genliklerinin artışına bağlı olarak artmaktadır.
- Oluşan moment-dönme eğrileri seçilen kiriş ve kolon uçları için, artan ivme genliklerine göre artmaktadır. Ayrıca, farklı yanal yüklemeler için moment değerleri aynı kalırken; üniform yanal yüklemeden elde edilen dönmeler, üçgen yanal yüklemeye göre oluşan dönmelerden daha büyüktür. 0.1g, 0.2g, 0.3g ve 0.4g ivme genliklerine göre elde edilen moment ve dönmeler için farklı yanal statik yüklerin moment ve dönmelerinin altında kalırken 0.5g'de oluşan dönmeler, üçgen ve üniform yük şekillerinin dönmelerini aşmaktadır.
- Seçilen yapıda oluşan hasarların ivme genliklerine paralel olarak arttığı görülmektedir.

Üç boyutlu yapı sistemi için beş yer hareketi kaydı seçilerek Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan Z3 zemin sınıfı için tasarım spektrumuna ölçeklendirilmiştir. X ve y yönü için yapılan analizler sonucunda yapıya ait maksimum tepkiler, dinamik itme eğrisi ve kapasite eğrileri elde edilmiştir. Bu sonuçlara göre;

- Oluşan maksimum tepkilerin genel olarak ivme genliklerine paralel şekilde arttığı görülmüştür. Bazı durumlarda yanal deplasmanın ivme genliğine bağlı olarak artmasına rağmen, kesme kuvvetinin azaldığı görülmüştür. Bu durumun ölçeklendirilmiş kayıttan kaynaklandığı düşünülmektedir.
- Farklı yanal yük şekillerine göre elde edilen kapasite eğrileri karşılaştırıldığında üniform yük şeklinin üçgen yük şekline göre yüksek modlarla etkilenen binaların son dayanımında daha iyi bir tahmin verdiği gözlemlenmiştir.
- Maksimum tepkilere göre elde edilen dinamik itme eğrileri, statik itmelerden elde edilen kapasite eğrileri ile karşılaştırıldığında x ve y yönü için dinamik eğrilerin her iki yüklemeye göre elde edilen kapasite eğrilerinin altında kaldığı belirlenmiştir.

Sonuç olarak betonarme binaların deprem davranışlarının daha doğru bir şekilde tahmin edilebilmesi için artımsal dinamik analizlerinin yapılması bu tez çalışması sonucunda önerilmektedir. Bununla birlikte seçilen yapı modelleri için üniform statik yanal yüklemeden elde edilen kapasite eğrisinin seçilen binaların dinamik itme eğrilerini kapsadığı ve bu nedenle statik yüklemenin dinamik davranışı temsil edebileceği sonucuna varılmıştır.

6. KAYNAKLAR

Aksoylu, M. G. 2006. Betonarme Yapı Sistemlerinde Pekleşme Etkisini Gözönüne Alan Bir Doğrusal Olmayan Artımsal Analiz Yöntemi. Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul. 179.

Amirahmad, F. 2013. Nonlinear dynamic analysis of modular steel buildings in two and three dimensions. Doktora Tezi, Toronto İnşaat Mühendisliği Bölümü, Toronto. 224.

Antoniou, S., Rovithakis, A., Pinho, R. 2002. Development and verification of a fully adaptive pushover procedure. In Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering, 9-13 Eylül 2002, London. 1-6.

Antoniou, S., Pinho, R. 2004. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. ***Journal of Earthquake Engineering***, 8(4): 497-522.

Azarbakht, A., Dolšek, M. 2007. Prediction of the median IDA curve by employing a limited number of ground motion records. ***Earthquake Engineering & Structural Dynamics***, 36(15): 2401-2421.

Azarbakht, A., Dolšek, M. 2010. Progressive incremental dynamic analysis for first-mode dominated structures. ***Journal of Structural Engineering***, 137(3): 445-455.

Bianchi, F., 2008. Seismic vulnerability assessment of a hospital building, Doktora Tezi, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia Università degli Studi di Pavia, Italy. 95.

Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., & Augenti, N. 2015. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. ***Engineering Structures***, 104: 65-79.

Celep, Z., Gençoğlu, M. 2008. Deprem Yönetmeliği (2007) de Doğrusal Olmayan Çözümleme Yöntemlerine Basit Örnekler. Prof. Yusuf Berdan, Prof. İsmet Aka, Prof. Mehmet Rahmi Bilge ve Prof. Dr. Halit Demir Betonarme Yapılar Semineri, 29 Mayıs 2008, İstanbul. 90.

Chan, C.M., Zou, X.K. 2004. Elastic and inelastic drift performance optimization for reinforced concrete buildings under earthquake loads. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 33(8): 929-950.

Chintanapakdee, C., Chopra, A.K. 2003. Evaluation of modal pushover analysis using generic frames. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 32: 417-442.

Chopra, A.K., Goel, R.K. 2001. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 31: 561–582.

DBYBHY, 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara

Dolšek, M., Fajfar, P. 2005. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 34(1): 49-66.

Ersoy, U., Sucuoğlu, H., Canbay, E., Özcebe, G., Bakır, B. S., Yılmaz, M.T., Gülkan, P., Akkar, S.D., Tankut, T., Yakut, A., Wasti, T., Erberik, A. Türer, A. Erbay, Ö., Akyüz, U., Yücemen, M.S. 2008. Betonarme yapı ve yapı elemanlarının deprem davranışı. Editörler; Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H., Wasti, T., Binalar için deprem mühendisliği temel ilkeler. Ankara, 57-102, Türkiye

Ersoy, U., Özcebe, G. 2017. Beton ve Betonarmenin Doğrusal Elastik Olmayan Davranışı. Evrim Yayınevi, Sayfa: 816. İstanbul.

Eslami, A., Ronagh, H.R. 2014. Effect of elaborate plastic hinge definition on the pushover analysis of reinforced concrete buildings. ***The Structural Design of Tall and Special Buildings,*** 23(4): 254-271.

Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. ***Earthquake Spectra***, 16(3): 573-592.

Fragiadakis, M., & Vamvatsikos, D. 2010. Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 39(6): 683-703.

Han, S. W., Chopra, A. K. 2006. Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 35(15): 1853-1873.

İlki, A., Celep, Z. 2011. Betonarme yapıların deprem güvenliği. 1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 11-14 Ekim 2011. ODTÜ (Ankara), 1-20.

İnel, M., Özmen, H.B. 2006. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. ***Engineering Structures***, 28(11): 1494-1502.

İrtem, E. Türker, K. 2002. Yapıların Deprem Yükleri Altındaki Lineer Olmayan Davranışının Belirlenmesinde Kullanılan Statik Yöntemlerin Karşılaştırılması. Balıkesir Üniversitesi IV. Mühendislik-Mimarlık Sempozyumu, 11-13 Eylül 2002, Balıkesir. 425–436.

Kilar, V. Fajfar, P. 2001. On the applicability of pushover analysis to the seismic performance evaluation of asymmetric buildings. ***European Earthquake Engineering***, 15(1): 20–31.

Kim, S. D., Hong, W. K., Ju, Y. K. 1999. A modified dynamic inelastic analysis of tall buildings considering changes of dynamic characteristics. ***The Structural Design of Tall Buildings***, 8(1): 57-73.

Kirçil, M. S., Polat, Z. 2006. Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. ***Engineering Structures***, 28(9): 1335-1345.

Louzai, A., & Abed, A. 2015. Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses. ***Bulletin of Earthquake Engineering***, 13(6): 1773-1793.

Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ***Journal of Structural Engineering***, 114: 1804-1826.

Massumi, A., Tasnimi, A. A., Saatcioglu, M. 2004. Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses. In 13th World Conference on Earthquake Engineering, 1-6 Ağustos 2004, Canada. 1-6.

Moridani, K. K., Khodayari, R. 2013. Seismic Performance Assessment Uses Incremental Dynamic Analysis. ***Journal of Basic and Applied Scientific Research***, 3(8): 757-764.

Mwafy, A. M., Elnashai, A. S. 2001. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. ***Engineering Structures***, 23(5): 407-424.

Onat, O., Lourenco, P.B. Kocak, A. 2015. Experimental and numerical analysis of RC structure with two leaf cavity wall subjected to shake table. ***Structural Engineering and Mechanics***, 55(5): 1037-1053.

Onat, O., Lourenco, P.B., Kocak, A. 2016. Nonlinear analysis of RC structure with massive infill Wall exposed to shake table. ***Earthquakes and Structures***, 10(4): 811-828.

Özer, E. 2006. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi Ders Notları

Öncü, M. E., Şahin Yön, M. 2016. Assessment of nonlinear static and incremental dynamic analyses for RC structures. ***Computers and Concrete***, 18(6): 1195-1211.

Pasticier, L., Amadio, C., Fragiacomo, M. 2008. Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V. 10 code. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 37(3): 467- 485.

PEER, Strong Ground Motion Database, http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html

Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., Naganuma, T. 2000. Statistical analysis of fragility curves. ***Journal of Engineering Mechanics***, 126(12): 1224-1231.

SeismoArtif Version 1 Erişim: www.seismosoft.com.

SeismoStruct Version 7 Erişim: www.seismosoft.com.

SeismoSignal Version 5.1.2 Erişim: www.seismosoft.com.

Türkiye fay hatlarının dağılış haritası. 2017. Erişim: [http://www.cerezforum.net/konu/turkiyedeki-fay-hatlari-haritasi.51004/]. Erişim tarihi: 4.02.2017

Türk Standartları Enstitüsü. 2000 Betonarme yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları.

Türkiye Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Veri Tabanı (AFAD). 2017. Erişim: [http://www.deprem.gov.tr/tr/istasyonlar]. Erişim Tarihi: 17.02.2017

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. 2002. Incremental dynamic analysis. ***Earthquake Engineering and Structural Dynamics***, 31(3): 491-514.

Yön, B., Calayır, Y. 2014. Effects of confinement reinforcement and concrete strength on nonlinear behaviour of RC buildings. ***Computures and Concrete***, 14(3): 279-297.

Yön, B., Calayır, Y. 2015- a. The soil effect on the seismic behaviour of reinforced concrete buildings. ***Earthquakes and Structures***, 8(1): 133-152.

Yön, B., Öncü, M.E., Calayır, Y. 2015- b. Effects of seismic zones and site conditions on response of RC buildings. ***Gradevinar***, 67(6): 585-596.

Zarfam, P., Mofid, M. 2009. Evaluation of modal incremental dynamic analysis, using input energy intensity and modified bilinear curve. ***The Structural Design of Tall and Special Buildings***, 18(5): 573-586.

Zarfam, P., Mofid, M. 2011. On the modal incremental dynamic analysis of reinforced concrete structures, using a trilinear idealization model. ***Engineering Structures***, 33(4): 1117-1122.

ÖZGEÇMİŞ

Merve ŞAHİN YÖN 1991'de Diyarbakır'da doğdu. İlköğretim ve Ortaokulu Yunus Emre İlköğretim Okulunda tamamladıktan sonra Atatürk Lisesi'nden mezun oldu. Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünden 2013 yılında mezun oldu. 2015 yılında Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında yüksek lisans eğitimine başladı. Aynı yıl eski adı Tunceli Üniversitesi, yeni ismiyle Munzur Üniversitesi'ne Araştırma Görevlisi olarak atandı ve hâlâ görevine devam etmektedir. Merve ŞAHİN YÖN evlidir.

T.C.
DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
YÜKSEK LİSANS TEZ ÇALIŞMASI İNTİHAL RAPORU FORMU

ÖĞRENCİ BİLGİLERİ	
ADI VE SOYADI	Merve ŞAHİN YÖN
ÖĞRENCİ NO	15806005
EĞİTİM – ÖĞRETİM YILI	2016 - 2017
YARIYIL	☐ Güz ☒ Bahar
ANABİLİM DALI	İnşaat Mühendisliği
PROGRAM	Yüksek Lisans
TEZ KONUSU	BETONARME BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞININ ARTIMSAL DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ
İNTİHAL RAPORU BİLGİLERİ	
RAPOR TÜRÜ	Tez Savunma Sınavı Sonrası
SAYFA SAYISI	91
BENZERLİK ORANI	% 6
RAPORLAMA TARİHİ	07 / 06/ 2017

Yukarıda başlığı/konusu gösterilen tez çalışmamın kapak sayfası, giriş, ana bölümler, sonuç ve tartışma kısımlarından oluşan toplam 91 sayfalık kısmına ilişkin, 07 / 06/ 2017 tarihinde şahsım tarafından ***Turnitin*** adlı intihal tespit programından aşağıda belirtilen filtrelemeler uygulanarak alınmış olan intihal raporuna göre, tezimin benzerlik oranı % 6'dır.

Uygulanan filtrelemeler:

- ☐ Kabul/Onay sayfaları hariç,
- ☐ Kaynakça hariç
- ☐ Alıntılar hariç/dâhil
- ☐ Diğer

Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Lisansüstü Programlarda Tez Çalışması İntihal Raporu Uygulama Esasları'nı inceledim ve bu Uygulama Esasları'nda belirtilen azami benzerlik oranlarına göre tez çalışmamın herhangi bir intihal içermediğini; aksinin tespit edilmesi durumunda doğabilecek her türlü hukuki sorumluluğu kabul ettiğimi ve vermiş olduğum bilgilerin doğru olduğunu beyan ederim.

Gereğini saygılarımla arz ederim.

Merve ŞAHİN YÖN

08 / 06/ 2017

Yrd. Doç. Dr. Mehmet Emin ÖNCÜ
Tez Danışmanı

08 / 06/ 2017

Doç. Dr. Halil GÖRGÜN
Anabilim Dalı Başkanı