

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**DEPREM YER HAREKETİNE MARUZ KOMŞU BİNALARIN ÇARPIŞMA
ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Gül ÇETİNKAYA

**ŞUBAT 2011
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**DEPREM YER HAREKETİNE MARUZ KOMŞU BİNALARIN ÇARPIŞMA
ANALİZİ**

İnş. Müh. Gül ÇETİNKAYA

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
“İnşaat Yüksek Mühendisi”
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 07.02.2011
Tezin Savunma Tarihi : 25.02.2011**

**Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Mehmet AKKÖSE
Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Şevket ATEŞ
Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Volkan YILDIRIM**

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Trabzon 2011

ÖNSÖZ

“Deprem Yer Hareketine Maruz Komşu Binaların Çarpışma Analizi” isimli bu çalışma; Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda Yüksek Lisans Tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmayı bana öneren, çalışmam boyunca bilgi ve becerilerini benimle paylaşan, her türlü yardım ve desteğini benden esirgemeyen değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Mehmet AKKÖSE’ye sonsuz teşekkürlerimi sunmaktan büyük gurur ve mutluluk duyarım.

Tez çalışmalarım sırasında bilgi ve yardımlarını esirgemeyen Yrd. Doç. Dr. Süleyman ADANUR’a, Yrd. Doç. Dr. Şevket ATEŞ’e ve Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK’a teşekkür ederim. Ayrıca, öğrenim hayatım süresince bana bilgi ve emeği geçen, tüm hocalarımı saygıyla anarım.

Tez çalışmam boyunca bana destek veren sevgili arkadaşlarıma ve İnş. Yük. Müh. Erman ŞİMŞEK’e teşekkür ederim.

Öğrenim hayatımın her aşamasında maddi ve manevi desteklerini hiçbir zaman eksik etmeyen babam Şaban ÇETİNKAYA’ya, annem Nezihe ÇETİNKAYA’ya, kardeşim Recep ÇETİNKAYA’ya, ağabeylerim Murat ÇETİNKAYA’ya ve Ferhat ÇETİNKAYA’ya, teyzem Mediha ŞANLI’ya sonsuz sevgi ve teşekkürlerimi sunarım. Bu çalışmanın ülkemize faydalı olmasını temenni ederim.

Gül ÇETİNKAYA

Trabzon 2011

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ	II
ÖZET	VI
SUMMARY	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ	VIII
TABLolar DİZİNİ.....	XII
SEMBOLLER DİZİNİ	XIII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Literatür Araştırması	2
1.2.1. Deprem Sonrası Tespitler.....	2
1.2.2. Yapılmış Araştırmalar	3
1.3. Çarpışma Çeşitleri	7
1.3.1. Biri Diğere Göre Daha Ağır Olan Binaların Çarpışması	8
1.3.2. Kat Yükseklikleri Farklı Binaların Çarpışması.....	9
1.3.3. Farklı Yüksekliğe Sahip Binaların Çarpışması	10
1.3.4. Kütle ve Rijitlik Merkezi Çakışmayan Binaların Çarpışması.....	12
1.3.5. Bir Binanın Diğere Bir Bina Üzerine Yıkılmasıyla Oluşan Çarpışma	13
1.3.6. Aynı Sıradaki İki Den Fazla Binanın Çarpışması	14
1.3.7. Köprülerde Çarpışma	15
1.4. Tezin İçeriği	16
1.5. Yapılardaki Çarpışmayı Dikkate Alan Yaklaşımlar.....	17
1.5.1. Klasik Çarpışma Teorisi.....	17
1.5.2. Çarpışma Kuvveti Yaklaşımı	19
1.5.2.1. Lineer Elastik Yay Modeli	20
1.5.2.2. Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli	21
1.5.2.3. Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli	23
1.5.2.4. Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertzdamp) Modeli	24
1.6. SAP2000’de Zaman Tanım Alanında Analiz.....	26
1.6.1. Hareket Denklemleri	26

1.6.2.	Doğal Frekans ve Modların Hesabı.....	27
1.6.3.	Mod Süperpozisyon ile Modların Birleştirilmesi	31
1.7	DBYBHY Deprem Derzleri	35
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR	37
2.1.	Giriş.....	37
2.2.	Bina Özelliklerinin Belirlenmesi.....	38
2.3.	SAP2000’de Çarpışma Modellerinin Oluşturulması.....	39
2.3.1.	Lineer Elastik Yay Modeli	39
2.3.2.	Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli	40
2.3.3.	Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli	43
2.3.4.	Lineer Olmayan Elastik ile Lineer Viskoelastik Yay Modeli	44
2.4.	Yer Hareketi	45
3.	BULGULAR VE İRDELEMELER	46
3.1.	Giriş.....	46
3.2.	Üç Katlı Komşu Binalarda Yer Değiştirmeler	46
3.2.1.	Çarpışma Olmaması Durumu	46
3.2.2.	Çarpışma Olması Durumu.....	49
3.2.2.1.	Lineer Elastik Yay Modeli	49
3.2.2.2.	Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli	50
3.2.2.3.	Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli	52
3.2.2.4.	Lineer Olmayan Elastik Yay ile Lineer Viskoelastik Yay Modeli	54
3.3.	İki Katlı Komşu Binalarda Yer Değiştirmeler	56
3.3.1.	Çarpışma Olmaması Durumu.....	56
3.3.2.	Çarpışma Olması Durumu.....	58
3.3.2.1.	Lineer Elastik Yay Modeli	58
3.3.2.2.	Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli	59
3.3.2.3.	Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz Boşluk) Modeli.....	60
3.3.2.4.	Lineer Olmayan Elastik Yay ile Lineer Viskoelastik Yay Modeli	62
3.4.	Tek Katlı Komşu Binalarda Yer Değiştirmeler.....	64
3.4.1.	Çarpışma Olmaması Durumu.....	64
3.4.2.	Çarpışma Olması Durumu.....	65
3.4.2.1.	Lineer Elastik Yay Modeli	65
3.4.2.2.	Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli	66

3.4.2.3. Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz Boşluk) Modeli.....	67
3.4.2.4. Lineer Olmayan Elastik Yay ile Lineer Viskoelastik Yay	67
3.5. Karşılaştırmalar	68
3.5.1. Yer Değiştirmelerin Karşılaştırılması	68
3.5.2. Taban Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması	71
3.5.3. Yay Kuvvetlerinin Karşılaştırılması.....	73
3.5.4. Çarpışma Sırasındaki Ani Değişimler	74
3.5.4.1. Üç Katlı binalar	74
3.5.4.2. İki Katlı Binalar.....	75
4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	77
5. KAYNAKLAR.....	80
ÖZGEÇMİŞ	

ÖZET

Bu tez çalışmasında, kat yükseklikleri aynı ve dinamik karakterleri (kat kütleleri ve yapısal rijitlikleri) birbirinden farklı iki komşu binanın deprem sırasındaki davranışı incelenmiştir. Binalar üç boyutlu döşeme-kolon sistemi olarak modellenmiş ve binalar arasındaki mesafe (Gap), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) standartlarına uygun olarak belirlenmiştir. Çarpışma; çarpışma kuvveti temel alınarak oluşturulan Lineer Elastik Yay Modeli, Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli, Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz Boşluk Elemanı) Modeli, ve Lineer Olmayan Elastik Yay ile Lineer Viskoelastik Yay elemanlarının birlikte kullanılmasıyla temsil edilmiştir. Bu çarpışma elemanlarının (Gap Elements) komşu binalar arasında hangi zaman diliminde hangi şiddette kuvvet aktardığı tespit edilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları çarpışma etkisi ihmal edilmiş analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Modelleme ve lineer olmayan dinamik analizler SAP2000 programı yardımıyla Zaman Tanım Alanında Mod Süperpozisyon yöntemi kullanılarak yapılmıştır.

Bu tez beş bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, yaşanan depremlerde komşu binalar arasındaki çarpışmanın binalara ne derece hasar verdiği ile ilgili literatür araştırması, çarpışma elemanları ile ilgili genel bilgiler, çarpışma modelleri ve zaman tanım alanında lineer olmayan dinamik hareket denklemleri verilmektedir. İkinci bölümde, her bir çarpışma elemanı için modellenen iki komşu binanın yapısal özellikleri verilmiştir. Üçüncü bölüm, gerçekleştirilen analizlerden elde edilen bulgular ve bunların irdelenmesinden oluşmaktadır. Dördüncü bölümde ise, bu tez çalışmasından çıkarılan sonuçlar ve öneriler verilmektedir. Beşinci bölüm, tezde yararlanılan kaynaklara ayrılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Çarpışma, Çekiçleme, Boşluk Elemanları, Yay Modelleri, Lineer Olmayan Dinamik Analiz

SUMMARY

Pounding Analysis of Adjacent Buildings to Earthquake Ground Motion

The aim of the paper is to conduct an investigation on pounding involved response of two buildings with equal story height and different dynamic properties (story mass, structural stiffness). Buildings are modeled as three dimensional flat-plate building and the gap size between them has been set according to The Turkish Earthquake Codes (2007). The model of impact is simulated as contact force based Linear Elastic Spring Model, Linear Viscoelastic Spring (Kelvin-Voigt) Model, Nonlinear Spring (Hertz) Model and Nonlinear Elastic Spring with Linear Viscoelastic Spring Model. It is searched that with using gap elements, on which time step pounding occurs and what the largeness of pounding force is. Response analysis results are compared with no pounding case for each building. A program has been used named SAP2000 to run the nonlinear time history analysis including the method of mod superposition.

This thesis consists of five chapters. In the first chapter, a literature survey associated with past severe pounding damages and pounding models used in this thesis is given in detail. This chapter includes also nonlinear equation of motion which is relevant with time history. In the second chapter, structural properties, which are used for each pounding model, are defined. Third chapter contains the findings obtained from the nonlinear dynamic analyses. The conclusions and recommendations deduced from the analyses are given in chapter four. Finally, the references are presented in the fifth chapter.

Key Words: Pounding, Gap Elements, Spring Models, Nonlinear Dynamic Analysis

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 1.1. (a) Komşu binaların şekil değiştirmeden önceki halleri, (b) Aynı dinamik karakterlere sahip komşu binaların deprem sırasındaki muhtemel davranışları, (c) Farklı dinamik karakterlere sahip komşu binaların deprem sırasındaki muhtemel davranışları.....	8
Şekil 1.2. Biri diğerine göre daha ağır olan binalarda çarpışma	9
Şekil 1.3. Kocaeli depremi sonrası ağır bina hafif bina çarpışması sonucu hafif binada görülen bölgesel çatlaklar	9
Şekil 1.4. Farklı kat yüksekliğine sahip binalarda çarpışma..	10
Şekil 1.5. Farklı kat yüksekliğine sahip binaların çarpışması	10
Şekil 1.6. Farklı yapı yüksekliğine sahip binalarda çarpışma	11
Şekil 1.7. 1999 Kocaeli depremi sonrası farklı yapı yüksekliğine sahip binalardaki hasarlar.....	11
Şekil 1.8. Komşu binalarda kütle ve rijitlik merkezlerinin çakışması ve çakışmaması durumlarında çarpışma	12
Şekil 1.9. 1999 Kocaeli depremi sırasında işlevini yitirmiş kolon ve yıkılmış komşu bina..	13
Şekil 1.10. Bir binanın diğer bina üzerine yıkılmasıyla meydana gelen çarpışma.....	13
Şekil 1.11. Bir binanın diğer bir bina üzerine yıkılmasıyla meydana gelen çarpışma	14
Şekil 1.12. Aynı sıradaki ikiden fazla binanın çarpışması..	14
Şekil 1.13. Köprü tabliyesindeki genişleme derzleri	15
Şekil 1.14. Köprü tabliyesinin zeminle bitiştigi noktalar	15
Şekil 1.15. 1994 Northridge depremi sırasında genişleme derzi bırakılmış köprü tabliyesindeki çarpışma sonucu oluşan hasarlar	15
Şekil 1.16. (a) Çarpışmadan hemen önce, (b) Çarpışmadan hemen sonra	17
Şekil 1.17. Çarpışma katsayısı e 'nin belirlenmesi.....	18
Şekil 1.18. Lineer yayın kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi	21
Şekil 1.19. Lineer viskoelastik yay modelinde kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi (Kelvin-Voigt Modeli).....	23
Şekil 1.20. Lineer olmayan elastik yayın kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi (Hertz Modeli)	24
Şekil 1.21. Lineer olmayan viskoelastik yayın kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi (Hertzdamp Modeli)	26
Şekil 1.22. Mod süperpozisyon yöntemi	32

Şekil 2.1.	(a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri	39
Şekil 2.2.	(a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri.....	40
Şekil 2.3.	(a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer olmayan elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri	43
Şekil 2.4.	(a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer olmayan elastik ile lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri	44
Şekil 2.5.	1940 İmperial Valley depreminin El-Centro kaydına ait ivme-zaman değişimi.....	45
Şekil 3.1.	(a) Esnek binanın 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	47
Şekil 3.1.	(b) Rijit binanın 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	47
Şekil 3.2.	(a) Esnek binanın 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	47
Şekil 3.2.	(b) Rijit binanın 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği.....	48
Şekil 3.3.	(a) Esnek binanın 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	48
Şekil 3.3.	(b) Rijit binanın 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği.....	48
Şekil 3.4.	Lineer elastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi	49
Şekil 3.5.	Lineer elastik yay modelinde 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	49
Şekil 3.6.	Lineer elastik yay modelinde 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	50
Şekil 3.7.	Lineer elastik yay modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	50
Şekil 3.8.	Lineer viskoelastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi	51
Şekil 3.9.	Lineer viskoelastik yay modelinde 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	51
Şekil 3.10.	Lineer viskoelastik yay modelinde 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	51
Şekil 3.11.	Lineer viskoelastik yay modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	52
Şekil 3.12.	Lineer olmayan elastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi	52
Şekil 3.13.	Lineer olmayan elastik yay modelinde 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği ...	53
Şekil 3.14.	Lineer olmayan elastik yay modelinde 2.kat yer değiştirme-zaman grafiği ..	53
Şekil 3.15.	Lineer olmayan elastik yay modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği ...	53
Şekil 3.16.	Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer viskoelastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi	54
Şekil 3.17.	Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer olmayan elastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi	55
Şekil 3.18.	Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği.....	55

Şekil 3.19. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	55
Şekil 3.20. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	56
Şekil 3.21. (a) Esnek binanın 2. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	56
Şekil 3.21. (b) Rijit binanın 2. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	57
Şekil 3.22. (a) Esnek binanın 1. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	57
Şekil 3.22. (b) Rijit binanın 1. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	57
Şekil 3.23. Lineer elastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi	58
Şekil 3.24. Lineer elastik yay modelinde 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	58
Şekil 3.25. Lineer elastik yay modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	59
Şekil 3.26. Lineer viskoelastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi	59
Şekil 3.27. Lineer viskoelastik yay modelinde 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	60
Şekil 3.28. Lineer viskoelastik yay modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	60
Şekil 3.29. Lineer olmayan elastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi	61
Şekil 3.30. Lineer olmayan elastik yay modelinde 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği ...	61
Şekil 3.31. Lineer olmayan elastik yay modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği ...	61
Şekil 3.32. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer viskoelastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi	62
Şekil 3.33. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer olmayan elastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi	63
Şekil 3.34. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	63
Şekil 3.35. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik modelinde 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	63
Şekil 3.36. (a) Esnek binanın yerdeğiştirme-zaman grafiği	64
Şekil 3.36. (b) Rijit binanın yerdeğiştirme-zaman grafiği	64
Şekil 3.37. Lineer elastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi	65
Şekil 3.38. Lineer elastik yay modelinde yerdeğiştirme-zaman grafiği	65
Şekil 3.39. Lineer viskoelastik yay modelinde kuvvet-yerdeğiştirme grafiği	66
Şekil 3.40. Lineer viskoelastik yay modelinde yerdeğiştirme-zaman grafiği	66
Şekil 3.41. Lineer olmayan elastik yay modelinde yerdeğiştirme-zaman grafiği	67
Şekil 3.42. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik modelinde yerdeğiştirme-zaman grafiği	68
Şekil 3.43. (a) Üç katlı esnek binanın tüm çarpışma modelleri için 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği	69

Şekil 3.43. (b) Üç katlı rijit binanın tüm çarpışma modelleri için 3.kat yer-değiştirme-zaman grafiği	69
Şekil 3.44. (a) İki katlı esnek binanın tüm çarpışma modelleri için 2.kat yer-değiştirme-zaman grafiği	69
Şekil 3.44. (b) İki katlı rijit binanın tüm çarpışma modelleri için 2.kat yer-değiştirme-zaman grafiği	70
Şekil 3.45. (a) Tek katlı rijit binanın tüm çarpışma modelleri için yerdeğiştirme-zaman grafiği.....	70
Şekil 3.45. (b) Tek katlı rijit binanın tüm çarpışma modelleri için yerdeğiştirme-zaman grafiği.....	70
Şekil 3.46. (a) Üç katlı esnek binanın taban kesme kuvvetleri.....	71
Şekil 3.46. (b) Üç katlı rijit binanın taban kesme kuvvetleri	71
Şekil 3.47. (a) İki katlı esnek binanın taban kesme kuvvetleri	72
Şekil 3.47. (b) İki katlı rijit binanın taban kesme kuvvetleri	72
Şekil 3.48. (a) Tek katlı esnek binanın taban kesme kuvvetleri	72
Şekil 3.48. (b) Tek katlı rijit binanın taban kesme kuvvetleri	73
Şekil 3.49. Üç katlı binaların çarpışma modellerinde lineer elastik ve lineer viskoelastik yayların aktardıkları kuvvetler	73
Şekil 3.50. İki katlı binaların çarpışma modellerinde lineer elastik ve lineer viskoelastik yayların aktardıkları kuvvetler	73
Şekil 3.51. Tek katlı binaların çarpışma modellerinde lineer elastik ve lineer viskoelastik yayların aktardıkları kuvvetler	74
Şekil 3.52. Üç katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani hız değişimleri	74
Şekil 3.53. Üç katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani ivme değişimleri.....	75
Şekil 3.54. Üç katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani taban kesme kuvveti değişimleri	75
Şekil 3.55. İki katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani hız değişimleri	76
Şekil 3.56. İki katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani ivme değişimleri.....	76
Şekil 3.57. İki katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani taban kesme kuvveti değişimleri.....	76

TABLULAR DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. Kelvin-Voigt modellerinde kullanılan lineer sönüm değerleri	43
Tablo 2.2. Hertz ile Kelvin-Voigt modellerinde kullanılan lineer sönüm değerleri.....	45

SEMBOLLER DİZİNİ

c_L	: Lineer sönüm sabiti
$c_H(t)$: Zamana bağlı lineer olmayan sönüm
C	: Rayleigh sönümü
$C20$: Karakteristik dayanımı 20 N/mm^2 olan beton
d	: Boşluk miktarı (gap)
e	: Çarpışma katsayısı
E_c	: Elastisite modülü
F_c	: Çarpışma kuvveti
g	: Yerçekimi ivmesi
I_x	: Elemanın x-doğrultusundaki atalet momenti
k_I	: Lineer elastik yay rijitliği
k_L	: Lineer viskoelastik yay rijitliği
k_G	: Lineer olmayan elastik yay rijitliği
k_H	: Lineer olmayan viskoelastik yay rijitliği
k_x	: Elemanın x- doğrultundaki rijitliği
K_e	: Esnek binanın x-doğrultusundaki toplam kat rijitliği
K_r	: Rijit binanın x-doğrultusundaki toplam kat rijitliği
m_e	: Esnek binanın kat kütlesi
m_r	: Rijit binanın kat kütlesi
R	: Süneklilik katsayısı
t	: Zaman
$u(t)$: Zamana bağlı yerdeğiştirme
$u_i(t)$: i ucunun zamana bağlı yerdeğiştirmesi
$u_j(t)$: j ucunun zamana bağlı yerdeğiştirmesi
$\dot{u}_i(t)$: i ucunun zamana bağlı hızı
$\dot{u}_j(t)$: j ucunun zamana bağlı hızı
\mathbf{U}	: Yer değiştirme vektörü
$\dot{\mathbf{U}}$: Hız vektörü
$\ddot{\mathbf{U}}$: İvme vektörü
ρ	: Kütle Yoğunluğu

u_1	: İlk cismin çarpışmadan hemen önceki hızı
u_2	: İkinci cismin çarpışmadan hemen önceki hızı
u_1'	: İlk cismin çarpışmadan hemen sonraki hızı
u_2'	: İkinci cismin çarpışmadan hemen sonraki hızı
α	: Katsayı parametresi
ω_n	: Doğal frekans
ω_i ve ω_j	: i inci ve j inci moda ait doğal frekanslar (rad/sn)
ν	: Poisson oranı
Δt	: Zaman aralığı
ξ	: Sönüm oranı
ξ_n	: Modal sönüm oranı
ξ_i ve ξ_j	: i inci ve j inci modlardaki sönüm oranları
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ÇSD	: Çok serbestlik dereceli
TSD	: Tek serbestlik dereceli
PGA	: Maksimum yer hareketi ivmesi

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Deprem insanoğlunun birlikte yaşamak zorunda olduğu tabii bir gerçektir. Depremler sonucunda, milyonlarca insanın yaşamını yitirdiği ve sayısız yapının yıkıldığı veya ciddi hasar gördüğü tespit edilmiştir. Depremi doğal bir süreç olduğu ve bu sürecin önüne geçilemeyeceği bilinmektedir. Ancak deprem sonrası yapılan araştırmalar neticesinde elde edilen verilere dayanarak, muhtemel bir depremi en az hasarla atlatabilecek yapılar tasarlanıp inşa edilmesi mümkündür. Böylece depremin insan hayatına olan tesiri azaltılmaya çalışılmakta, muhtemel bir depremde can ve mal kayıplarının en alt seviyede olması planlanmaktadır.

Ülkemizde, özellikle kentsel yerleşim bölgelerinde, bitişik nizam binaların yapımı gerek çevre düzenlemesine uyulması açısından gerekse arazinin sınırlı olması sebebiyle çok sık tercih edilmektedir. DBYBHY (2007)'de belirtilmesine rağmen; çarpık kentleşme, mal sahiplerinin arazi sınırından taviz vermek istememesi veya tasarım aşaması sırasında yapının tek başına düşünülüp komşu binalar ile aralarında oluşabilecek etkileşimlere önem verilmemesi gibi sebeplerden dolayı komşu binalar arasında neredeyse hiç boşluk bırakılmamaktadır. Ayrıca yönetmelikte sözü edilen boşluk miktarları her bina için tekrar analiz edilmediğinden muhtemel bir depremde, yönetmelik gereği bırakılan boşluk miktarlarının da yeterli olup olmayacağı bilinmemektedir.

Farklı dinamik karakterlere sahip binalar, deprem sırasında farklı yerdeğiştirmeler yaparlar. Bu sebeple, aralarında yetersiz veya hiç boşluk bulunmayan komşu binalarda çarpışma (çekiçleme) meydana gelir. Deprem sonrası yapılan araştırmalar; bu çarpışmalar neticesinde ortaya çıkan bölgesel hasarların yıkıcı boyutlara ulaşabildiğini ortaya koymuştur. Ayrıca, derzlerle birbirlerinden ayrılan bina parçaları arasında da çarpışmaların meydana geldiği görülmüştür.

Yapılan araştırmalar göstermiştir ki, binalar arasında meydana gelen çarpışmada önemli olan noktanın binanın davranışının çarpışma kuvvetinden ne ölçüde etkilendiğini ortaya koymaktır.

1.2. Literatür Araştırması

1.2.1. Deprem Sonrası Tespitler

1964 yılında meydana gelen Great Alaska depremi sırasında iki farklı binada çarpışma etkileri tespit edilmiştir. Anchorage-Westward Hoteli ve West Anchorage Lisesinde çarpışmadan dolayı orta derecede hasarların meydana geldiği gözlemlenmiştir. Her iki yapıda derzlerle ayrılarak inşa edilmiş ve çarpışma olayının da bu derzler arasında meydana geldiği belirtilmiştir. Ancak Anchorage-Westward Hotelinde meydana gelen çarpışmanın yükseklikleri birbirinden farklı (14 katlı-3 katlı) bölümlerin derzleri arasında olduğu gözlemlenmiştir (Muthukumar, 2003).

1971 yılında meydana gelen San Fernando depremi sırasında Olive View Hastanesinin ana binasıyla ondan bağımsız olarak tasarlanıp inşa edilen ek bina (Stairway Tower) arasında meydana gelen çarpışmada, çarpışma kuvvetinin ek binanın kalıcı olarak 5° eğilmesine yol açtığı tespit edilmiştir (Jankowski, 2009).

1972 yılında meydana gelen Managua (Nicaragua) depremi sırasında beş katlı bir otelin her iki tarafındaki iki katlı komşu binalarla çarpışması sonucu, üçüncü katının yıkıldığı tespit edilmiştir (Garcia, 2004). Altı katlı bir diğer binanın yine iki katlı komşu binayla çarpışması sonucunda çarpışma bölgesinde çeşitli hasarların meydana geldiği görülmüştür.

1981 Central Greece depremi sırasında çarpışmadan dolayı hem büyük hem de ufak çaplı hasarların meydana geldiği görülmüştür. Önemli hasarların hemen hemen hepsinin döşeme-kolon çarpışması sonucu meydana geldiği belirtilmiştir. Bazı bölgelerde; aynı sırada inşa edilmiş binalardan en dışta kalan kenar binalarda çarpışma hasarlarının meydana geldiği tespit edilmiştir (Garcia, 2004).

1985 yılında meydana gelen Mexico City depremi sırasında hasar gören binaların %40'ının çarpışmaya maruz kaldığını, yıkılan binaların da %15'inde çarpışma izlerinin bulunduğu Rosenblueth ve Meli (1986) tarafından belirtilmiştir. Ayrıca, Mexico City depreminin çarpışmadan dolayı yapılarda meydana gelen hasarların en çok görüldüğü deprem olduğu kayıtlarda belirtilmiştir.

1989 yılında meydana gelen Loma Prieta depremi sırasında 200'den fazla çarpışma olayının meydana geldiğini belirten Kasai ve Maison (1997), buna bağlı olarak 500'den fazla binanın etkilendiğini belirtmişlerdir. Etkilenen bu binaların merkez üstünden 90km

uzaklıkta olduğunu vurgulayarak daha yakın çevrede meydana gelebilecek depremlerin yol açacağı çarpışma hasarlarının daha büyük boyutlara ulaşacağını ortaya koymuşlardır. Deprem sırasında oluşan çarpışma hasarları; farklı kat yüksekliğine sahip binaların döşeme-kolon çarpışma hasarları, tek tip binaların aralarında boşluk bırakılmadan inşa edilmesinden dolayı oluşan çarpışma hasarları ve aynı sıradaki binalardan en dışta kalan binada görülen çarpışma hasarları olarak gözlemlenmiştir.

1994 yılında meydana gelen Northridge depremi sırasında San Fernando-Simi Valley ekspres yolundaki ve Santa Clara River köprüsündeki genişleme derzlerinde çarpışma kaynaklı hasarların meydana geldiği tespit edilmiştir (Muthukumar, 2003).

1995 yılında Kobe’de yaşanan deprem sırasında bazı köprü derzlerindeki kırılmaların en büyük etkeninin çarpışma kaynaklı olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca çarpışmanın bazı köprü tabliyelerinin çöküşünde de ufakta olsa payının olduğu belirlenmiştir (Muthukumar, 2003).

1999 yılında meydana gelen Athens depremi sonrasında derzlerle ayrılmış bir okul binasının çatı parapetlerinin birbirleriyle çarpışması sonucu bölgesel hasarların meydana geldiği görülmüştür (Vasiliadis ve Elenas, 2002).

1999 yılında Türkiye’de meydana gelen Kocaeli depremi sırasında oluşan çarpışma hasarları, çoğunlukla farklı kat yüksekliklerine sahip iki komşu binanın döşeme-kolon çarpışmalarından kaynaklandığı tespit edilmiştir. Aynı sırada inşa edilmiş bina gruplarındaki kenar binalarda çarpışma hasarlarının olduğu gözlemlenmiştir. Aynı deprem sırasında Gölcük’teki altı katlı bir binanın iki katlı komşu binayla çarpışması sonucu, altı katlı binanın üçüncü kat döşemesi üzerinde kalan kolonun işlevini yitirecek ölçüde hasar gördüğü ve iki katlı binanın da ikinci kat kolonlarında oluşan büyük kesme kuvvetleri sonucu yıkıldığı ortaya konmuştur (Muthukumar, 2003). Bazı viyadüklerdeki tabliye derzlerinde de çarpışma kaynaklı hasarların olduğu tespit edilmiştir.

1.2.2. Yapılmış Araştırmalar

Komşu binalar arasındaki çarpışmayı analitik modeller oluşturarak inceleyen ilk araştırmacılardan biri Takayama (1973)’dir. Çarpışan binaların dinamik modellerini oluştururken depreme karşı direnç sağlaması için diyagonaller ve esnek yapı elemanları kullanmıştır. Toplu kütleli sistem olarak idealleştirdiği binaların sönümlerini ihmal ederek hareket denklemini basitleştirmiştir. İki yapı arasındaki çarpışmayı temsil etmesi açısından

yay elemanlar kullanmıştır. Yay elemanları, binalar arasındaki mesafenin, bırakılmış olan boşluktan daha küçük olduğu zaman aralığında çalışmasını sağlayacak şekilde tasarlamıştır. Yaptığı araştırma sonucunda, yay katsayısının küçük seçilmesi durumunda çarpışma periyodunun uzayacağını belirtmiştir. Çarpışmanın yol açacağı deplasmanın, komşu binalar arasındaki boşluğa bağlı olduğunu ve dinamik özellikleri çok farklı olan iki binadan daha rijit olanın, esnek olan binanın hareketini kısıtlayacağını açıklamıştır. Kat yükseklikleri birbirinden farklı iki binanın çarpışma durumunda, kolonun çarpışma bölgesinde eğilmenin meydana gelebileceğini belirtmiştir. ÇSD sistemlerde iki bina arasında, her katta aynı anda çarpışma olması durumunda, ilk katta çok büyük bir sapma meydana geleceğini açıklamıştır. Ancak ÇSD sistemli binanın doğal frekansı, büyük olduğunda her katta çarpışma meydana gelmeyeceğini ve sapsmaların üst katta görüleceğini vurgulamıştır. Planda düzensiz yapıların derzlerle daha düzenli ve dinamik özellikleri birbirine yakın yapılar olarak ayrılması gerektiğini söyleyerek, derzlerin yeterli genişlikte olmaması durumunda çarpışmaların bu yapılar arasında da meydana gelebileceğini ve yapıların düzensiz ayrılması durumunda çarpışmanın etkisinin büyük olacağını vurgulamıştır.

Maison ve Kasai (1990), komşu binaların çarpışmasını dikkate alan hareket denklemleri ve onların çözümü üzerinde çalışmışlardır. İlgili binayı 15 katlı çelik bina (esnek ve hafif), komşu binayı ise daha kısa ve betonarme (daha rijit ve ağır) olarak tasarlayarak çarpışmanın sadece bir katta (betonarme binanın en üst kotunda) gerçekleştiğini varsaymışlardır. İlgili binanın; bu katı, yatay olarak rijit diyafram etkisi altına alınarak çarpışma kuvvetinin o kattaki bütün elemanlara dağılması sağlanmıştır. Analizleri; çarpışma olması ve olmaması durumuna göre incelemişler ve çarpışma noktasındaki etkileşimi temsil etmesi için de tek bir lineer yay kullanmışlardır. Sonuç olarak; çarpışmanın olabileceği durumlarda çarpışmayı ihmal ederek, tasarım yapmanın binanın gerçek davranışını temsil etmeyeceğini, çarpışma kotunun üst seviyelerinde meydana gelecek olan yön değiştirmiş momentler ile kesme kuvvetlerinin küçümsenmemesi gerektiğini vurgulamışlardır.

Anagnostopoulos ve Spiliopoulos (1992), aralarında yetersiz boşluk bırakılan ve yan yana dizilmiş ikiden fazla binanın çarpışma analizleri üzerinde çalışmışlardır. Her binayı toplu kütleli sistem olarak modellemiş ve ÇSD kayma çerçevesi olarak idealleştirmişlerdir. Oluşturulan bu ÇSD sistem bi-lineer kuvvet-deformasyon özellikleri göz önüne alınarak incelenmiştir. Her kat kütlesi için sadece ötelenme serbest bırakılmış; ancak mesnetlerde

dönmeye de izin verilmiştir. Çarpma olayı sadece kütlelerin toplandığı seviyelerde olduğu varsayılmıştır. Çarpışma modelini viskoelastik elemanlar kullanarak oluşturmuşlardır. Analizlerden elde ettikleri verilere dayanarak ilgili binanın, çarpışma sırasındaki ve sonrasındaki davranışını kendi ve kendine komşu binaların periyot ve kütlelerine bağlı olduğunu ortaya koymuşlardır. Kural olarak, binaların kütleleri aynıysa, rijit olan binanın çarpışmaya etkisi, esnek olan binayla çarpışması durumunda daha büyük olacaktır. Aynı şekilde; kütleler arasındaki fark çok büyükse; hafif olan bina çarpma olayından daha çok etkilenecektir. Komşu binaların, kat yüksekliklerinin farklı olması durumundaysa, problemlerin ortaya çıkacağı vurgulanmıştır. Kütlelerinin ve periyotlarının farklı olmasından dolayı kısa olan binadaki gerilmelerin gereğinden büyük çıkacağını belirlemişlerdir. Ancak kısa olan binanın çok rijit ve ağır olması durumundaysa, yüksek olan binada oluşacak hasarların oldukça büyük olacağını belirtmişlerdir. Analiz ettikleri örneklerin sonucunda, çarpışan binaların; kütleleri, periyotları ve kat yükseklikleri arasındaki farkın bina davranışını önemli ölçüde etkilediği kanısına varmışlardır.

Kumbasar (1993), deprem sırasında binalar arasında oluşan çarpışma problemlerini incelemiştir. Çarpışan binaların kat ve bina yüksekliklerinin birbirine eşit olması durumunda, kat seviyelerindeki çarpışmaların etkileri üzerine bir çalışma yapmıştır. İşlemlerde basitleştirme sağlayabilmek için; binaları kayma çerçevesi olarak modellemiş ve çarpışma sırasındaki etkileşim aralığının sıfırdan büyük olması durumu için de katsayısı sıfır olan bir yay kullanmıştır. Değişik kütle oranları kullanarak yaptığı bu parametrik çalışma sonucunda; çarpışma probleminin özellikle kütleleri birbirinden farklı binalarda daha önemli olduğunu tespit etmiştir. Derzlerle ayrılmış binalarda şekil değiştirebilme (enerji yutma) yeteneği fazla olan malzemelerin derzleri doldurmak için kullanılmasını tavsiye ederek bina bölümleri arasındaki çarpışma etkilerinin önemli ölçüde azalabileceğini vurgulamıştır.

Jankowski (2005), deprem kaynaklı yapısal çarpışmaların lineer olmayan viskoelastik modellenmesi üzerine araştırmalar gerçekleştirmiştir. Oluşturduğu bu modelin gerçeğe ne kadar uygun olduğunu görmek için de çeşitli binalar arasında oluşan çarpışmaları deneysel olarak incelemiş ve sayısal analizlerden elde ettiği sonuçlarla karşılaştırmıştır. Hertz Temas Yasası (Hertz Contact Law) göz önüne alınarak oluşturulmuş lineer viskoelastik ve lineer olmayan elastik çarpışma modellerine kıyasla; gerçeğe uygun en doğru sonucu veren modelin lineer olmayan viskoelastik model olduğunu ispatlamıştır. Lineer ve lineer olmayan viskoelastik modellerin, çarpışma olayı

sirasındaki çarpışma kuvveti-zaman verilerinin deneysel sonuçlarla kıyaslandığında hata oranlarının çok küçük çıktığını belirtmiştir. Ancak lineer viskoelastik model sonuçlarında çarpışma sonrası (ayrılmadan hemen önce) oluşan ve fiziksel olarak bir açıklaması olmayan negatif değerde bir çarpışma kuvvetinin ortaya çıktığını da gözlemlemiştir. Analiz sonuçları, lineer olmayan elastik çarpışma modelinde çarpışma katsayısının düşük alınması gerektiği durumlarda kullanılmasının doğru olmadığını göstermiştir. Fakat çarpışma sırasında kaybedilen enerjinin önemli olmadığı durumlarda lineer viskoelastik modelden daha doğru sonuçlar vereceğini açıklamıştır. Bunların yanı sıra lineer viskoelastik modelin, diğer modeller arasında en basiti olduğunu, bilgisayar programları kullanılarak kolaylıkla analiz edilebildiğini ve lineer olmayan viskoelastik modellerde olduğu gibi uygun çarpışma-sönüm oranlarını belirlemek için sayısal iterasyonların yapılması gerekmediğini vurgulamıştır. Çarpışma sonrası (ayrılmadan hemen önce) meydana gelen negatif değerdeki çarpışma kuvvetinin ihmal edilebileceğini; ancak çarpışma sönüm oranı ve katsayısı arasındaki ilişkiyi çarpışma sonrası uygun hızı elde etmek koşuluyla tekrar değerlendirilmesi gerektiğini belirtmiştir.

Ohta vd. (2006), aynı sıraya dizilmiş iki ve üç bina arasındaki çarpışmayı incelemiştir. Çalışmada çarpışma elemanları olarak çarpışma rijitliğini temsil etmesi için lineer olmayan elastik (Hertz) model ve çarpışma sönümünü temsil etmesi için de lineer viskoelastik (Kelvin-Voigt) model birlikte kullanılmıştır. Hertz boşluk (Gap) elemanının rijitliği, Kelvin-Voigt (Link) elemanının rijitliğinin 100 katı olacak şekilde ($k_G = 100 \times k_L$) tasarlanmıştır. Böylece binalar arasındaki boşluk kapandığında çarpışma elemanlarının yeterince rijit davranabileceği belirtilmiştir. Bu araştırma için çeşitli rijitlik ve kütlelerdeki elemanlar ile çeşitli yükseklikteki binalar modellenmiş ve elde edilen maksimum yerdeğiştirmeler karşılaştırılmıştır. Çarpışmadan dolayı meydana gelen şekil değiştirmelerin bina yüksekliği arttıkça arttığını, haliyle kesme kuvvetini artırıcı faktörlerin meydana geldiğini belirtmişlerdir. Aynı sıradaki üç ve iki binanın analiz sonuçlarını birbirleriyle karşılaştırarak aynı sıradaki üç yapının çarpışma etkilerinin daha büyük olduğu sonucuna varmışlardır. Ayrıca analiz sonuçları üç binanın birbirleriyle çarpışması durumunda kenar binaların periyodunun ortadaki binadan daha küçük olduğunu göstermiştir.

Muthukumar ve DesRoches (2006), yaptıkları araştırmada çarpışmayı temsil edebilmek için Hertz temas yasası kuvvetini göz önünde bulundurarak, Lineer yay, Kelvin-Voigt, Hertz ve Hertz damp modellerini kullanmışlardır. Ayrıca çarpışma katsayısını göz

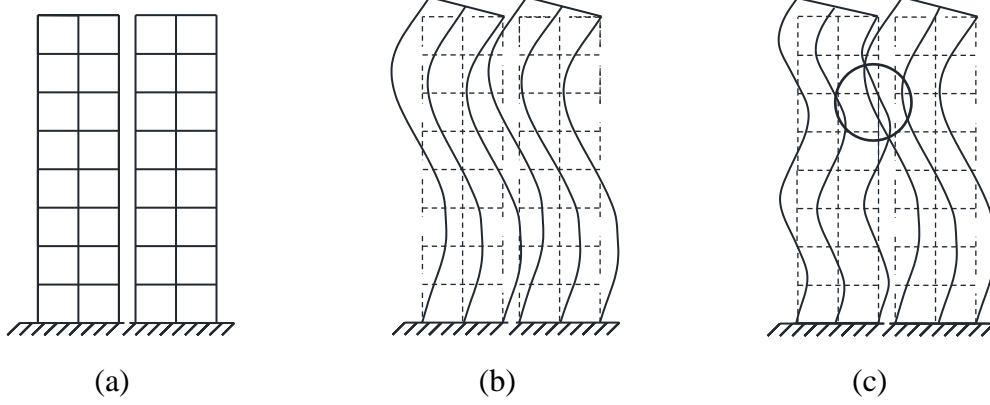
önüne alarak mekanik (stereomechanical) ilkesini kullanarak da çarpışma analizleri yapmışlardır. Tek serbestlik dereceli (TSD) iki sistem oluşturarak; sistemlerin periyod oranlarını, zemin uç ivme değerlerini (PGA) ve çarpışma sırasındaki enerji kayıplarını çeşitli çarpışma modelleri kullanarak gerçekleştirmişlerdir. Analizleri on üç depremin yirmi yedi farklı ivme-zaman değerlerini kullanarak oluşturmuşlardır. Sabit bir çarpışma katsayısı göz önüne alındığında mekanik yaklaşım (stereomechanical) modeliyle Kelvin ve Hertz damp modelleri kullanılarak oluşturulan çarpışma analizlerinde, her bir sistemin deprem sırasındaki yerdeğiştirme değerlerinin birbirine benzerlik gösterdiğini vurgulamışlardır. Çarpışma sırasındaki enerji kayıplarının, maksimum ivme (PGA) değerlerinin büyük olduğu durumlarda daha önemli olduğu sonucuna varmışlardır. Elde ettikleri verilere dayanarak, düşük maksimum ivme (PGA) değerleri kullanıldığında Hertz modelinin en uygun sonucu verdiğini, dolayısıyla ivme değerinin yüksek olduğu analizlerde Hertz damp çarpışma modelinin kullanılması gerektiğini tavsiye etmişlerdir.

Jankowski (2008), dinamik özellikleri tamamen farklı eşit yükseklikteki üç katlı iki binanın çarpışmalarını inceleyerek, deprem sırasında bu binaların davranışını etkileyecek faktörleri ortaya koymuştur. Üç boyutlu, toplu kütleli, iki elastoplastik ÇSD sistem modelleyerek binanın birinin daha hafif ve esnek, diğerinin ise daha ağır ve rijit olması durumundaki davranışını incelemiştir. Lineer olmayan analiz sonuçları; çarpışmanın daha hafif ve esnek olan binadaki yerdeğiştirmeleri artırarak akma sınırına ulaştırdığını ve kalıcı şekil değiştirmelerin görüldüğünü, bununla beraber daha ağır ve rijit olan diğer binanın çarpışmadan neredeyse hiç etkilenmediğini ortaya koymuştur. Jankowski bu araştırmayla daha esnek ve daha hafif olan binanın deprem sırasındaki yerdeğiştirmesinin komşu binayla arasındaki uzaklığa, kat kütleline, yapısal rijitliğe ve akma gerilmesine bağlı olarak değiştiğini göstermiştir. Bina yeterince rijit ve ağır seçildiğinde, deprem esnasındaki çarpışmalardan depremin beklenen etkisinin dışında kayda değer bir biçimde etkilenmeyeceğini de vurgulamıştır.

1.3. Çarpışma Çeşitleri

Farklı dinamik karakterlere (rijitlik, kütle vs.) sahip binaların mod şekilleri ve periyodları da birbirinden farklı olmaktadır. Bu durumda komşu binaların deprem sırasında farklı yerdeğiştirmeler yapması söz konusu olmaktadır (Şekil 1.1). Dolayısıyla aynı dinamik karakterdeki binaların yan yana inşa edilebilmesinin günümüz koşullarında

mümkün olmadığı göz önüne alınırsa komşu binalar arasında yetersiz veya hiç boşluk bırakılmaması çarpışma olayını kaçınılmaz kılmaktadır (Doğan ve Günaydın, 2009).



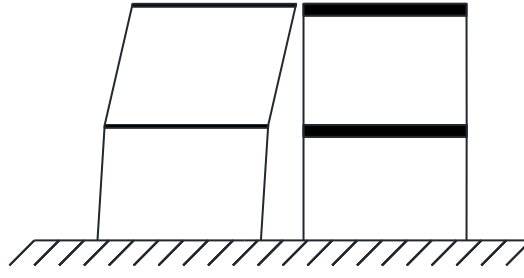
Şekil 1.1. (a) Komşu binaların şekil değiştirmeden önceki halleri, (b) Aynı dinamik karakterlere sahip komşu binaların deprem sırasındaki muhtemel davranışları, (c) Farklı dinamik karakterlere sahip komşu binaların deprem sırasındaki muhtemel davranışları

Aynı dinamik karakterlere (rijitlik, kütle vs.) sahip binaların inşa edilmesi söz konusu olsa bile inşa edildikleri zeminin durumu, çevresel etmenler, depremin etki mesafesi gibi çeşitli sebeplerden dolayı çarpışmanın olabileceği göz önünde bulundurulması gerekmektedir.

Deprem sonrası yapılan incelemeler sonucunda çarpışma olayının birçok şekilde gerçekleşebileceği kanısına varılmıştır. Her çarpışma çeşidinin farklı yapısal veya bölgesel hasarlara sebep olabileceği görülmüştür. Yapılan bu araştırmalara dayanarak çarpışma çeşitleri 7 ana grupta toplanabilir. Söz konusu bu çarpışma çeşitleri aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

1.3.1. Biri Diğere göre Daha Ağır Olan Binaların Çarpışması

Şekil 1.2’de görüldüğü gibi farklı ağırlıktaki komşu iki binanın döşeme seviyelerinde çarpışması sonucu, hafif olan binanın ağır olan binaya göre daha çok hasar gördüğü gözlemlenmiştir (Şekil 1.3). Her iki binada oluşan bölgesel çatlaklar veya göçmeler dışında ağır olan binanın deprem sırasındaki davranışının çarpmadan fazla etkilenmediği tespit edilmiştir.



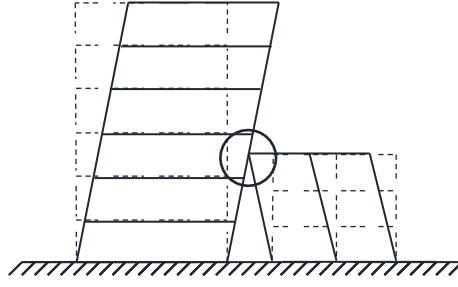
Şekil 1.2. Biri diğerine göre daha ağır olan binalarda çarpışma



Şekil 1.3. Kocaeli depremi sonrası ağır bina hafif bina çarpışması sonucu hafif binada görülen bölgesel çatlaklar (URL – 1, 2010)

1.3.2. Kat Yükseklikleri Farklı Binaların Çarpışması

Komşu iki binanın kat yüksekliklerinin farklı olması durumunda döşeme-kolon çarpışmasının meydana gelmesi söz konusu olabilmektedir. Deprem esnasında Şekil 1.4’te görüldüğü gibi darbe alan binanın kolonunda çarpışma kuvvetinin büyüklüğüne bağlı olarak çok ciddi hasarların meydana geldiği deprem sonrası yapılan araştırmalarda görülmüştür.



Şekil 1.4. Farklı kat yüksekliğine sahip binalarda çarpışma

Döşemeden aldığı çarpma etkisinin karşısında güçsüz kalan kolonun işlevini kısmen (Şekil 1.5) veya tamamen yitirmesi söz konusu olabilmektedir. Bununla birlikte deprem esnasında oluşabilecek en tehlikeli çarpma çeşidinin bu olduğu tespit edilmiştir.

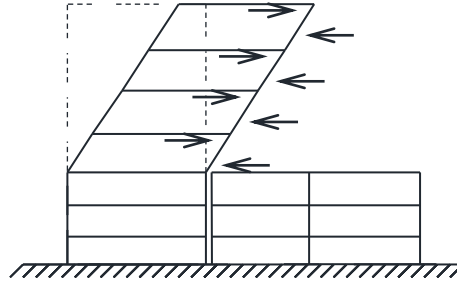


Şekil 1.5. Farklı kat yüksekliğine sahip binaların çarpışması
(Doğan ve Günaydın, 2009)

1.3.3. Farklı Yüksekliğe Sahip Binaların Çarpışması

Deprem esnasında; farklı yüksekliklere sahip iki komşu binanın çarpışması durumunda, yüksek olan binanın daha çok hasar gördüğü belirlenmiştir. Çarpışmanın kısa olan binanın en üst döşeme seviyesinde olduğu bilinmektedir. Bundan dolayı yüksek olan binanın çarpışma seviyesinde ciddi bölgesel hasarlar meydana gelmektedir. Bununla birlikte çarpışma seviyesi ve üstündeki katlarda, çarpışma sırasında ortaya çıkan çarpışma

kuvvetinin etkisiyle büyük kesme kuvvetlerinin meydana geldiği deprem sonrası araştırmalarda tespit edilmiştir. Şekil 1.6 'da görüldüğü üzere yüksek olan binanın çarpışma seviyesine kadarki kısmının yerdeğiştirmesi kısa olan bina tarafından kısıtlanmaktadır.



Şekil 1.6. Farklı yapı yüksekliğine sahip binalarda çarpışma

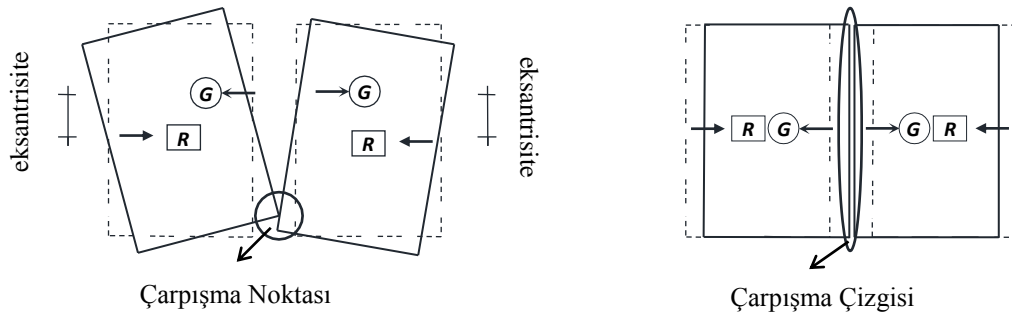


Şekil 1.7. 1999 Kocaeli depremi sonrası farklı yapı yüksekliğine sahip binalardaki hasarlar (URL – 2, 2010)

1999 Kocaeli depremi sırasında farklı yüksekliğe sahip binaların çarpışması sonucu oluşan hasarlara bir örnek, Şekil 1.7'de verilmiştir. Adapazarı yakınlarında bulunan bu binalardan yüksek olanında çarpışma seviyesi üzerinde kalan kolonda çarpışmadan dolayı oluşan büyük kesme kuvvetlerinden kaynaklı ciddi hasarların meydana geldiği araştırmacılar tarafından tespit edilmiştir (URL – 2, 2010). Bu sebeple; komşu binaların yükseklikleri birbirine ne kadar yakın tutulduğunda, çarpışmadan dolayı meydana gelecek kesme kuvveti etkilerinin de o kadar azalacağı söylenebilir.

1.3.4. Kütle ve Rijitlik Merkezleri Çakışmayan Binaların Çarpışması

Bilindiği gibi deprem kuvveti yapının ağırlık merkezine etki etmekte; ancak rijitlik merkezi tarafından karşılanmaktadır. Bu iki merkezin arasındaki mesafeye de eksantrisite adı verilmektedir. Deprem esnasında kütle ve rijitlik merkezi çakışmayan binalarda, eksantrisiteye ve depremin şiddetine bağlı olarak dönmenin meydana geldiği bilinmektedir. Bu durumda aralarında yeterli mesafe bulunmayan komşu binaların köşe kolonlarının ciddi biçimde hasar görmesi muhtemeldir (Şekil 1.8).



Şekil 1.8. Komşu binalarda kütle ve rijitlik merkezlerinin çakışması ve çakışmaması durumlarında çarpışma (Doğan ve Günaydın, 2009)

Komşu binaların her birinin rijitlik merkezi ve kütle merkezlerinin çakışması durumundaysa eksantrisite sıfır olacağından çarpışmanın noktasal değil çizgisel olması beklenir. Ancak bu durum Şekil 1.8'de görüldüğü gibi her iki binanın da rijitlik merkeziyle kütle merkezi çakıştığında ve aynı zamanda bu iki komşu binanın merkezlerinin de aynı hizada olması koşulunda geçerli olabilir.

Çizgisel çarpışma noktasal çarpışmayla kıyaslandığında daha az tehlikeli sayılabilir. Çünkü noktasal çarpışmada; çarpışma kuvveti tek bir noktaya etki ettiğinden, kuvvet tek bir nokta veya eleman tarafından karşılanır. Ancak bölgesel çarpışmada; çarpışma kuvveti bölgedeki bütün elemanlarca karşılanacağından kuvvetin büyüklüğüne bağlı olarak vereceği hasarın da daha az olması beklenmektedir.

Şekil 1.9'da görüldüğü gibi, 1999 Kocaeli depremi sırasında Gölcük'te 6 katlı bina ile 2 katlı binanın çarpışması sonucu, 3. kattaki uç kolon tamamen işlevini yitirmiştir. 2 katlı binanın 2.kat kolonlarında oluşan büyük kesme kuvvetlerinin de bu binanın göçmesine sebep olduğu deprem sonrası yapılan araştırmalarla tespit edilmiştir.

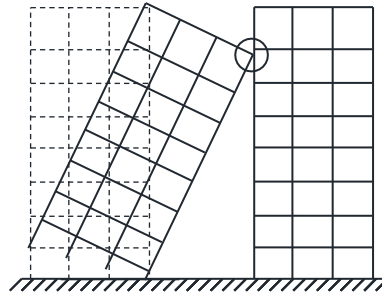


Şekil 1.9. 1999 Kocaeli depremi sırasında işlevini yitirmiş kolon ve yıkılmış komşu bina (URL – 3, 2010)

Şekil 1.9'daki çarpışma çeşidi, kütle ve rijitlik merkezleri çakışmayan binaların noktasal çarpışmasına örnek teşkil eden bir çarpışma çeşididir. Sonuç olarak 6 katlı binanın deprem etkisi sona erse dahi, işlevini kaybeden kolon yüzünden stabilitesini koruyamayacağı açıktır. Tamamen göçen 2 katlı bina göz önünde bulundurulduğunda çarpışma etkisinin deprem etkisiyle birleşmesi durumlarında büyük hasarlara ve göçmelere neden olabileceği bilinmelidir.

1.3.5. Bir Binanın Diğer Bir Bina Üzerine Yıkılmasıyla Oluşan Çarpışma

Deprem esnasında binalarda zemin sıvılaşmasından kaynaklanan yıkılmalar söz konusu olabilir (Doğan ve Günaydın, 2009). Boşluk mesafesi göz önüne alınarak çözüm arandığında çarpışmanın önlenmesi; ancak iki bina arasındaki mesafenin yüksek olan binanın boyu kadar bırakılması durumunda söz konusu olabilir.



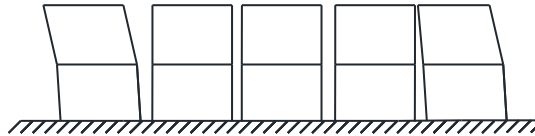
Şekil 1.10. Bir binanın diğer bina üzerine yıkılmasıyla meydana gelen çarpışma

Şekli 1.11’de görüldüğü gibi bir binanın diğer bir bina üzerine yıkılmasıyla meydana gelen çarpışma çeşidini önlemek için, muhtemel bir deprem sırasında her bir binanın tek başına ayakta kalabilecek şekilde tasarlanıp inşa edilmesi gerekmektedir.



Şekil 1.11. Bir binanın diğer bir bina üzerine yıkılmasıyla meydana gelen çarpışma (Doğan ve Günaydın, 2009)

1.3.6. Aynı Sıradaki İki'den Fazla Binanın Çarpışması



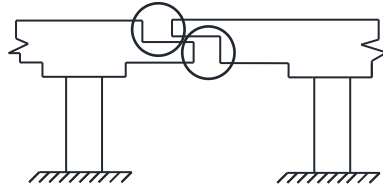
Şekil 1.12. Aynı sıradaki ikiden fazla binanın çarpışması

Şekil 1.12’de görüldüğü gibi aralarında ya da hiç boşluk bulunmadan inşa edilmiş aynı sıradaki binaların birbirleriyle çarpışması durumunda, iç kesimdeki binalara kıyasla kenar binaların çarpışmadan daha çok etkilendiği tespit edilmiştir (Ohta vd., 2006).

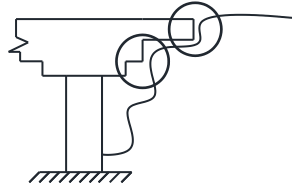
İçte kalan binalar her iki taraftan da çarpışmaya maruz kaldığından iki yönde de hareketleri kısıtlanmış olmaktadır. Dışta kalan binalarda ise bu durumun tersi görülmektedir. Kobe depremi (1995) sırasında çarpışmaya maruz kalan dış taraftaki bina aldığı kuvvetle sokak doğrultusunda (serbest doğrultuda) ciddi yerdeğiştirmeler yapmıştır (Anagnostopoulos, 1996).

1.3.7. Köprülerde Çarpışma

Çarpışma iki veya daha fazla bina arasında olabileceği gibi; değişik mühendislik yapıları arasında da söz konusu olabilir. Örneğin; Şekil 1.13'te gösterildiği gibi köprü tabliyelerindeki genişleme derzlerinde veya Şekil 1.14'te gösterildiği gibi köprü tabliyelerinin zeminle kesiştiği noktalarda çarpışma meydana gelebilir.



Şekil 1.13. Köprü tabliyesindeki genişleme derzleri



Şekil 1.14. Köprü tabliyesinin zeminle bitiştiği noktalar

Şekil 1.15'te genişleme derzi bırakılmış köprü tabliyesi kenarlarındaki bariyerlerin 1994 Northridge depremi sırasında birbiriyle çarpışması sonucu oluşturduğu hasarlar görülmektedir.



Şekil 1.15. 1994 Northridge depremi sırasında genişleme derzi bırakılmış köprü tabliyesindeki çarpışma sonucu oluşan hasarlar (Muthukumar, 2003)

1.4. Tezin İçeriği

Deprem sonrası yapılan araştırmalar komşu binalar arasında ya da genleşme derzleriyle birbirinden ayrılmış binalar arasında meydana gelen çarpışmaların sonucunda ortaya çıkan bölgesel hasarların yıkıcı boyutlara ulaştığını ortaya koymuştur. Yapılan literatür araştırması sonucunda binalar arasında meydana gelen çarpışma olayında binanın davranışının çarpışma kuvvetinden ne ölçüde etkilendiğinin ve çarpışma esnasındaki çarpışma kuvvetinin yapı elemanlarına ne ölçüde zarar verdiğinin belirlenmesinin önem taşıdığı anlaşılmıştır. Çarpışma kuvvetini temsil etmesi açasından araştırmacılar tarafından komşu binalar arasına kuvvet aktarıcı çarpışma elemanları (lineer elastik yay, lineer viskoelastik yay, lineer olmayan elastik yay ve lineer olmayan viskoelastik yay) yerleştirilerek çeşitli çarpışma modelleri oluşturulmuş ve bina davranışlarının her modele göre ayrı ayrı incelendiği görölmüştür.

Bu tez çalışmasında; 1940 El-Centro deprem ivmesinin etkisi altında aynı kat ve bina yüksekliğine sahip biri esnek ve diğerri rijit olmak üzere iki komşu bina arasında ortaya çıkan çarpışma kuvvetleri incelenmiştir. Binalar üç, iki ve bir katlı olarak modellenmiş olup taşıyıcı sistemi döşeme-kolon sistemi olarak göz önüne alınmıştır. Çarpışma olması ve olmaması durumlarının hem esnek hem de rijit binalarda meydana getirdiği bina yerdeğiştirmeleri arasındaki farklar ortaya konmuştur.

Deprem yönetmeliğinin deprem derzleri ile ilgili bölümünün ‘‘Bırakılacak minimum derz boşluğu, 6 m yüksekliğe kadar en az 30 mm olacak ve bu değere 6 m’den sonraki her 3 m’lik yükseklik için en az 10 mm eklenecektir.’’ maddesi göz önüne alınarak komşu binalar arasındaki boşluk miktarı belirlenmiştir. Binaların dinamik karakterlerinden bağımsız ve sadece bina yükseklikleri göz önüne alınarak belirlenen bu boşluk miktarlarının söz konusu binalar için yeterli olup olmadığı çarpışmanın olup olmaması durumlarına göre kıyaslanmıştır.

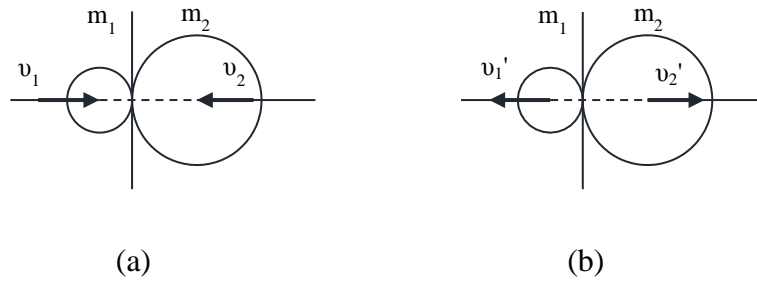
Binalar arasındaki çarpışma kuvvetini temsil etmek için 4 farklı model olarak; lineer elastik yay, lineer viskoelastik yay, lineer olmayan elastik yay ve lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay kullanılmıştır. Elde edilen analiz sonuçları göz önüne alınarak tüm yay modellerinde meydana gelen en büyük yay kuvvetleri tespit edilip çarpışma kuvveti olarak değerlendirilmiştir. Bu kuvvetlerin hangi zamanda meydana geldiğine bağlı olarak bina hız, ivme ve taban kesme kuvvetlerindeki ani değerşimler çarpışma olmaması durumuna göre kıyaslanmıştır.

1.5. Yapılardaki Çarpışmayı Dikkate Alan Yaklaşımlar

1.5.1. Klasik Çarpışma Teorisi

Klasik çarpışma teorisi (stereomechanics); cisimlerin çarpışması sırasındaki enerjinin korunumu yasasını göz önüne alıp, momentum prensibi üzerine kurulmuştur. Çarpışan cisimlerde oluşan geçici gerilmeler ve çarpışma sonrasında oluşan şekil değiştirmeler ihmal edilmektedir.

Bu teoriyle çarpışma; çarpışan cisimlerin çarpışmadan hemen önceki hızları ve çarpışmadan hemen sonraki hızları ile çarpışma sırasındaki enerji dağılımını oluşturan çarpışma katsayısı (coefficient of restitution) kullanılarak ifade edilmektedir (Şekil 1.16).



Şekil 1.16. (a) Çarpışmadan hemen önce, (b) Çarpışmadan hemen sonra

$$v_1' = v_1 - (1 + e) \frac{m_2 v_1 - m_2 v_2}{m_1 + m_2} \quad (1.1a)$$

$$v_2' = v_2 - (1 + e) \frac{m_2 v_1 - m_2 v_2}{m_1 + m_2} \quad (1.1b)$$

Burada;

v_1' : İlk cismin çarpışmadan hemen sonraki hızını,

v_2' : İkinci cismin çarpışmadan hemen sonraki hızını,

v_1 : İlk cismin çarpışmadan hemen önceki hızını,

v_2 : İkinci cismin çarpışmadan hemen önceki hızını,

m_1 : İlk cismin kütlelerini,

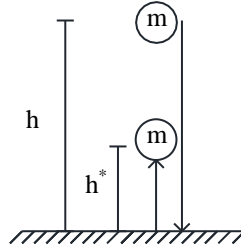
m_2 : İkinci cismin kütlelerini,

e : Çarpışma katsayısını, temsil etmektedir. (1.1) nolu denklemlerden çarpışma katsayısı e , aşağıdaki gibi ifade edilebilir;

$$e = \frac{v_1' - v_2'}{v_1 - v_2} \quad (1.2)$$

$e = 1$ olması durumunda çarpışma tam elastik, $e = 0$ olması durumundaysa çarpışma tam plastik gerçekleşmektedir. Çarpışma katsayısı e , her malzeme için deneysel yollardan ayrı ayrı elde edilebilmektedir (Jankowski, 2005).

Şekil 1.17'de görüldüğü gibi, belli bir m kütlesine sahip cisim; aynı malzemeden yapılmış bir zemine belirli bir h yüksekliğinden bırakılıp, çarpışmadan sonraki ilk sıçrama yüksekliği h^* ölçülerek çarpışma katsayısı e aşağıdaki gibi belirlenebilmektedir.



Şekil 1.17. Çarpışma katsayısı e 'nin belirlenmesi

$$e^2 = \frac{h^*}{h} \quad (1.3)$$

Yapıların çarpışmasını temsil eden gerçeğe en yakın çarpışma katsayısı değerinin 0.5 ile 0.75 arasında değiştiği, Anagnostopoulos ve Spiliopoulos (1992) tarafından belirtilmiştir. Azevedo ve Bento (1996) elde ettikleri deneysel verilere dayanarak betonarme yapıların çarpışmasını temsil etmek için çarpışma katsayısının $e = 0.65$ alınması gerektiğini belirtmişlerdir. Bu katsayı birçok çalışmada kullanılmış; ancak bazı yapılar (çelik köprü ayakları vb.) arasındaki çarpışma durumlarının daha plastik olabileceği de açıklanmıştır (Jankowski, 2005).

Klasik çarpışma teorisi mekanikte çok kullanılmasına rağmen her yapı arasındaki çarpışmayı temsil edememektedir.

Klasik çarpışma teorisinin olumsuzlukları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Bu teori TSD sistemlerle sınırlıdır. ÇSD sistemlerin modellenmesi için uygun değildir. Bununla beraber; günümüzde hemen hemen her yapı ÇSD sistemlerden oluşmaktadır.

- Bu çarpışma teorisi, kütle merkezlerinin çarpışması üzerine kurulmuştur. Bu durumda ancak döşeme-döşeme çarpışması temsil edilebilir. Oysaki farklı kat yüksekliğine sahip komşu binalarda veya rijitlik merkeziyle kütle merkezi çakışmayan komşu binalarda döşeme-kolon çarpışmaları söz konusu olmaktadır.

- Bu çarpışma teorisinde, çarpışmadan sonra şekildeğiştirme olmadığı varsayılmıştır. Yapıların çarpışması durumunda çatlamların, ezilmelerin ve hatta yıkılmaların meydana geldiği bilinmektedir.

- Günümüz şartlarında yapısal analizlerde en çok kullanılan sonlu elemanlar yöntemine uyarlanamaması da söz konusudur.

Klasik çarpışma teorisi; belirtilen bu olumsuzluklar yüzünden yapısal çarpışmayı temsil etmekte yetersiz kaldığından araştırmacılar başka çarpışma yaklaşımları geliştirme yoluna gitmişlerdir.

1.5.2. Çarpışma Kuvveti Yaklaşımı

Çarpışma kuvveti yaklaşımı, çarpışma sırasında temas eden noktalarda eleman (çarpışma kuvveti) tanımlaması üzerine kurulu bir yaklaşımdır. Sonlu eleman yöntemine uygunluğu büyük bir avantaj sağlamaktadır. Deneysel araştırmalar çarpışma kuvvetinin; çarpışan yapıların kütlelerine, çarpışmadan önceki rölatif hızlarına, yapısal malzeme özelliklerine, temas yüzeyi geometrisine ve deprem süresince gerçekleşmiş çarpışma geçmişine bağlı olduğunu ortaya koymuştur.

Bu yaklaşım iki aşama ile temsil edilmektedir: Yaklaşma aşaması; iki yapı arasındaki temasın başlamasıyla maksimum şekildeğiştirmenin gerçekleşmesine kadar olan kısımdan oluşur. Ardından çarpma aşaması (ayrılma gerçekleşmeden hemen önce) meydana gelir. Yaklaşma aşamasının başlangıcında malzeme elastik davranış gösterir, ardından plastik şekildeğiştirmeler, bölgesel çatlaklar veya ezilmeler meydana gelmektedir. Birikmiş olan elastik şekildeğiştirme enerjisi; çarpma aşamasında önemli plastik etkilere neden olmadan serbest kalır. Bütün çarpışma olayı boyunca çarpışan elemanlar sürtünmeye maruz kalmaktadırlar. Elemanlar arasındaki sürtünme özellikle yüzeylerin pürüzlü olduğu

durumlarda büyük önem kazanmaktadır. Araştırmacılar tarafından yapılan deneylere göre, tüm çarpışma olayı boyunca dağılan enerjinin büyük bir kısmı yaklaşma evresinde, kalan kısmı ise sürtünmeden dolayı çarpma evresinde kaybedilmektedir. Ayrıca çarpışma kuvvetinin yaklaşma aşaması süresince aniden arttığı, çarpışma aşamasında da yavaş yavaş azaldığı ifade edilmiştir (Jankowski, 2005).

Çarpışma kuvveti yaklaşımında temas elemanları elastik ve viskoelastik yaylarla temsil edilmektedir. Bu yaklaşımda yayların lineer ya da lineer olmayan biçimde çalışması söz konusudur. Lineer elastik yay elemanı, lineer viskoelastik yay elemanı, lineer olmayan elastik yay elemanı ve lineer olmayan viskoelastik yay elemanı modelleri binalar arasındaki çarpışma kuvvetini temsil etmek için kullanılmaktadır.

1.5.2.1. Lineer Elastik Yay Modeli

Bu modelde; çarpışma büyük rijitliğe sahip lineer bir yay kullanılarak temsil edilmektedir. Yayın, i ve j uçlarının tanımlandığı doğrultudaki rölatif yerdeğiştirmeleri sonucu kuvvet aktarımı başlamaktadır. Ancak bu kuvvet aktarımı binalar arasında bırakılmış boşluk miktarının (d) tamamen kapanması durumunda başlamakta ve binalar arasındaki boşluğun (d) tekrar sıfırdan büyük olmasıyla sona ermektedir. Lineer elastik temas elemanının aktardığı kuvvet aşağıdaki gibi tanımlanabilmektedir.

$$u(t) = u_j(t) - u_i(t) \quad (1.4)$$

$$F_c = k_l (u(t) - d) \quad u(t) - d > 0 \quad (\text{çarpışmanın olduğu durum}) \quad (1.5a)$$

$$F_c = 0 \quad u(t) - d \leq 0 \quad (\text{çarpışmanın olmadığı durum}) \quad (1.5b)$$

Burada;

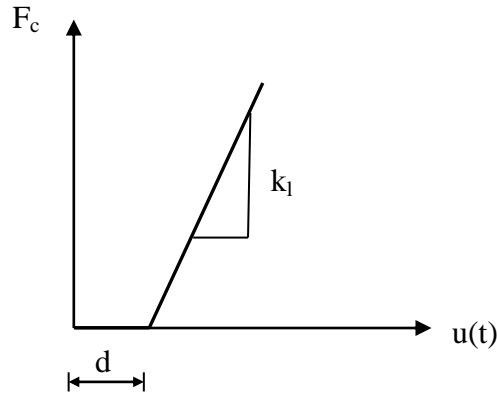
$u_i(t)$ ve $u_j(t)$: Komşu binaların aynı doğrultudaki rölatif yerdeğiştirmeleri,

d : İki bina arasındaki boşluğu (gap),

k_l : Lineer elastik yay sabitini,

F_c : Çarpışma kuvvetini,

temsil etmektedir. Lineer yay katsayısının kuvvet–yerdeğiştirme grafiği Şekil 1.18’de görüldüğü gibidir (Muthukumar ve DesRoches, 2006).



Şekil 1.18. Lineer elastik yayın kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi

Şekil 1.18’de görüldüğü gibi binalar arasındaki boşluk miktarı (d) sıfır olmadığı sürece yay çalışmamaktadır. Boşluk (gap) kapandığı andan hemen sonra çarpışma olayı başlamakta ve yay, binaların yaptığı ötelenmeye bağlı olarak kuvvet aktarmaktadır. Çarpışmadan sonra ayrılma gerçekleştiği andan itibaren yay kuvveti yine sıfır olmakta ve yay çalışmamaktadır.

Yay katsayısı k_1 lineer değiştiğinden dolayı formülasyonu kolay olmakta ve hesaplamalarda büyük avantaj sağlamaktadır. Ancak en basit modelleme şekli olmasına rağmen, bu yay modeli kullanılarak çarpışma sırasındaki enerji kaybı temsil edilememektedir. Dolayısıyla lineer elastik yay modeli yapılar arasındaki çarpışma olayını temsil etmekte yetersiz kalmaktadır.

Yay sabitinin lineer değiştiği kabulüne dayanarak bi-lineer yaylar da çarpışmayı temsil etmek için kullanılabilir. Raheem (2006) yaptığı çalışmada yay sabitinin hem lineer hem de bi-lineer değiştiğini varsayarak binalar arası çarpışma modelleri kurmuştur.

1.5.2.2. Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli

Bu model, lineer bir yay (k_L) ve çarpışma sırasındaki enerji kaybını temsil etmesi için bir sönümleyiciden (c_L) oluşmaktadır. Lineer elastik modelde olduğu gibi; yayın, i ve j uçlarının tanımlandığı doğrultudaki rölatif yerdeğiştirmeleri sonucu kuvvet aktarımı başlamaktadır. Ancak bu kuvvet aktarımı binalar arasında bırakılmış boşluk miktarının (d) tamamen kapanması durumunda başlamakta ve binalar arasındaki boşluğun (d) tekrar sıfırdan büyük olmasıyla sona ermektedir. Lineer elastik yay modelinden farklı olarak bu

modelde binalar arasındaki boşluğun kapanmasıyla birlikte lineer bir sönümleyicide çalışmaya başlamaktadır. Çarpışma sırasındaki temas kuvveti aşağıdaki gibi tanımlanabilir;

$$u(t) = u_i(t) - u_j(t) \quad (1.4)$$

$$\dot{u}(t) = \dot{u}_i(t) - \dot{u}_j(t) \quad (1.6)$$

$$F_c = k_L (u(t) - d) + c_L \dot{u}(t) \quad u(t) - d \geq 0 \quad (\text{çarpışmanın olmadığı durum}) \quad (1.7a)$$

$$F_c = 0 \quad u(t) - d < 0 \quad (\text{çarpışmanın olmadığı durum}) \quad (1.7b)$$

Burada;

$u_i(t)$ ve $u_j(t)$: Komşu binaların aynı doğrultudaki rölatif yerdeğiştirmeleri,

$\dot{u}_i(t)$ ve $\dot{u}_j(t)$: Komşu binaların aynı doğrultudaki rölatif hızlarını,

d : İki bina arasındaki boşluğu (gap),

k_L : Lineer viskoelastik yay sabitini,

c_L : Lineer sönüm sabitini,

F_c : Çarpışma kuvvetini,

temsil etmektedir. Lineer sönüm sabiti aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır;

$$c_L = 2\xi \sqrt{k_L \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (1.8)$$

$$\xi = \frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (1.9)$$

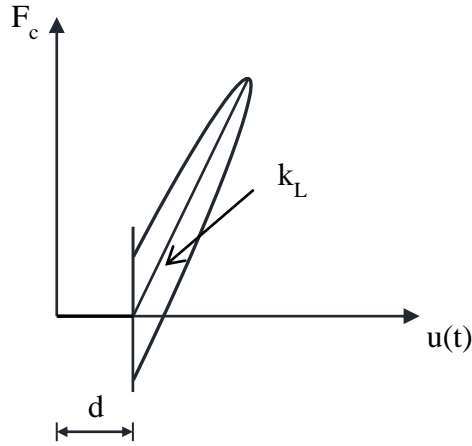
Burada;

m_1 ve m_2 : Çarpışan katların kütlelerini,

ξ : Çarpışan kütlelerin sönüm oranını,

e : Çarpışma katsayısını,

temsil etmektedir. Lineer viskoelastik yay katsayısının kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 1.19’da verilmiştir (Muthukumar ve DesRoches, 2006).



Şekil 1.19. Lineer viskoelastik yay modelinde kuvvet–yer değiştirme ilişkisi (Kelvin-Voigt Modeli)

Bu modelinin tek olumsuzluğu; bütün çarpışma olayı boyunca aynı sönüm değeriyle çalışıyor olmasıdır. Daha önceden de belirtildiği gibi gerçekte; enerjinin çoğu yaklaşma aşamasında kaybedildiğinden, çarpma aşamasında az miktarda elastik şekildeğiştirme enerjisi kaybedilir. Yani yaklaşma ve çarpma aşamaları boyunca sönüm aynı değerde çalışmaz. Ancak bu model de sönüm katsayısı ve yay sabiti lineer değiştirdiğinden hesaplamalarda büyük kolaylık sağlamaktadır. Basit olması ve kolay modellenmesi açısından bu yaklaşım yaygın olarak kullanılmaktadır (Jankowski, 2005).

1.5.2.3. Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli

Bu yaklaşımda çarpışma kuvveti-deformasyon ilişkisini temsil edebilmek için, Hertz temas yasasından yola çıkarak lineer olmayan elastik yay kullanılmıştır. Çarpışma sırasındaki temas kuvveti aşağıdaki şekilde temsil edilmektedir;

$$u(t) = u_i(t) - u_j(t) \quad (1.10)$$

$$F_c = k_G (u(t) - d)^{3/2} \quad u(t) - d > 0 \quad (\text{çarpışmanın olduğu durum}) \quad (1.11a)$$

$$F_c = 0 \quad (u(t) - d) \leq 0 \quad (\text{çarpışmanın olmadığı durum}) \quad (1.11b)$$

Burada;

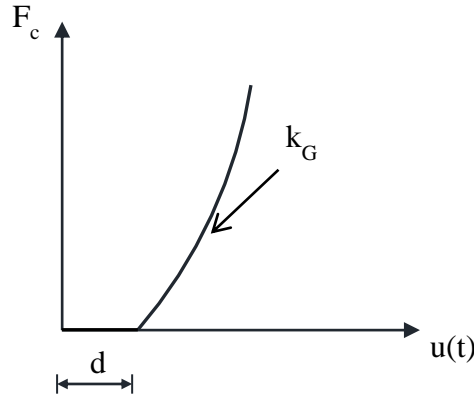
$u_i(t)$ ve $u_j(t)$: Komşu binaların aynı doğrultudaki rölatif yerdeğişimleri,

d : İki bina arasındaki boşluğu (gap),

k_G : Lineer olmayan elastik yay sabitini,

F_c : Çarpışma kuvvetini,

temsil etmektedir. Lineer olmayan elastik yay katsayısının kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 1.20’de verilmiştir (Muthukumar ve DesRoches, 2006).



Şekil 1.20. Lineer olmayan elastik yayın kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi (Hertz Modeli)

Lineer olmayan elastik yay modelinde, yayın tamamen elastik çalışması söz konusudur. Bu durum; model açısından dezavantaj oluşturmaktadır. Çarpışma sırasındaki plastik deformasyon, bölgesel çatlama ve sürtünmeden dolayı kaybedilen enerji temsil edilememektedir (Jankowski, 2005).

1.5.2.4. Lineer Olmayan Viskoelastik Yay (Hertzdamp) Modeli

Lineer olmayan viskoelastik yay modelinde, lineer viskoelastik ve lineer olmayan elastik yay modellerinin dezavantajları göz önüne alınmış ve bu dezavantajlar minimize edilmiştir. Hertz modelinden farklı olarak bu modelde, yaklaşma aşaması sırasında lineer olmayan bir sönümleyici devreye girmektedir. Böylece yaklaşma aşaması boyunca kaybedilen enerji temsil edilebilmiş olmaktadır. Bu aşama sırasında kaybedilen enerjinin miktarı çok az olduğundan lineer olmayan viskoelastik yay modelinde çarpışma aşaması boyunca kaybedilen enerji ihmal edilmektedir (Jankowski, 2005). Bu modelde, çarpışma

sırasındaki temas kuvveti, sönümün etkili olduğu ve etkili olmadığı durumlara göre değişmektedir. Çarpışma kuvveti aşağıdaki şekilde temsil edilmektedir;

$$u(t) = u_i(t) - u_j(t) \quad (1.4)$$

$$\dot{u}(t) = \dot{u}_i(t) - \dot{u}_j(t) \quad (1.6)$$

$$F_c = 0 \quad u(t) - d \leq 0 \quad (\text{çarpışma yok}) \quad (1.12a)$$

$$F_c = k_H (u(t) - d)^{3/2} + c_H(t) \dot{u}(t) \quad u(t) - d > 0 \text{ ve } \dot{u}(t) > 0 \quad (\text{yaklaşma aşaması}) \quad (1.12b)$$

$$F_c = k_H (u(t) - d)^{3/2} \quad u(t) - d > 0 \text{ ve } \dot{u}(t) \leq 0 \quad (\text{çarpışma aşaması}) \quad (1.12c)$$

Burada;

$u_i(t)$ ve $u_j(t)$: Komşu binaların aynı doğrultudaki rölatif yerdeğiştirmeleri,

$\dot{u}_i(t)$ ve $\dot{u}_j(t)$: Komşu binaların aynı doğrultudaki rölatif hızlarını,

d : İki bina arasındaki boşluğu (gap),

k_H : Çarpışan malzemelere bağı lineer olmayan elastik yay sabitini,

$c_H(t)$: Zamana bağı lineer olmayan sönüm,

F_c : Çarpışma kuvvetini,

temsil etmektedir. Zamana bağı lineer olmayan sönüm aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır;

$$c_H(t) = 2\xi \sqrt{k_H \sqrt{u(t) - d} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (1.13)$$

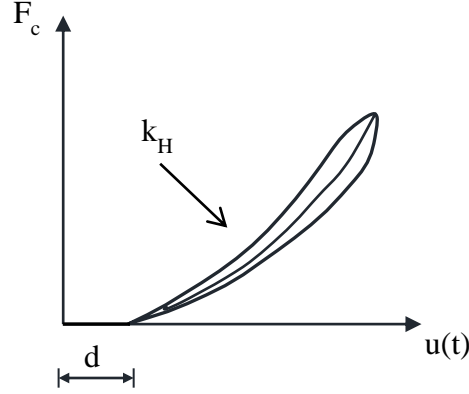
Bu denklemde;

m_1 ve m_2 : Çarpışan katların kütlelerini,

ξ : Çarpışan kütlelerin sönüm oranını,

temsil etmektedir. Lineer olmayan elastik yay sabiti (k_H) ve sönüm oranı (ξ) deneysel olarak elde edilmelidir. Bu modelde, ilk olarak çarpışma katsayısı e , (1.2) veya (1.3) denklemlerinde tanımlandığı gibi elde edilmeli, ardından sönüm oranı ξ hesaplanmalıdır. Hem yayın hem de sönümün lineer olmamasından dolayı bu modelde ξ , lineer viskoelastik yay modelinde olduğu gibi kolaylıkla formüleştirilememektedir.

Lineer olmayan elastik yay katsayısının kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 1.21’de verilmiştir (Muthukumar ve DesRoches, 2006).



Şekil 1.21. Lineer olmayan viskoelastik yayın kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisi (Hertzdamp Modeli)

1.6. SAP2000’de Zaman Tanım Alanında Analiz

1.6.1. Hareket Denklemleri

SAP2000’de önceden tanımlı lineer elemanlara sahip lineer elastik bir yapının dinamik hareket denklemleri aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P\} \quad (1.14)$$

Bu denklemde;

$[M]$: Sistemin kütle matrisini,

$[C]$: Sistemin sönüm matrisini,

$[K]$: Sistemin rijitlik matrisini,

$\{U\}$: Sistemin yerdeğiştirme vektörünü,

$\{\dot{U}\}$: Sistemin hız vektörünü,

$\{\ddot{U}\}$: Sistemin ivme vektörünü,

$\{P\}$: Dış yük vektörünü,

temsil etmektedir. SAP2000’de önceden tanımlı lineer olmayan elemanlara sahip lineer elastik bir yapının dinamik hareket denklemi de aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K_L]\{U\} + \{P_N\} = \{P\} \quad (1.15)$$

Bu denklemde;

$[K_L]$: Lineer elastik elemanların rijitlik matrisi,

$\{P_N\}$: Lineer olmayan bağlantı elemanlarındaki lineer olmayan serbestlik derecesinden doğan yük vektörüdür.

Lineer olmayan elemanların her serbestlik derecesi için bir lineer efektif rijitlik tanımlanmıştır. Bu rijitlik değeri keyfi bir değerdir ancak genellikle “0” ile maksimum lineer olmayan rijitlik arasında değişmektedir. Buna göre Formül (15)’teki denklem aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P\} - (\{P_N\} - [K_N]\{U\}) \quad (1.16)$$

Burada; $[K] = [K_L] + [K_N]$ şeklindedir. $[K_L]$; lineer olmayan bağlantı elemanların lineer serbestlik dereceleri için ve bütün lineer elastik elemanların rijitlik matrisidir. $[K_N]$ ise bütün lineer olmayan serbestlik dereceleri için lineer efektif rijitlik matrisidir.

1.6.2. Doğal Frekans ve Modların Hesabı

Sönümsüz bir sistemin serbest titreşimi için (1.14) ve (1.16)’daki hareket denklemleri aşağıdaki şekilde yazılabilir;

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{0\} \quad (1.17)$$

Bu denklemin çözümü de aşağıda belirtildiği gibidir.

$$\{U\} = A \cos(\omega_n t) + B \sin(\omega_n t) \quad (1.18)$$

Burada A ve B başlangıç şartlarından elde edilir. Bununla birlikte, α faz açısı; ω_n doğal açısal frekans ve $\{\phi\}$ hareketin genlik vektörü olmak üzere sönümsüz bir sistemin serbest titreşimi için çözüm;

$$\{U\} = \{\phi\} \cos(\omega_n t - \alpha) \quad (1.19)$$

şeklinde yazılabilir. (1.19) denkleminde;

$$\{\ddot{U}\} = -\omega_n^2 \{\phi\} \cos(\omega_n t - \alpha) \quad (1.20)$$

elde edilir. Denklem (1.19) ve (1.20), denklem (17)'de yerine konursa;

$$-\omega_n^2 [M] \{\phi\} \cos(\omega_n t - \alpha) + [K] \{\phi\} \cos(\omega_n t - \alpha) = \{0\} \quad (1.21)$$

elde edilir. Bu denklem düzenlenirse;

$$([K] - \omega_n^2 [M]) \{\phi\} = \{0\} \quad (1.22)$$

elde edilir. Bu denklemden titreşim elde edilebilmesi için $\{\phi\}$ 'nin sıfırdan farklı olması gerekir. Sıfırdan farklı bir matris ile bir vektörün çarpımlarının sıfır olmasının tek yolu, matrisin tersinin bulunamaması, yani bunun tekil bir matris olmasıdır. Bir matrisin tekil olabilmesi için ise, determinantının sıfır olması gerekmektedir. Buna göre;

$$|[K] - \omega_n^2 [M]| = 0 \quad (1.23)$$

elde edilir. Burada $\omega_n^2 = \lambda$ alınırsa (1.23) denklemi;

$$|[K] - \lambda [M]| = 0 \quad (1.24)$$

Maxwell-Betti teoremi ile kolayca elde edilebilen bu bağıntı *Titreşim Modlarının Ortogonalitesi* olarak adlandırılmaktadır. Bu bağıntı (1.27) denklemindeki rijitlik ve sönüm matrisi içinde geçerlidir.

$$\{\phi\}_i^T [\mathbf{K}] \{\phi\}_j = 0 \quad i \neq j \quad (1.28)$$

$$\{\phi\}_i^T [\mathbf{C}] \{\phi\}_j = 0 \quad i \neq j \quad (1.29)$$

Mod vektörlerinin hesabında, elemanların oranı sabit kalmak üzere, değişik çözümler elde edilebilir. Mod şekilleri aynı olduğu halde farklı genlikler elde edilebilir. Bu keyfilik bir normleştirme işlemi ile ortadan kaldırılabilir. Hesap kolaylığı bakımında genellikle bütün genlikler en büyük genlik esas alınarak normalize edilir. Bununla birlikte, diğer bir normleştirme işleminde ise, kütle matrisinin aynı mod vektörü ile sağ ve soldan çarpılarak, aşağıdaki gibi sonucun birim olması sağlanır.

$$\{\phi\}_i^T [\mathbf{M}] \{\phi\}_i = 1 \quad (1.30)$$

Normleştirilmiş modlar aşağıdaki gibi elde edilir;

$$\Phi_{ij} = \frac{\phi_{ij}}{\sqrt{\{\phi\}_j^T [\mathbf{M}] \{\phi\}_j}} \quad (1.31)$$

Böylece normleştirilmiş modlar elde edilmektedir.

$$\{\phi\}_j = \begin{Bmatrix} \phi_{1j} \\ \phi_{2j} \\ \vdots \\ \phi_{ij} \\ \vdots \\ \phi_{nj} \end{Bmatrix} \Rightarrow \{\Phi\}_j = \begin{Bmatrix} \Phi_{1j} \\ \Phi_{2j} \\ \vdots \\ \Phi_{ij} \\ \vdots \\ \Phi_{nj} \end{Bmatrix}$$

j. mod vektörü

j. normleştirilmiş mod vektörü

Mod vektörlerinden oluşan matrise *Modal Matrix*, normalleştirilmiş mod vektörlerinden oluşan matrise de *Normalleştirilmiş Modal Matrix* adı verilir. n serbestlik dereceli bir sistem için modal matrisler aşağıdaki gibidir.

Modal matris	Normalleştirilmiş modal matris
$[\Phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1i} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2i} & \cdots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{i1} & \phi_{i2} & \cdots & \phi_{ii} & \cdots & \phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{ni} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix}$	$[\Phi] = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \cdots & \Phi_{1i} & \cdots & \Phi_{1n} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \cdots & \Phi_{2i} & \cdots & \Phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{i1} & \Phi_{i2} & \cdots & \Phi_{ii} & \cdots & \Phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \cdots & \Phi_{ni} & \cdots & \Phi_{nn} \end{bmatrix}$
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="text-align: center;">↓</div> <div style="text-align: center;">↓</div> </div>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> 1.mod 2.mod i.mod n.mod </div>	

Normalleştirme işleminin doğruluğu;

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \quad (1.32)$$

bağıntısıyla kontrol edilebilir (Şimşek, 2010). Burada $[I]$ birim matrisidir.

1.6.3. Mod Süperpozisyon ile Modların Birleştirilmesi

Dinamik hareket denkleminin çözümünün;

$$\{U\} = [\Phi] \{q\} \quad (1.33)$$

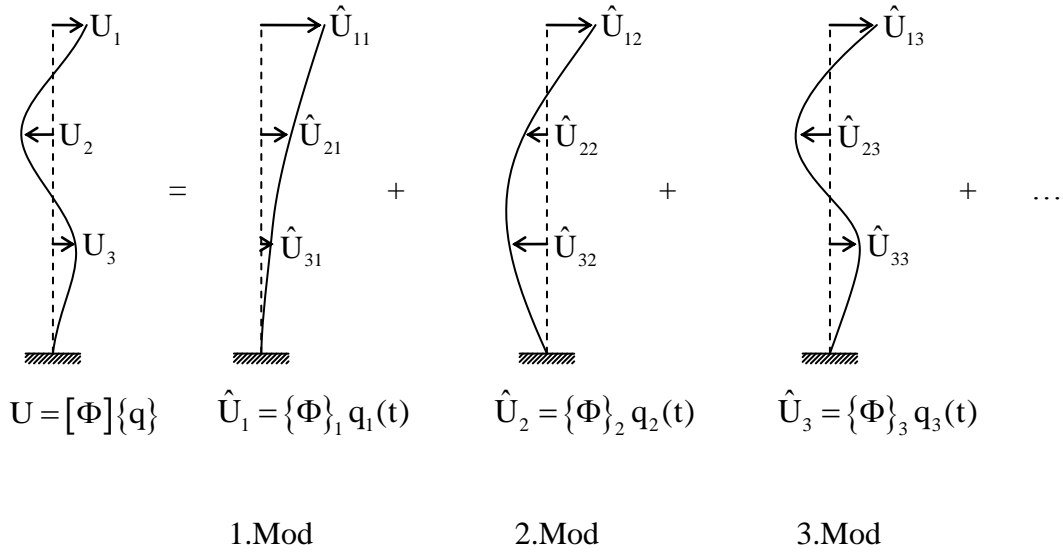
şeklinde olduğunu kabul edilebilir.

Burada;

$[\Phi]$: Normalleştirilmiş modal matrisi,

$\{q\}$: Modal koordinatları,

temsil etmektedir. (1.33) denklemi ile verilen çözüm, Şekil 1.22'deki gibi düşünülebilir.



Şekil 1.22. Mod süperpozisyon yöntemi (Şimşek, 2010)

(1.33) denklemini açık olarak yazılırsa,

$$\{U\} = \{\Phi\}_1 q_1(t) + \{\Phi\}_2 q_2(t) + \{\Phi\}_3 q_3(t) + \dots + \{\Phi\}_n q_n(t) = \sum_{r=1}^n \{\Phi\}_r q_r(t) \quad (1.34a)$$

$$\begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ \vdots \\ U_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \\ \vdots \\ \Phi_{n1} \end{Bmatrix} q_1(t) + \begin{Bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \\ \Phi_{32} \\ \vdots \\ \Phi_{n2} \end{Bmatrix} q_2(t) + \begin{Bmatrix} \Phi_{13} \\ \Phi_{23} \\ \Phi_{33} \\ \vdots \\ \Phi_{n3} \end{Bmatrix} q_3(t) + \dots + \begin{Bmatrix} \Phi_{1n} \\ \Phi_{2n} \\ \Phi_{3n} \\ \vdots \\ \Phi_{nn} \end{Bmatrix} q_n(t) \quad (1.34b)$$

$$\begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ \vdots \\ U_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \Phi_{13} & \dots & \Phi_{1r} & \dots & \Phi_{1n} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \Phi_{23} & \dots & \Phi_{2r} & \dots & \Phi_{2n} \\ \Phi_{31} & \Phi_{32} & \Phi_{33} & \dots & \Phi_{3r} & \dots & \Phi_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \Phi_{n3} & \dots & \Phi_{nr} & \dots & \Phi_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (1.34c)$$

Normalleştirilmiş modal matris Modal koordinatlar

elde edilir. (1.33) denklemi ve onun birinci ve ikinci türevleri dinamik hareket denkleminde yerine yazılırsa;

$$[\mathbf{M}][\Phi]\{\ddot{q}\} + [\mathbf{C}][\Phi]\{\dot{q}\} + [\mathbf{K}][\Phi]\{q\} = \{P\} \quad (1.35)$$

elde edilir. (1.35) denkleminin her iki tarafı $\{\Phi\}_r^T$ ile çarpılırsa;

$$\{\Phi\}_r^T [\mathbf{M}][\Phi]\{\ddot{q}\} + \{\Phi\}_r^T [\mathbf{C}][\Phi]\{\dot{q}\} + \{\Phi\}_r^T [\mathbf{K}][\Phi]\{q\} = \{\Phi\}_r^T \{P\} \quad (1.36)$$

elde edilir. (1.27), (1.28) ve (1.29) denklemlerinde verilen titreşim modlarının ortogonalite şartı dikkate alınır (1.36) denklemi aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\{\Phi\}_r^T [\mathbf{M}]\{\Phi\}_r \ddot{q}_r(t) + \{\Phi\}_r^T [\mathbf{C}]\{\Phi\}_r \dot{q}_r(t) + \{\Phi\}_r^T [\mathbf{K}]\{\Phi\}_r q_r(t) = \{\Phi\}_r^T \{P\} \quad (1.37a)$$

$$\mathbf{M}_r \ddot{q}_r(t) + \mathbf{C}_r \dot{q}_r(t) + \mathbf{K}_r q_r(t) = \mathbf{P}_r \quad (1.37b)$$

Burada;

$\mathbf{M}_r = \{\Phi\}_r^T [\mathbf{M}]\{\Phi\}_r$: r. Genelleştirilmiş kütle,

$\mathbf{C}_r = \{\Phi\}_r^T [\mathbf{C}]\{\Phi\}_r$: r. Genelleştirilmiş sönüm,

$\mathbf{K}_r = \{\Phi\}_r^T [\mathbf{K}]\{\Phi\}_r$: r. Genelleştirilmiş rijitlik,

$\mathbf{P}_r = \{\Phi\}_r^T \{P\}$: r. Genelleştirilmiş kuvvet,

olarak adlandırılmaktadır. (1.37b) denklemi, açısal frekansı; $\omega_r = \sqrt{\frac{\mathbf{K}_r}{\mathbf{M}_r}}$ olan TSD bir

sistemin hareket denklemi haline gelir. (1.37b) denkleminin her iki tarafı \mathbf{M}_r 'ye bölünecek olursa;

$$\ddot{q}_r(t) + 2\xi_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = \frac{\mathbf{P}_r}{\mathbf{M}_r} \quad (1.38)$$

elde edilir. $\{\Phi\}_r$ normalleştirilmiş mod olduğuna göre;

$$\{\Phi\}_r^T [M] \{\Phi\}_r = 1 \quad (1.39)$$

demektir. Yani $M_r = 1$ olur. Buna göre (1.38) denklemi;

$$\ddot{q}_r(t) + 2\xi_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = P_r \quad (1.40)$$

haline gelir. Burada ω_r , r. titreşim moduna karşılık gelen açısal frekans ve $q_r(t)$, r. titreşim moduna ait modal koordinatlarıdır.

Özetlenecek olursa; n serbestlik dereceli bir sistemin n tane açısal frekansı (ω_n) mevcuttur. Her bir açısal frekans için (1.39) denklemi çözülerek $q(t)$ modal koordinatlar elde edilir. Daha sonra (1.33) denklemi yardımıyla genel çözüme gidilmektedir. Aşağıda belirtildiği gibi;

- ω_1 için $\{\Phi\}_1$ elde edilir. Buna göre $\ddot{q}_1(t) + 2\xi_1 \omega_1 \dot{q}_1(t) + \omega_1^2 q_1(t) = P_1$ denkleminin çözümünden $q_1(t)$ elde edilir.
- ω_2 için $\{\Phi\}_2$ elde edilir. Buna göre $\ddot{q}_2(t) + 2\xi_2 \omega_2 \dot{q}_2(t) + \omega_2^2 q_2(t) = P_2$ denkleminin çözümünden $q_2(t)$ elde edilir.
- ω_3 için $\{\Phi\}_3$ elde edilir. Buna göre $\ddot{q}_3(t) + 2\xi_3 \omega_3 \dot{q}_3(t) + \omega_3^2 q_3(t) = P_3$ denkleminin çözümünden $q_3(t)$ elde edilir.
- \vdots
- ω_n için $\{\Phi\}_n$ elde edilir. Buna göre $\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = P_n$ denkleminin çözümünden $q_n(t)$ elde edilir.

Böylelikle n tane modal koordinat elde edilmiş olmaktadır. Bu modal koordinatların her biri için aşağıda belirtildiği gibi $U(t)$ değerleri hesaplanarak çözüme gidilir.

$$\begin{aligned}
U_1(t) &= \Phi_{11}q_1(t) + \Phi_{12}q_2(t) + \Phi_{13}q_3(t) + \dots + \Phi_{1n}q_n(t) \\
U_2(t) &= \Phi_{21}q_1(t) + \Phi_{22}q_2(t) + \Phi_{23}q_3(t) + \dots + \Phi_{2n}q_n(t) \\
U_3(t) &= \Phi_{31}q_1(t) + \Phi_{32}q_2(t) + \Phi_{33}q_3(t) + \dots + \Phi_{3n}q_n(t) \\
&\vdots \\
U_n(t) &= \Phi_{n1}q_1(t) + \Phi_{n2}q_2(t) + \Phi_{n3}q_3(t) + \dots + \Phi_{nn}q_n(t)
\end{aligned}$$

veya kısaca $\{U\} = [\Phi]\{q\}$ denklemiyle, genel çözüm elde edilir (Şimşek, 2010).

1.7. DBYBHY’de Deprem Derzleri

DBYBHY’de komşu binaların aralarında bırakılması gereken deprem derzleri (boşluklar) tanımlanmıştır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) gereğince komşu binalar arasında bırakılması gereken boşluklar için yönetmelik hükümleri aşağıda belirtilmiştir.

Farklı zemin oturmalarına bağlı temel öteleme ve dönmeleri ile sıcaklık değişmelerinin etkisi dışında, bina blokları veya mevcut eski binalarla yeni yapılacak binalar arasında, sadece deprem etkisi için bırakılacak derz boşluklarına ilişkin koşullar aşağıda belirtilmiştir:

Madde 2.10.3.1. Madde 2.10.3.2’ye göre daha elverişsiz bir sonuç elde edilmedikçe derz boşlukları, her bir kat için komşu blok veya binalarda elde edilen yerdeğiştirmelerin karelerinin toplamının karekökü ile aşağıda tanımlanan α katsayısının çarpımı sonucunda bulunan değerden az olmayacaktır. Göz önüne alınacak kat ye değiştirmeleri, kolon veya perdelerin bağlandığı düğüm noktalarında hesaplanan azaltılmış (d_i) yerdeğiştirmelerinin kat içindeki ortalamaları olacaktır. Mevcut eski bina için hesap yapılmasının mümkün olmaması durumunda eski binanın yerdeğiştirmeleri, yeni bina için aynı katlarda hesaplanan değerlerden daha küçük alınmayacaktır. R, süneklilik katsayısı olmak üzere;

(a) Komşu binaların veya bina bloklarının kat döşemelerinin bütün katlarda aynı seviyede olmaları durumunda $\alpha = R / 4$ alınacaktır.

(b) Komşu binaların veya bina bloklarının kat döşemelerinin, bazı katlarda olsa bile, farklı seviyelerde olmaları durumunda, tüm bina için $\alpha = R / 2$ alınacaktır.

Madde 2.10.3.2. Bırakılacak minimum derz boşluğu, 6 m yüksekliğe kadar en az 30 mm olacak ve bu değere 6 m'den sonraki her 3m'lik yükseklik için en az 10 mm eklenecektir.

Madde 2.10.3.3. Bina blokları arasındaki derzler, depremde blokların bütün doğrultularda birbirlerinden bağımsız olarak çalışmasına olanak verecek şekilde düzenlenecektir.

Deprem yönetmeliğinde, deprem derzleri konusunda yukarıda belirtilen şartlar mevcut olmasına rağmen bu şartlara pek uyulmadığını görmekteyiz. Mevcut yapıların da bu şartlara uymadığı bilinmektedir. Araziden kazanmak adına komşu binalar arasında hiç boşluk bırakılmaması çok sık rastlanan bir durumdur. 1999 Kocaeli depreminden sonra deprem derzlerinin bırakılması biraz daha yaygınlaşmış bulunmaktadır. Ancak bu sefer de Madde 2.10.3.1 göz ardı edilerek Madde 2.10.3.2 uygulanmasının yeterli olacağı düşüncesiyle hareket edilmektedir. Buda şu durumdan kaynaklanmaktadır; yapılar tasarlanırken çoğu zaman tek başına düşünülmekte dolayısıyla mevcut komşu yapıyla olan etkileşimi tekrar analiz edilmemekte ya da kendisinden sonra inşa edilecek binanın bu şartı sağlaması gerektiği düşünülmektedir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Giriş

Bu çalışmada biri esnek diğeri rijit iki komşu binanın, 1940 El-Centro depremi etkisi altındaki dinamik davranışlarının incelenmesi amaçlanmaktadır. Binalar modellenirken yapının öz ağırlığı hariç diğer bütün yüklemeler (sabit yükler, hareketli yükler vb.) göz ardı edilmiş; ancak yapısal elemanlar boyutlandırılırken gerçeğe uygun olması açısından *TS500*'de belirtilen minimum değerlere de dikkat edilmiştir.

Aynı kat ve bina yüksekliğine sahip üç, iki ve bir katlı komşu iki betonarme binanın birbirleriyle çarpışmasını konu alan bu çalışmada, yapı taşıyıcı sistemi döşeme-kolon sistemi olarak modellenmiştir.

Komşu binalar arasındaki çarpışma, 4 farklı yay modeli kullanılarak temsil edilmiştir. Bunlar, lineer elastik yay modeli, lineer viskoelastik yay (Kelvin-Voigt) modeli, lineer olmayan elastik yay (Hertz) modeli ve lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelidir. İki ayrı yay modelinin birleştirilmesiyle meydana getirilen son çarpışma modelinde hem sönüm hem de lineer olmayan yay seri bağlı olarak dikkate alınmıştır. Çarpışmanın sadece kat seviyelerinde meydana geldiği göz önüne alınmış olup çarpışma elemanları, çarpışmanın meydana gelebileceği tüm noktalara (komşu binaların kolon üst uçlarına) yerleştirilmiştir.

Deprem ivmesi sadece tek doğrultuda (komşu binalar arasındaki boşluğun olduğu doğrultuda) etki ettirilmiştir. Esnek ve rijit binaların çarpışmasını konu alan bu çalışmada binalar arasındaki boşluk DBYBHY (2007)'de belirtilen deprem derzleriyle ilgili bölümün 2.10.3.2 Maddesine göre; üç, iki ve bir katlı binalar için ayrı ayrı düzenlenmiştir.

Dinamik analizler; Sap2000 (CSI, 2007) programı yardımıyla Zaman Tanım Alanında gerçekleştirilmiştir. Modellerde lineer olmayan çarpışma elemanları kullanıldığından zamandan avantaj sağlanması amacıyla Mod Süperpozisyon (Fast Non-Linear Analysis) yöntemi uygulanarak çözümler gerçekleştirilmiştir. Analiz sırasında dikkate alınacak olan mod sayısı; binaların kat adetleri ile kullanılan çarpışma elemanlarının sayısı toplanmış ve bu değer üç katı alınarak belirlenmiştir.

2.2. Bina Özelliklerinin Belirlenmesi

Binaların malzeme özellikleri; TS500 göz önünde tutularak seçilen malzeme özellikleri aşağıda belirtildiği gibi alınmıştır.

Beton sınıfı : C20

Elastisite modülü : $E_c = 2,8 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$

Poisson oranı : $\nu = 0.2$

Kütle yoğunluğu : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Esnek binalar için seçilen yapısal özellikler aşağıda belirtildiği alınmıştır.

Kolon boyutları : 30cm x 30cm

Döşeme boyutları : 5m x 5m

Döşeme kalınlığı : 12cm

Kat Yüksekliği : 3.5m

Yanal ötelenme göz önüne alınarak esnek yapının kat kolon rijitliği aşağıdaki şekilde belirlenmiştir;

$$I_x = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$k_x = \frac{12 \times 2.8 \times 10^{10} \times 6.75 \times 10^{-4}}{3.5^3} = 5.29 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_e = \Sigma k_x = 4 \times 5.29 \times 10^6 = 21.16 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Rijit binalar için seçilen yapısal özellikler aşağıda belirtildiği alınmıştır.

Kolon boyutları : 100cm x 100cm

Döşeme boyutları : 5m x 5m

Döşeme kalınlığı : 15cm

Kat Yüksekliği : 3.5m

Yanal ötelenme göz önüne alınarak rijit yapının kat kolon rijitliği aşağıdaki şekilde belirlenmiştir;

$$I_x = \frac{1.0 \times 1.0^3}{12} = 833.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$k_x = \frac{12 \times 2.8 \times 10^{10} \times 833.33 \times 10^{-4}}{3.5^3} = 653.06 \times 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_r = \Sigma k_x = 4 \times 653.06 \times 10^6 = 2612.24 \times 10^6 \text{ N/m}$$

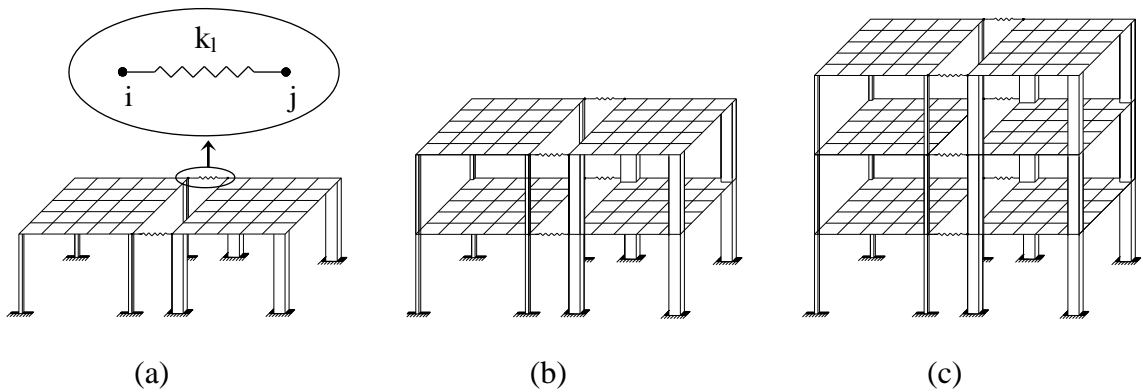
Böylece boyutlandırılması yapılan binalardan birinin rijitliği diğerine kıyasla 100 kattan daha fazla seçilmiş olmaktadır.

$$\frac{K_r}{K_e} = \frac{2612.24 \times 10^6}{21.16 \times 10^6} = 123$$

2.3. SAP2000'de Çarpışma Modellerinin Oluşturulması

2.3.1. Linear Elastik Yay Modeli

SAP2000'de lineer elastik yay kullanılarak boşluk miktarı tanımlanamadığından bu yay modeli tüm deprem süresince lineer olarak çalışmaktadır. Bu yay, tanımlanan i-j uçlarındaki rölatif yer değiştirmeler arasındaki farka bağlı olarak kuvvet aktarmaktadır. Başka bir deyişle kuvvetin şiddeti yapılacak olan yer değiştirmelere bağlı olarak değişkenlik göstermektedir. Bu durumda komşu binalar tüm deprem süresince birbirlerinden etkilenmektedirler.

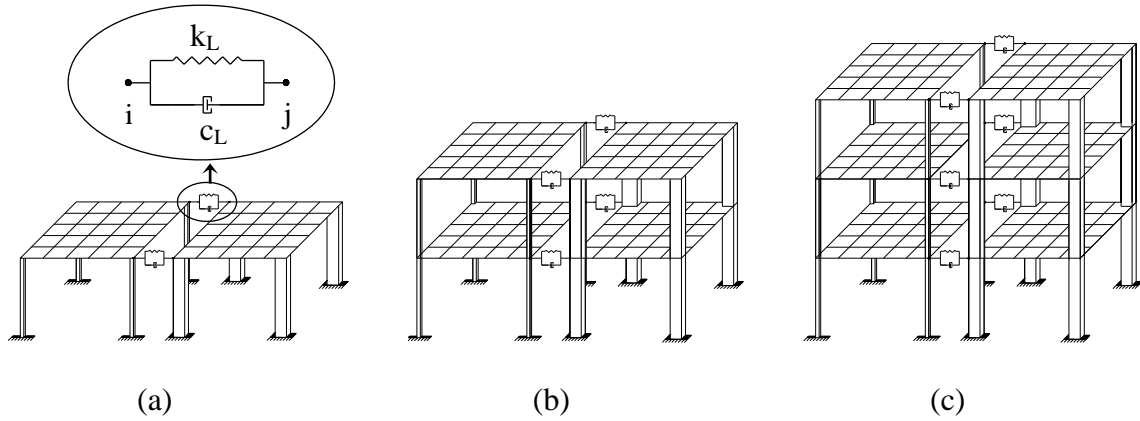


Şekil 2.1. (a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri

Burada lineer elastik yay sabiti; $k_1 = 9.35 \times 10^9$ N/m alınmıştır.

2.3.2. Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli

Lineer elastik yay modelinde olduğu gibi; SAP2000’de lineer viskoelastik yay kullanılarak boşluk miktarı tanımlanamadığından bu yay modeli de tüm deprem süresince çalışmaktadır.



Şekil 2.2. (a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri

Burada lineer viskoelastik yay sabiti, $k_L = 9.35 \times 10^7$ N/m alınmıştır. Jankowski (2005) yaptığı deneysel çalışmalara dayanarak beton-beton çarpışmalarında bu k_L değerinin kullanılması gerektiğini tavsiye etmiştir. Buna bağlı olarak yapıların beton-beton çarpışmalarında kullanılan çarpışma katsayısının $e = 0.65$ alınması durumunda, söz konusu modellerde kullanılması gereken sönüm oranı ve sönüm değerleri aşağıda belirtildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$\xi = \frac{\ln 0.65}{\sqrt{\pi^2 + (\ln 0.65)^2}} = 0.14$$

Bütün beton-beton çarpışmalarında sönüm oranı sabit olmasına rağmen sönüm, çarpışan elemanların kütlelerine bağlı olduğundan her kat için ayrı ayrı hesaplanmalıdır.

Şekil 2.2 (a) da görülen; tek katlı esnek ve rijit binanın bir çerçeveye düşen kat kütlesi m_e ve m_r aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$m_e = [(0.30 \times 0.30 \times 3.5) \times 2/2 + (5 \times 5 \times 0.12)/2] \times 2500 = 4537.5 \text{ kg}$$

$$m_r = [(1.00 \times 1.00 \times 3.5) \times 2/2 + (5 \times 5 \times 0.15)/2] \times 2500 = 13437.5 \text{ kg}$$

Tek katlı bina için hesaplanan lineer sönüm değeri ise, (1.8) denklemi yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$c_L = 2 \times 0.14 \sqrt{9.35 \times 10^7 \frac{4537.5 \times 13437.5}{4537.5 + 13437.5}} = 1.577 \times 10^5 \text{ kg/s}$$

Şekil 2.2 (b) de görülen; iki katlı esnek ve rijit binanın bir çerçeveye düşen kat kütleleri m_e ve m_r aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

1.kat için;

$$m_{e1} = [(0.30 \times 0.30 \times 3.5) \times 4/2 + (5 \times 5 \times 0.12)/2] \times 2500 = 5325.0 \text{ kg}$$

$$m_{r1} = [(1.00 \times 1.00 \times 3.5) \times 4/2 + (5 \times 5 \times 0.15)/2] \times 2500 = 22187.0 \text{ kg}$$

İki katlı binanın, 1. katı için hesaplanan lineer sönüm değeri aşağıda belirtildiği gibidir.

$$c_{L1} = 2 \times 0.14 \sqrt{9.35 \times 10^7 \frac{5325 \times 22187.5}{5325 + 22187.5}} = 1.770 \times 10^5 \text{ kg/s}$$

2.kat için;

$$m_{e2} = [(0.30 \times 0.30 \times 3.5) \times 2/2 + (5 \times 5 \times 0.12)/2] \times 2500 = 4537.5 \text{ kg}$$

$$m_{r2} = [(1.00 \times 1.00 \times 3.5) \times 2/2 + (5 \times 5 \times 0.15)/2] \times 2500 = 13437.5 \text{ kg}$$

İki katlı binanın, 2. katı için hesaplanan lineer sönüm değeri ise aşağıda belirtildiği gibidir.

$$c_{L2} = 2 \times 0.14 \sqrt{9.35 \times 10^7 \frac{4537.5 \times 13437.5}{4537.5 + 13437.5}} = 1.577 \times 10^5 \text{ kg/s}$$

Şekil 2.2 (c) de görülen; üç katlı esnek ve rijit binanın bir çerçeveye düşen kat kütleleri m_e ve m_r aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

1.kat için;

$$m_{e1} = [(0.30 \times 0.30 \times 3.5) \times 4/2 + (5 \times 5 \times 0.12)/2] \times 2500 = 5325.0 \text{ kg}$$

$$m_{r1} = [(1.00 \times 1.00 \times 3.5) \times 2/2 + (5 \times 5 \times 0.15)/2] \times 2500 = 22187.0 \text{ kg}$$

Üç katlı binanın, 1. katı için hesaplanan lineer sönüm değeri aşağıda belirtildiği gibidir.

$$c_{L1} = 2 \times 0.14 \sqrt{9.35 \times 10^7 \frac{5325 \times 22187.5}{5325 + 22187.5}} = 1.770 \times 10^5 \text{ kg/s}$$

2.kat için;

$$m_{e2} = [(0.30 \times 0.30 \times 3.5) \times 4/2 + (5 \times 5 \times 0.12)/2] \times 2500 = 5325.0 \text{ kg}$$

$$m_{r2} = [(1.00 \times 1.00 \times 3.5) \times 4/2 + (5 \times 5 \times 0.15)/2] \times 2500 = 22187.0 \text{ kg}$$

Üç katlı binanın, 2. katı için hesaplanan lineer sönüm değeri aşağıda belirtildiği gibidir.

$$c_{L2} = 2 \times 0.14 \sqrt{9.35 \times 10^7 \frac{5325 \times 22187.5}{5325 + 22187.5}} = 1.770 \times 10^5 \text{ kg/s}$$

3.kat için;

$$m_{e3} = [(0.30 \times 0.30 \times 3.5) \times 2/2 + (5 \times 5 \times 0.12)/2] \times 2500 = 4537.5 \text{ kg}$$

$$m_{r3} = [(1.00 \times 1.00 \times 3.5) \times 2/2 + (5 \times 5 \times 0.15)/2] \times 2500 = 13437.5 \text{ kg}$$

Üç katlı binanın, 3. katı için hesaplanan lineer sönüm değeri aşağıda belirtildiği gibidir.

$$c_{L3} = 2 \times 0.14 \sqrt{9.35 \times 10^7 \frac{4537.5 \times 13437.5}{4537.5 + 13437.5}} = 1.577 \times 10^5 \text{ kg/s}$$

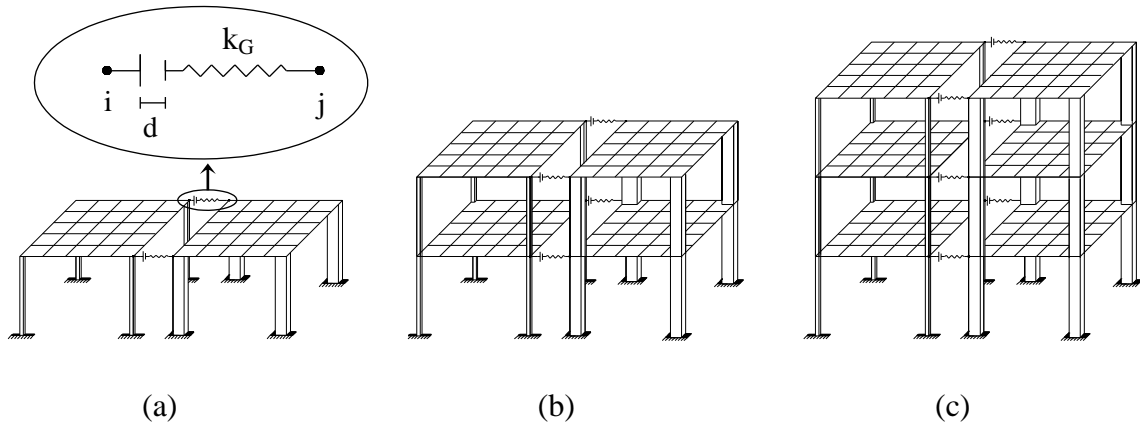
Bina modellerinde kullanılan sönüm değerleri daha düzenli olarak Tablo 2.1'de verilmiştir.

Tablo 2.1. Kelvin-Voigt modellerinde kullanılan lineer sönüm değerleri

$k_L = 9.35 \times 10^7$ N/m		Üç katlı binalar [kg/s]	İki katlı binalar [kg/s]	Tek katlı binalar [kg/s]
1. kat	c_{L1}	1.770×10^5	1.770×10^5	1.577×10^5
2. kat	c_{L2}	1.770×10^5	1.577×10^5	
3. kat	c_{L3}	1.577×10^5		

2.3.3. Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli

SAP2000’de lineer olmayan elastik yay modeli kullanılarak boşluk (gap) miktarı tanımlanabilmektedir (Şekil 2.3). Dolayısıyla bu yay modeli tüm deprem süresince çalışmamakta sadece tanımlanmış olan boşluk miktarı d ’nin sıfırdan küçük olduğu zaman aralığında basınç kuvveti aktarmaktadır. Böylece komşu binaların hangi zaman dilimlerinde çarpıştığı ve çarpışma kuvveti belirlenebilmektedir.



Şekil 2.3. (a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer olmayan elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri

Burada lineer olmayan elastik yay sabiti, $k_G = 1.13 \times 10^9$ N/m^{3/2} alınmıştır. Jankowski (2005), yaptığı deneysel çalışmalara dayanarak beton-beton çarpışmalarında bu k_G değerinin kullanılması gerektiğini tavsiye etmiştir.

DBYBHY (2007)’nin 2.10.3.2 Maddesi (6m’ye kadar en az 3cm, 6m’den sonraki her 3m için 3cm’ye 1cm daha eklenmesi koşulu) gereğince binalar arasındaki minimum boşluk miktarı aşağıdaki gibi belirlenebilir.

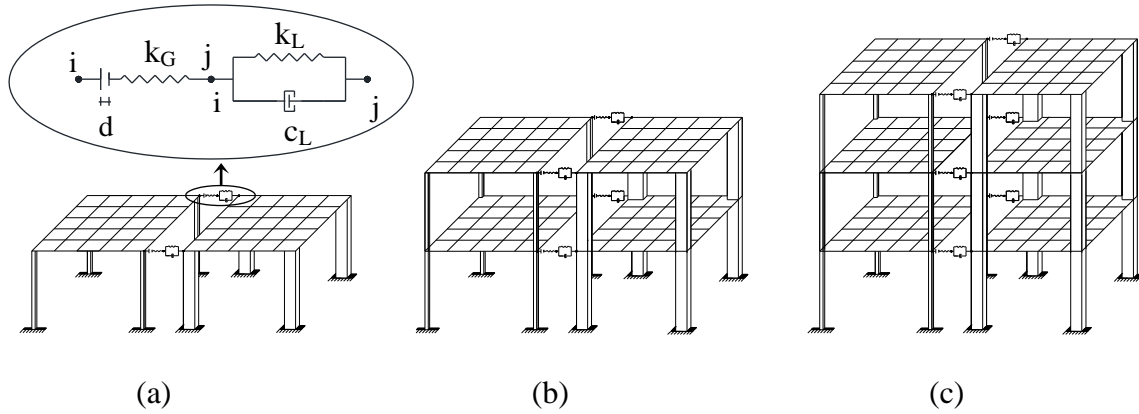
Şekil 2.3 (a)'da görülen binalar için; toplam bina yüksekliği 3.5m'dir. Dolayısıyla boşluk miktarı $d = 3$ cm (minimum değer) alınmıştır.

Şekil 2.3 (b)'de görülen binalar için; toplam bina yüksekliği 7m'dir. Dolayısıyla boşluk miktarı $d = 3$ cm alınmıştır.

Şekil 2.3 (c)'de görülen binalar için; toplam bina yüksekliği 10.5m'dir. Dolayısıyla boşluk miktarı $d = 3+1 = 4$ cm alınmıştır.

2.3.4. Linear Olmayan Elastik ile Linear Viskoelastik Yay Modeli

Bu modelde, lineer olmayan elastik yay (Hertz) elemanı ile lineer viskoelastik yay (Kelvin-Voigt) elemanı birleştirilerek oluşturulmuştur. Yaylar Şekil 2.4'te görüldüğü gibi birbiri ardına seri olarak bağlanmıştır. Dolayısıyla tek modelde hem viskoelastik eleman hem de lineer olmayan eleman kullanılmış olmaktadır. Lineer viskoelastik yay elemanı tüm deprem süresince tanımlandığı noktalar arasında çalışmaktadır. Lineer olmayan elastik elemana tanımlanan boşluk miktarının sıfırdan küçük olması koşulunda çalışacaktır.



Şekil 2.4. (a) Tek katlı, (b) iki katlı, (c) üç katlı komşu binalarda lineer olmayan elastik ile lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri

Burada lineer viskoelastik yay sabiti $k_L = 9.35 \times 10^7$ N/m alınmıştır. Lineer olmayan elastik yay sabiti ise bu değerın 100 katı ($k_G = 100 \times k_L$) kadar alınmıştır (Ohta vd., 2006). Bu durumda lineer olmayan elastik yay, boşluk kapandığında rijit elemanmış gibi davranacaktır. Lineer viskoelastik elemana ait sönüm değerleri ise kat kütlesi ve sönüm oranları değişmediğinden lineer viskoelastik yay modelinde hesaplanan değerlerde aynıdır. Lineer sönüm değerler Tablo 2.2'de gösterilmiştir.

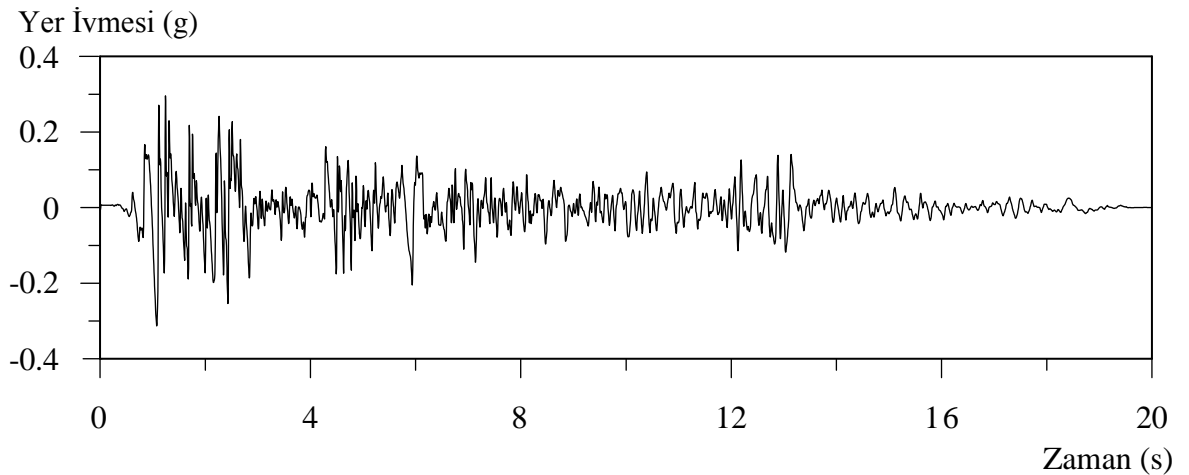
Tablo 2.2. Hertz ile Kelvin-Voigt modellerinde kullanılan lineer sönüm değerleri

$k_L = 9.35 \times 10^7$ N/m $k_G = 9.35 \times 10^9$ N/m	Üç katlı binalar [kg/s]	İki katlı binalar [kg/s]	Tek katlı binalar [kg/s]
1. kat c_{L1}	1.770×10^5	1.770×10^5	1.577×10^5
2. kat c_{L2}	1.770×10^5	1.577×10^5	
3. kat c_{L3}	1.577×10^5		

Binalar arasındaki boşluk miktarları ise bina yükseklikleri değişmediğinden lineer olmayan elastik yay modelinde belirtildiği gibidir. Şekil 2.4 (a)'da görülen tek katlı binalar için $d=3$ cm, (b)'de görülen iki katlı binalar için $d=3$ cm, (c)'de görülen üç katlı binalar için $d=4$ cm'dir.

2.4. Yer Hareketi

SAP2000 programı yardımıyla oluşturulan çarpışma modellerinin dinamik analizinde 1940 yılında meydana gelen El-Centro (İmperial Valley – PGA= 0,313g) depreminin yatay bileşeni kullanılmıştır (URL-4). Söz konusu depremin ivme–zaman değişimi Şekil 2.5'te verilmiştir.



Şekil 2.5. 1940 İmperial Valley depreminin El-Centro kaydına ait ivme-zaman değişimi

3. BULGULAR VE İRDELEMELER

3.1. Giriş

Çalışmanın bu bölümünde, dinamik yük etkisindeki rijit ve esnek iki binanın birbirlerine göre yerdeğiştirmeleri, taban kesme kuvvetlerindeki değişimler, ivme ve hızlarındaki ani değişimler incelenmiştir.

Oluşturulan dört farklı çarpışma modeline göre lineer olmayan analiz sonuçları elde edilmiştir. Böylece lineer elastik yay, lineer viskoelastik yay (Kelvin-Voigt elemanı), lineer olmayan elastik yay (Hertz boşluk elemanı) ve lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay kullanılarak elde edilen bulgular karşılaştırmalı olarak grafikler halinde sunulmuştur.

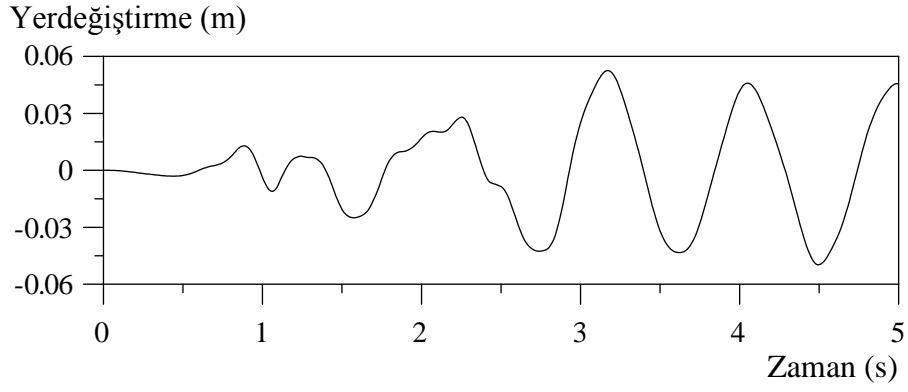
Oluşturulan her model için rijit ve esnek binanın yaptığı en büyük yerdeğiştirmeler belirlenmiştir. Lineer olmayan yay elemanların kullanıldığı modeller için çarpışmanın olduğu zaman aralığı ve aktardığı kuvvet tespit edilmiştir. Lineer yay elemanların kullanıldığı modeller için de yayın deprem süresince aktardığı kuvvetler belirlenerek yayda oluşan en büyük kuvvet tespit edilmiş ve çarpışma kuvveti olarak ele alınmıştır. Böylelikle lineer elastik ve lineer viskoelastik yaylar için elde edilen en büyük kuvvetin oluştuğu zaman aralığı çarpışma zamanı olarak belirlenmiştir.

Grafikler düzenlenirken, deprem ivmesinin büyük olduğu ve çarpışmanın gerçekte olduğu ilk 5 saniyelik veriler karşılaştırılmıştır.

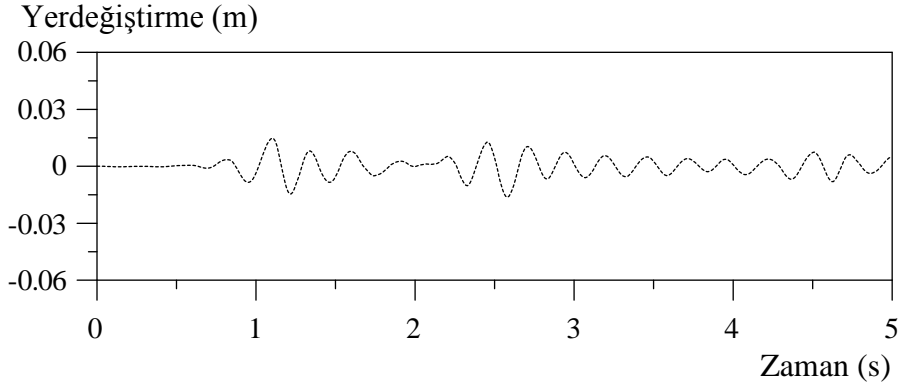
3.2. Üç Katlı Komşu Binalarda Yer Değiştirmeler

3.2.1. Çarpışma Olmaması Durumu

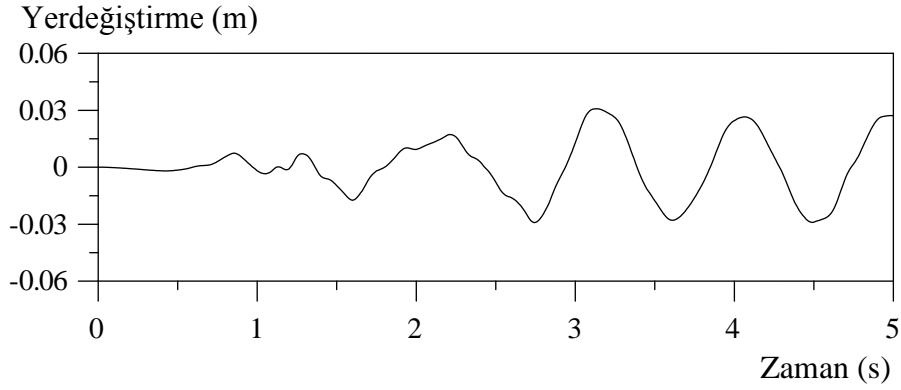
Tasarlanan üç katlı esnek ve rijit binalar tek başlarına düşünöldüklerinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları yerdeğiştirmeler Şekil 3.1, 3.2 ve 3.3'te grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.1 (a) ile belirtilen grafikte; esnek binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 3,17. saniyede 0,052602m olduğu, Şekil 3.1 (b) ile belirtilen grafikte ise; rijit binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 2,58. saniyede -0.01631m olduğu gözlemlenmiştir.



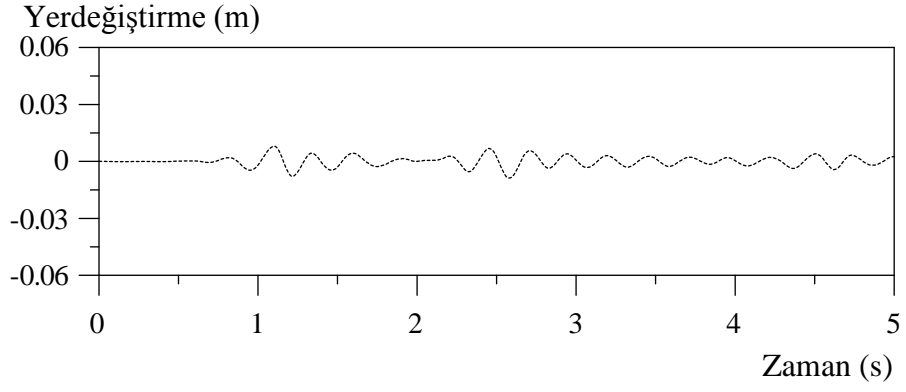
Şekil 3.1. (a) Esnek binanın 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



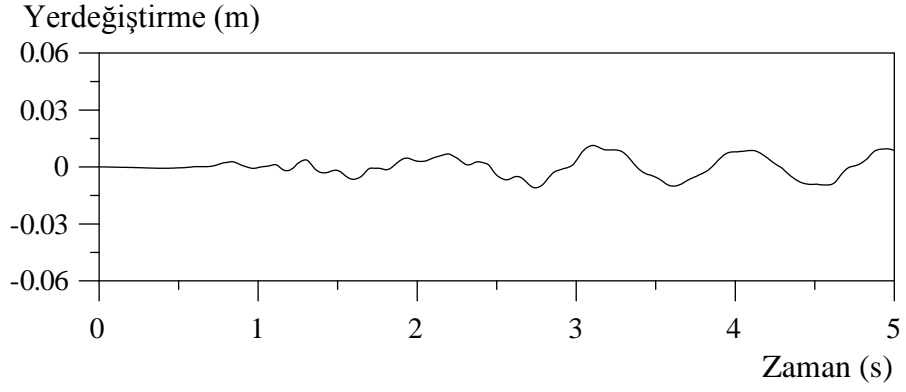
Şekil 3.1. (b) Rijit binanın 3.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



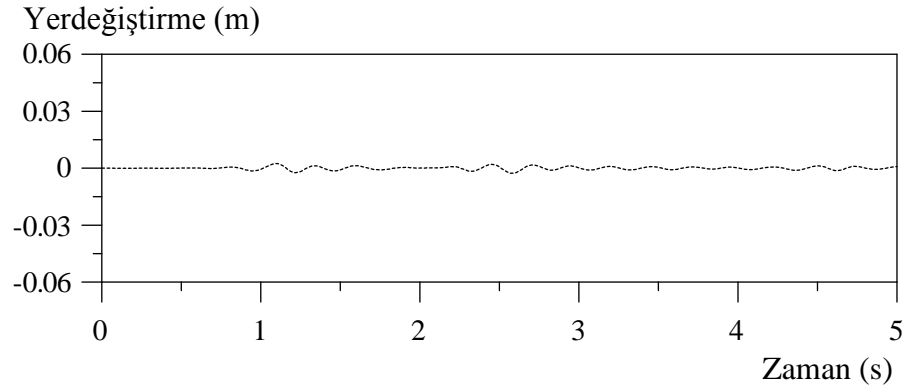
Şekil 3.2. (a) Esnek binanın 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



Şekil 3.2. (b) Rijit binanın 2.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



Şekil 3.3. (a) Esnek binanın 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği

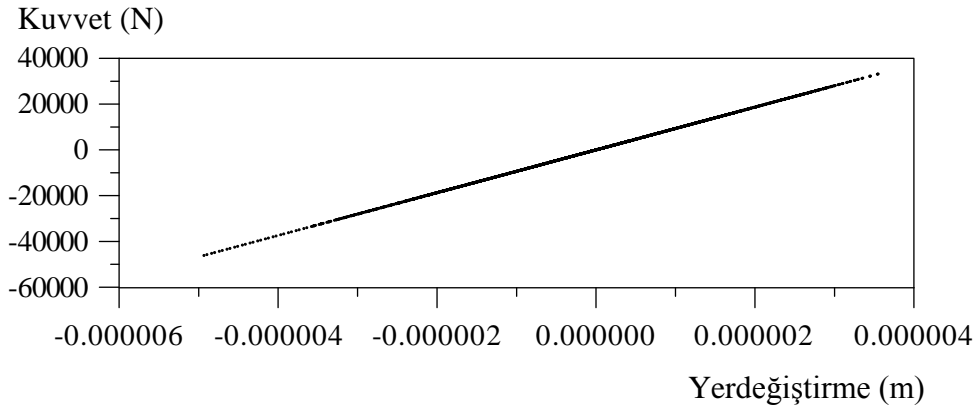


Şekil 3.3. (b) Rijit binanın 1.kat yerdeğiştirme-zaman grafiği

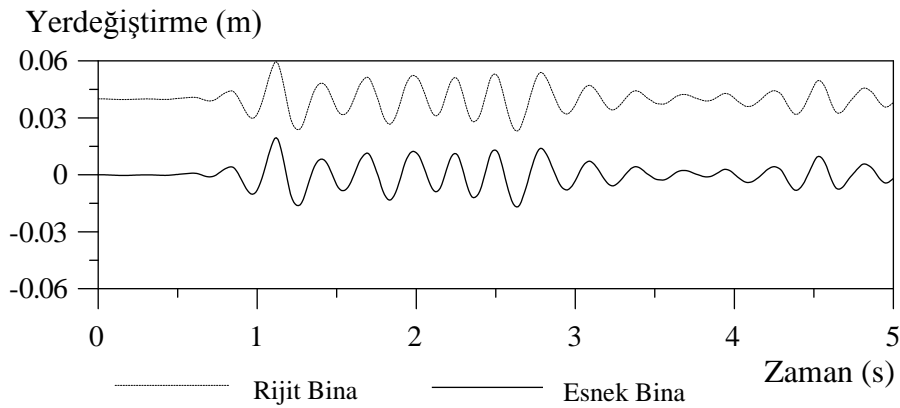
3.2.2. Çarpışma Olması Durumu

3.2.2.1. Lineer Elastik Yay Modeli

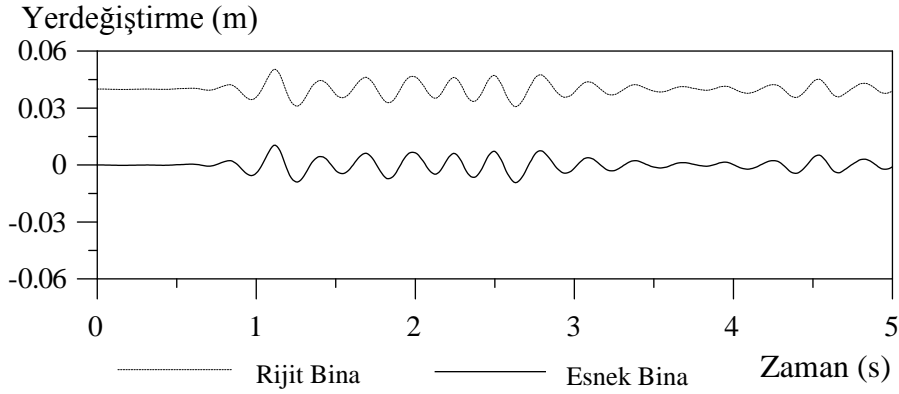
Aralarında 4cm boşluk bulunan üç katlı esnek ve rijit binaların lineer elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yer değiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.5, 3.6 ve 3.7’de grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.5’te belirtilen grafikte; esnek binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 1,12. saniyede 0,019554m olduğu, rijit binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 1,12. saniyede 0,01955m olduğu gözlemlenmiştir. Lineer elastik yayın tüm deprem süresince kuvvet aktardığı göz önüne alınırsa, yayda oluşan en büyük basınç kuvveti çarpışma kuvveti olarak alınabilir. Bu modelde lineer elastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti 3. katta; 1,13. saniyede 46391,3 N değerinde olmaktadır.



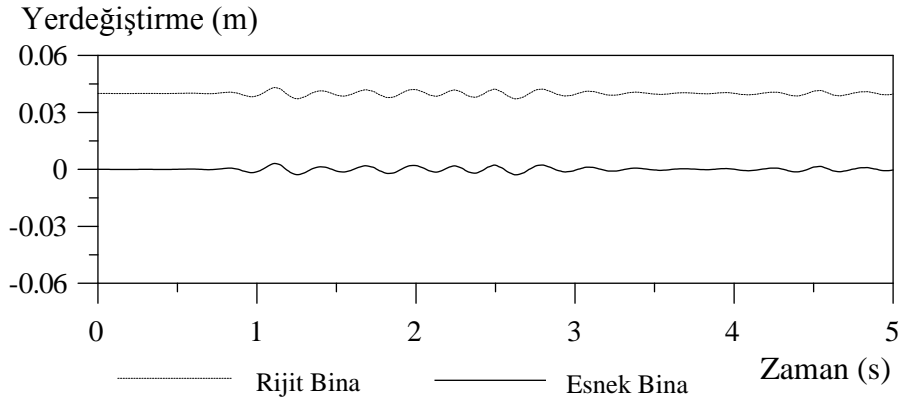
Şekil 3.4. Lineer elastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi



Şekil 3.5. Lineer elastik yay modelinde binaların 3. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri



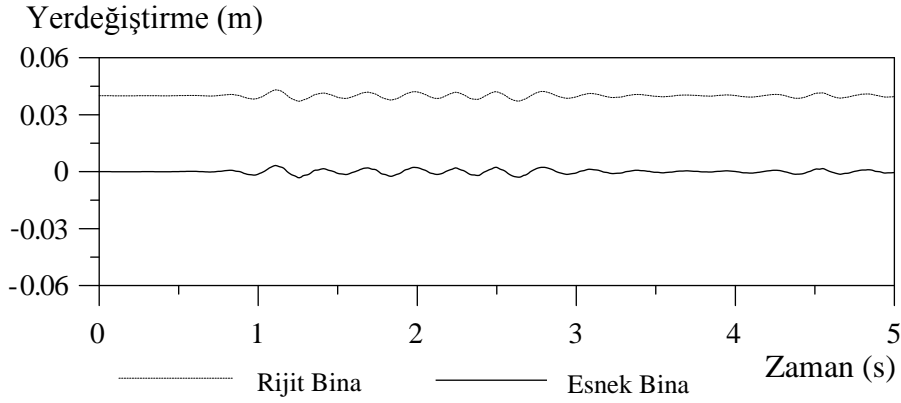
Şekil 3.6. Linear elastik yay modelinde binaların 2. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri



Şekil 3.7. Linear elastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

3.2.2.2. Linear Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli

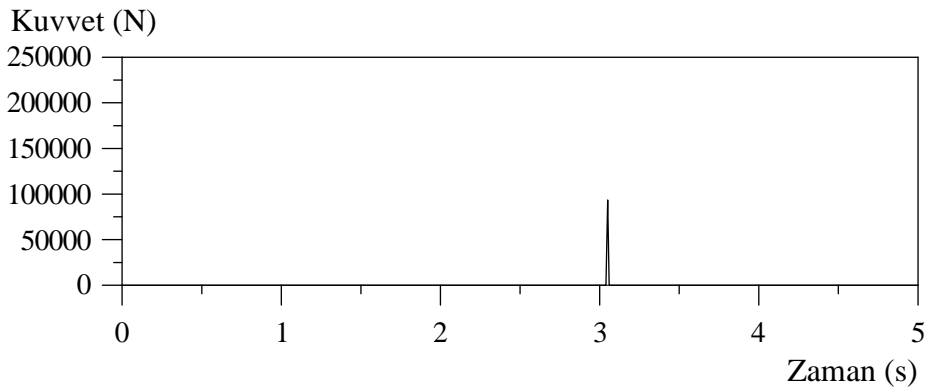
Aralarında 4cm boşluk bulunan üç katlı esnek ve rijit binaların lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.9, 3.10 ve 3.11’de grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.9’da belirtilen grafikte; esnek binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 1,12. saniyede 0,019918m olduğu, rijit binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin de 1,12. saniyede 0,019497m olduğu gözlemlenmiştir. Kelvin-Voigt modelinin tüm deprem süresince kuvvet aktardığı göz önüne alınırsa, lineer viskoelastik yayda oluşan en büyük basınç kuvveti çarpışma kuvveti olarak alınabilir. Linear viskoelastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti 3. katta; 1,13.



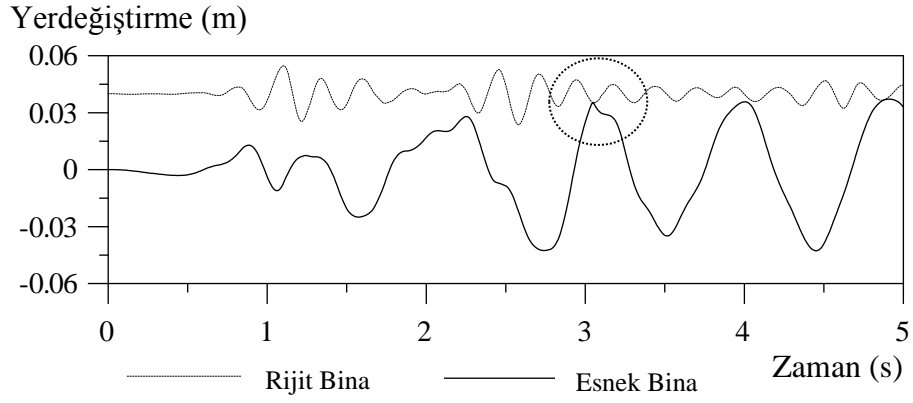
Şekil 3.11. Linear viskoelastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

3.2.2.3. Linear Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli

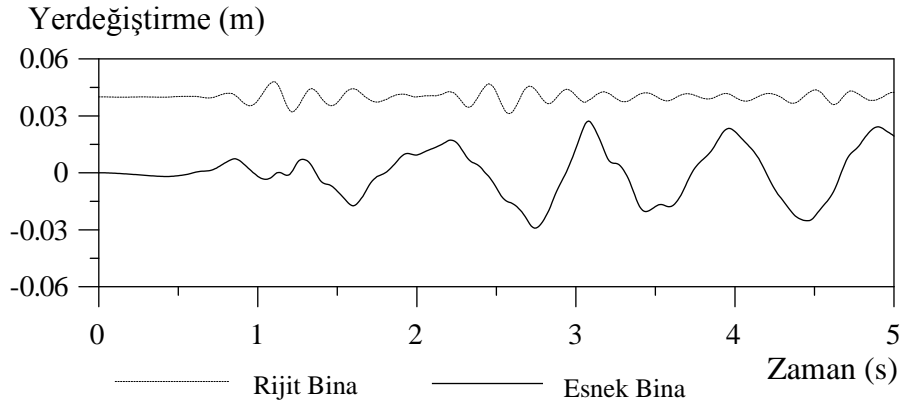
Aralarında 4cm boşluk bulunan üç katlı esnek ve rijit binaların lineer olmayan elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.13, 3.14 ve 3.15'te grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.13'te belirtilen grafikte; esnek binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 4,45. saniyede -0,04274m olduğu, rijit binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin de 2,58. saniyede -0,01631m olduğu gözlemlenmiştir. Hertz modelinde boşluk miktarı (d) tanımlanabildiğinden, lineer olmayan elastik yay, d'nin sıfırdan küçük olması durumunda kuvvet aktarmaktadır. Bu modelde lineer olmayan elastik yayın aktardığı tek kuvvet 3. katta; 3,05. saniyede 93566,85 N değerinde olmaktadır. Şekil 3.12'den de görüldüğü üzere çarpışma bir sefer gerçekleşmektedir.



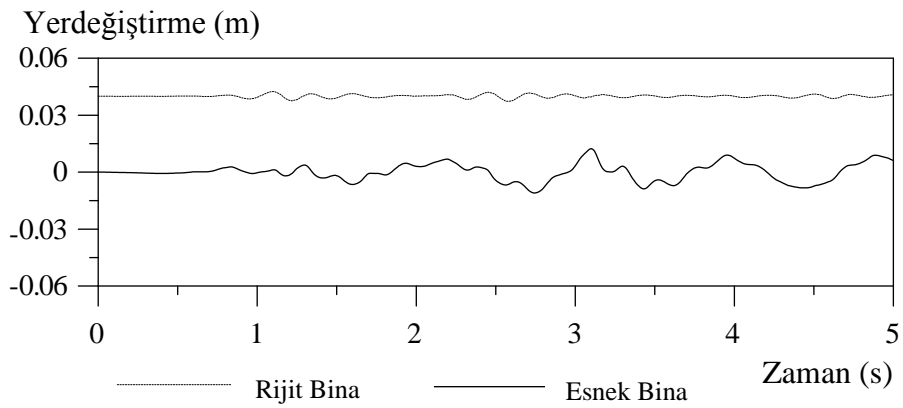
Şekil 3.12. Linear olmayan elastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değışimi



Şekil 3.13. Lineer olmayan elastik yay modelinde binaların 3. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri



Şekil 3.14. Lineer olmayan elastik yay modelinde binaların 2. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

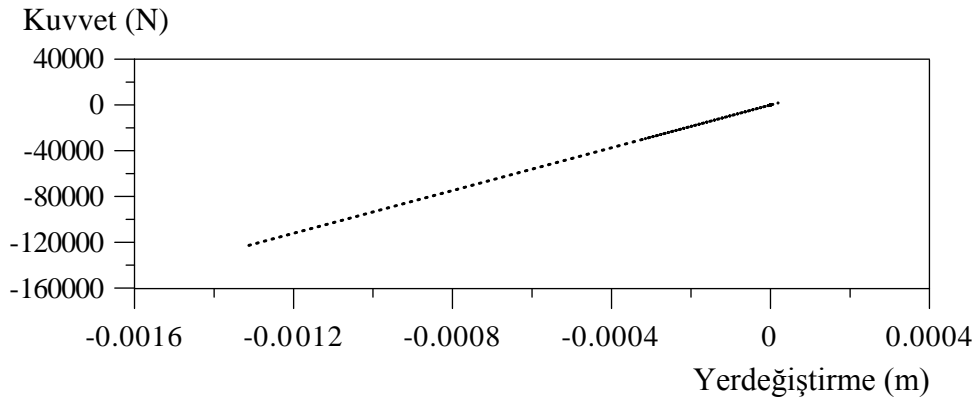


Şekil 3.15. Lineer olmayan elastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

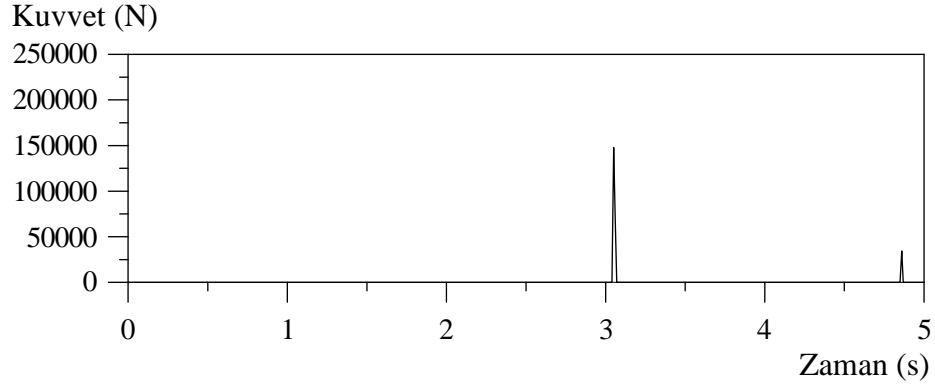
3.2.2.4. Lineer Olmayan Elastik Yay ile Lineer Viskoelastik Yay Modeli

Aralarında 4cm boşluk bulunan üçer katlı esnek ve rijit binaların lineer olmayan elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yer değiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.18, 3.19 ve 3.20’de grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.18’de belirtilen grafikte; esnek binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 4,45. saniyede -0,04355m olduğu, rijit binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin de 2,58. saniyede -0,01631m olduğu gözlemlenmiştir. Hertz ile Kelvin-Voigt elemanlarının birleştirilmesiyle oluşturulan bu modelde lineer olmayan elastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti 3. katta; 3,05. saniyede 147895,37 N değerinde olmaktadır. Şekil 3.17 ve 3.18’de de görüldüğü üzere çarpışma iki sefer gerçekleşmektedir. Lineer viskoelastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti ise 3. katta; 3,05. saniyede 123458 N değerinde olmaktadır.

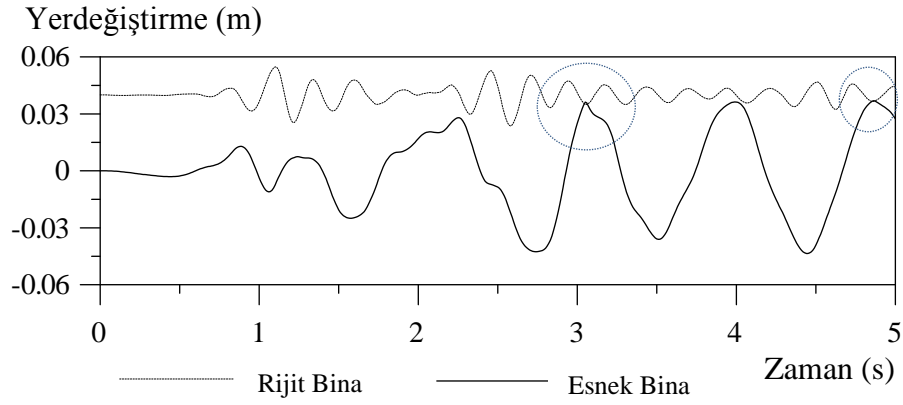
İki farklı özellikte yay kullanılması durumunda yayların birlikte çalıştığı 3,05. saniyede elde edilmiş verilerden anlaşılmaktadır. Bu durumda aynı anda hem lineer olmayan yay özelliğinden yararlanılabilmekte hem de sönüm temsil edilebilmiş olmaktadır. Ancak, aynı zaman diliminde iki yayın aktardığı kuvvetin aynı şiddette olmadığı gözlemlenmiştir. Şekil 3.16’da lineer viskoelastik yay için kuvvet-yerdeğiştirme grafiği verilmiştir.



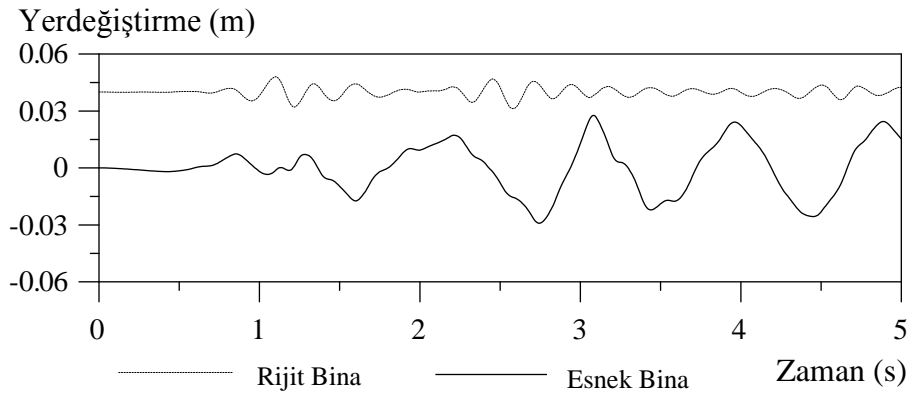
Şekil 3.16. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer viskoelastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi



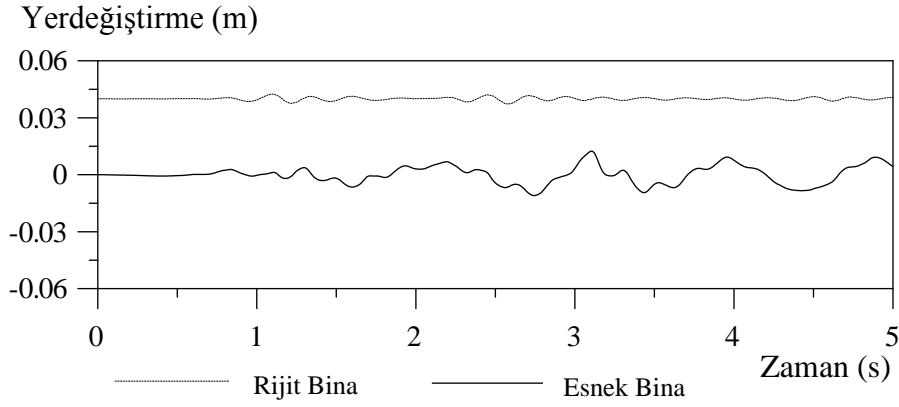
Şekil 3.17. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer olmayan elastik yay elemanının 3. kattaki kuvvet değişimi



Şekil 3.18. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde binaların 3. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri



Şekil 3.19. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde binaların 2. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

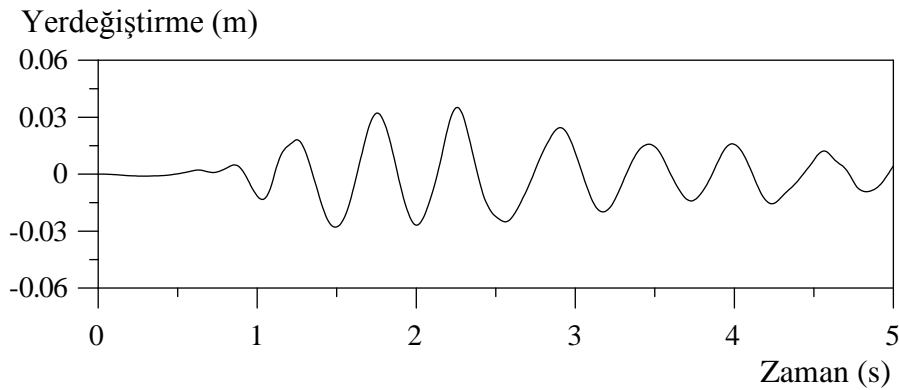


Şekil 3.20. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

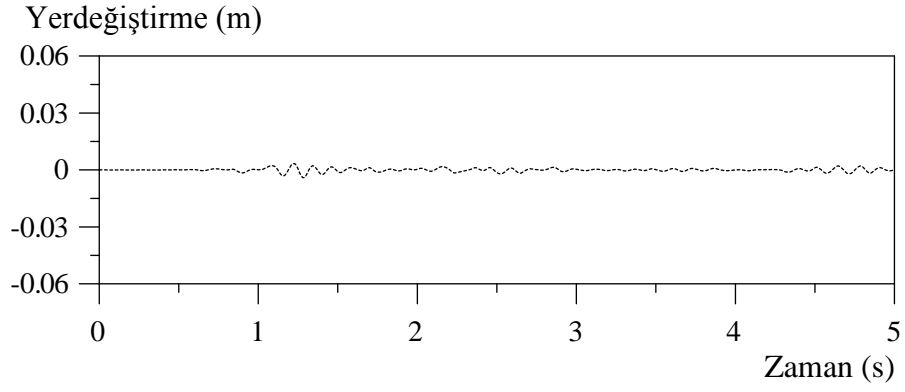
3.3. İki Katlı Komşu Binalarda Yer Değiştirmeler

3.3.1. Çarpışma Olmaması Durumundaki

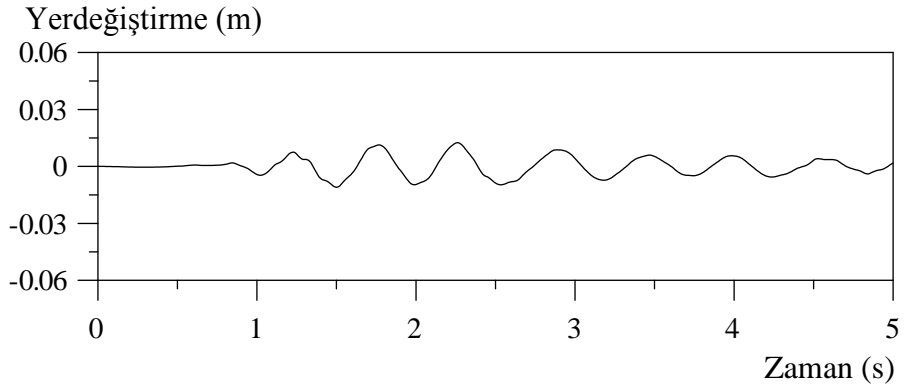
Tasarlanan iki katlı esnek ve rijit binalar tek başlarına düşünöldüklerinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğruItuda yapacakları yerdeğiştirmeler Şekil 3.21, 3.22 ve 3.23'te grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.21 (a)'da belirtilen grafikte; esnek binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 2,26. saniyede 0,035186m olduğu, Şekil 3.21 (b)'de belirtilen grafikte ise; rijit binanın 3. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 1,22. saniyede 0.01661m olduğu gözlemlenmiştir.



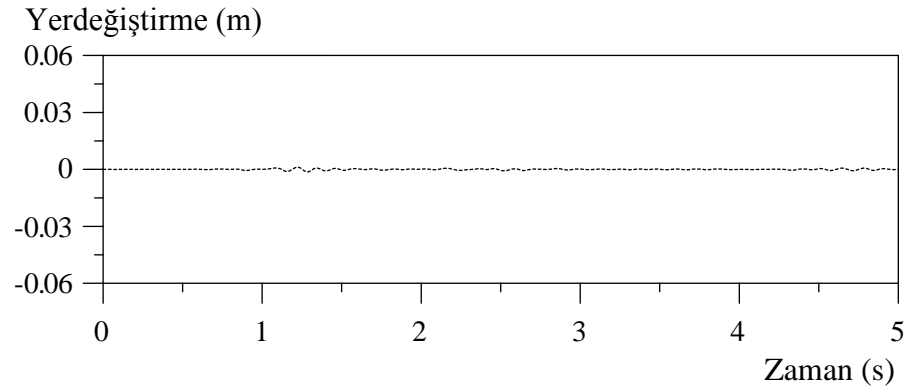
Şekil 3.21. (a) Esnek binanın 2. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



Şekil 3.21. (b) Rijit binanın 2. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



Şekil 3.22. (a) Esnek binanın 1. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği

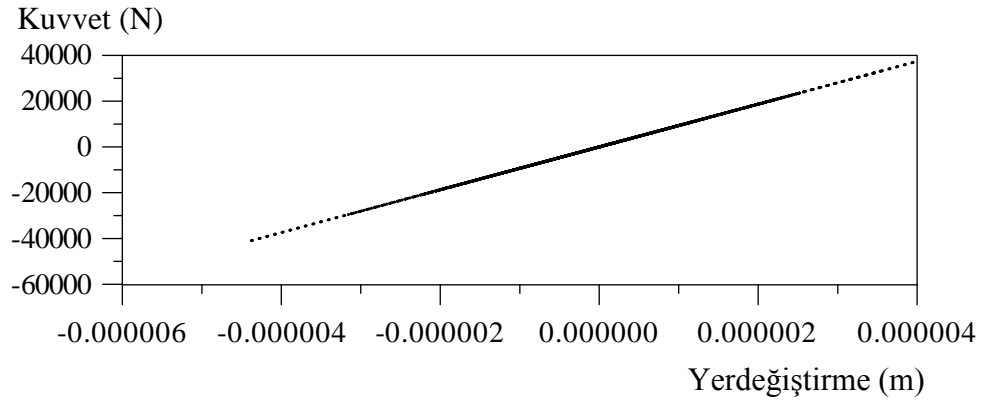


Şekil 3.22. (b) Rijit binanın 1. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği

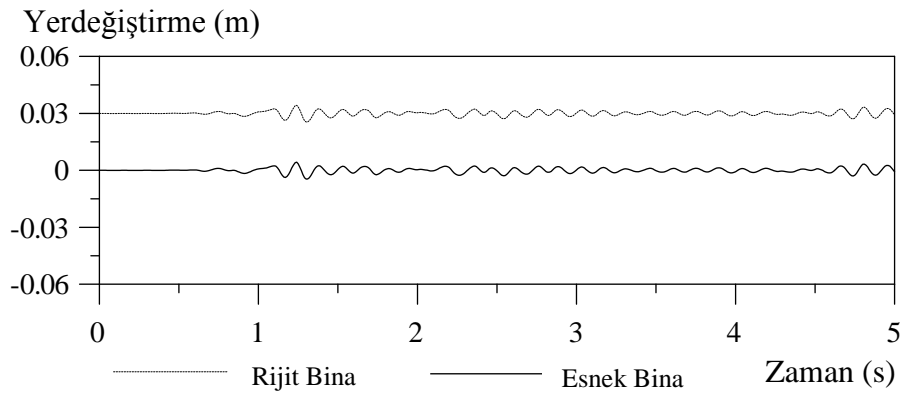
3.3.2. Çarpışma Olması Durumu

3.3.2.1. Lineer Elastik Yay Modeli

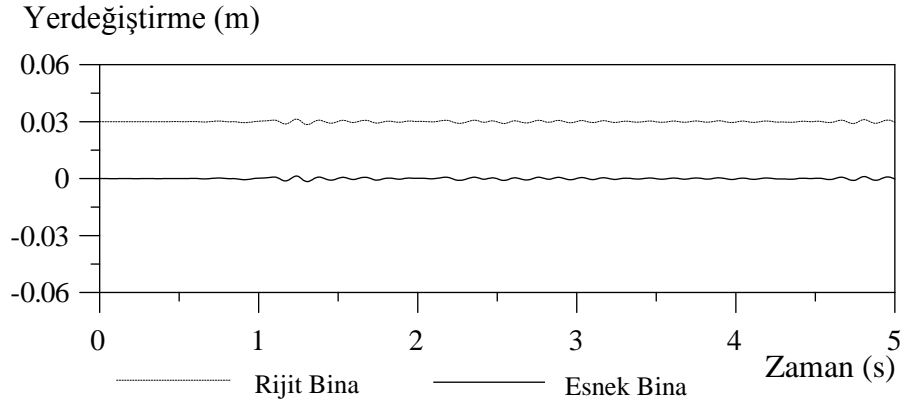
Aralarında 3cm boşluk bulunan iki katlı esnek ve rijit binaların lineer elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.24 ve 3.25'te grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.24'te belirtilen grafikte; esnek binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 1,3. saniyede -0,00458m olduğu, rijit binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin de 1,3. saniyede -0,00457m olduğu gözlemlenmiştir. Lineer elastik yayın tüm deprem süresince kuvvet aktardığı göz önüne alınırsa, yayda oluşan en büyük basınç kuvveti çarpışma kuvveti olarak alınabilir. Bu modelde lineer elastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti 2. katta; 1,24. saniyede 41311,9 N değerinde olmaktadır.



Şekil 3.23. Lineer elastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değerini



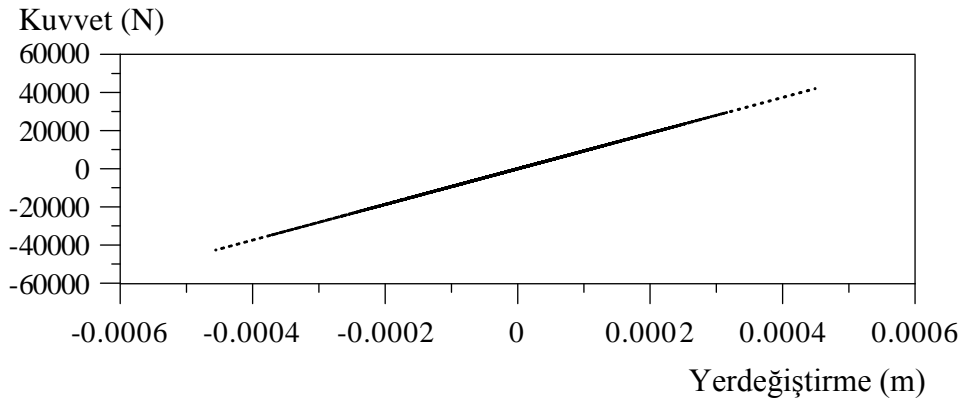
Şekil 3.24. Lineer elastik yay modelinde binaların 2. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri



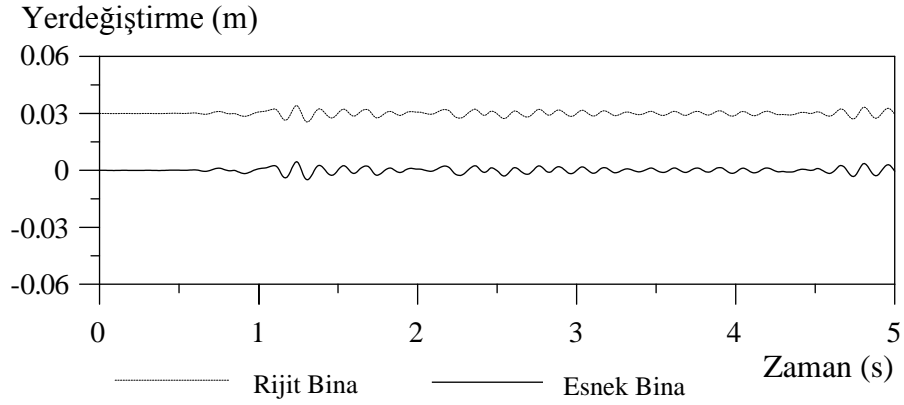
Şekil 3.25. Linear elastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

3.3.2.2. Linear Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli

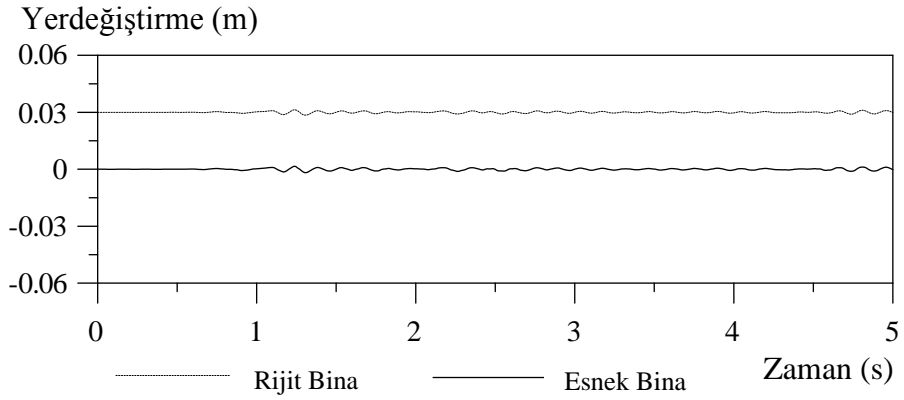
Aralarında 3cm boşluk bulunan iki katlı esnek ve rijit binaların lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.27 ve 3.28'de grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.27'de belirtilen grafikte; esnek binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 1,31. saniyede -0,00492m olduğu, rijit binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin de 1,21. saniyede -0,00447m olduğu gözlemlenmiştir. Lineer viskoelastik yayın tüm deprem süresince kuvvet aktardığı göz önüne alınırsa, yayda oluşan en büyük basınç kuvveti çarpışma kuvveti olarak alınabilir. Bu modelde lineer viskoelastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti 2. katta; 1,25. saniyede 42721,6 N değerinde olmaktadır. Şekil 3.26'da kuvvet-yerdeğiştirme grafiği verilmiştir.



Şekil 3.26. Linear viskoelastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi



Şekil 3.27. Lineer viskoelastik yay modelinde binaların 2. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

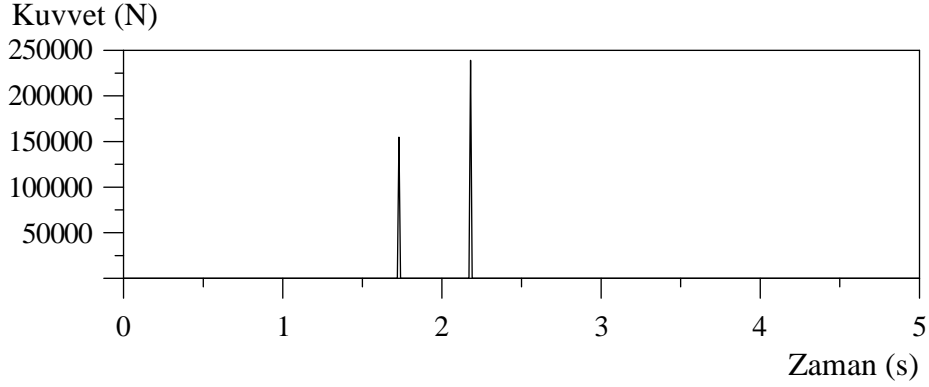


Şekil 3.28. Lineer viskoelastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

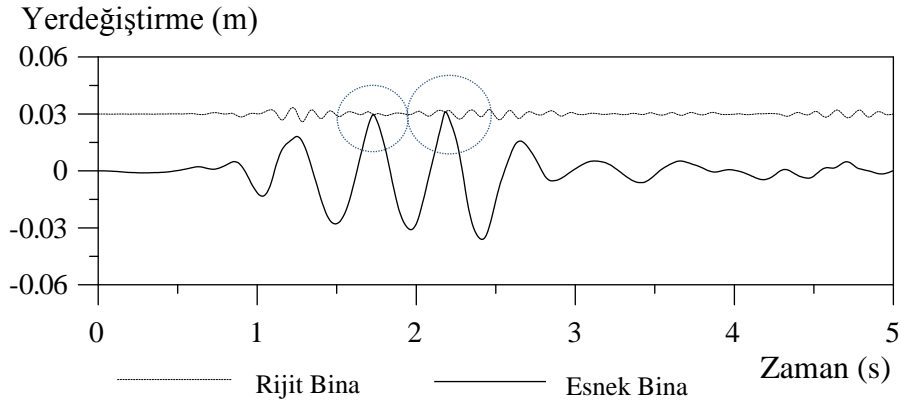
3.3.2.3. Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli

Aralarında 3cm boşluk bulunan iki katlı esnek ve rijit binaların lineer olmayan elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.30 ve 3.31'de grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.30'da belirtilen grafikte; esnek binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 2,41. saniyede -0,03611m olduğu, rijit binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin de 1,28. saniyede -0,00409m olduğu gözlemlenmiştir. Hertz modelinde boşluk miktarı (d) tanımlanabildiğinden, lineer olmayan elastik yay, d'nin sıfırdan küçük olması durumunda kuvvet aktarmaktadır. Bu modelde lineer olmayan elastik yayın aktardığı iki basınç kuvveti de 3. katta elde edilmiş ve en

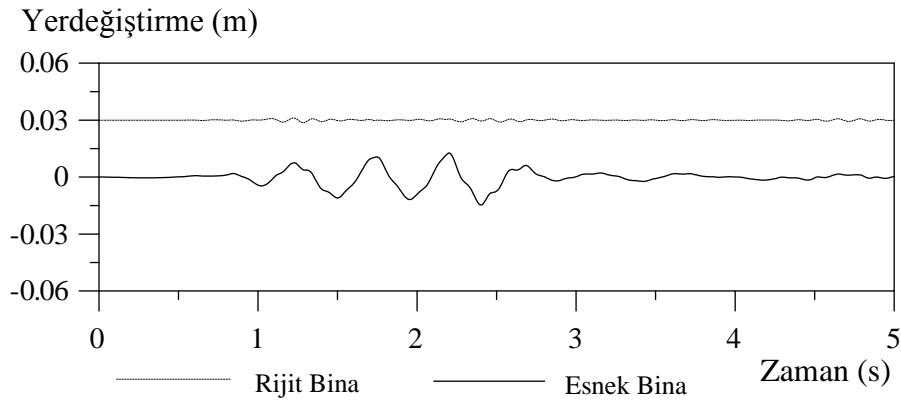
büyük değerinin 2,18. saniyede 239038,24 N olduğu belirlenmiştir. Çarpışma zamanları ve şiddetleri Şekil 3.29'da görülmektedir.



Şekil 3.29. Lineer olmayan elastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi



Şekil 3.30. Lineer olmayan elastik yay modelinde binaların 2. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

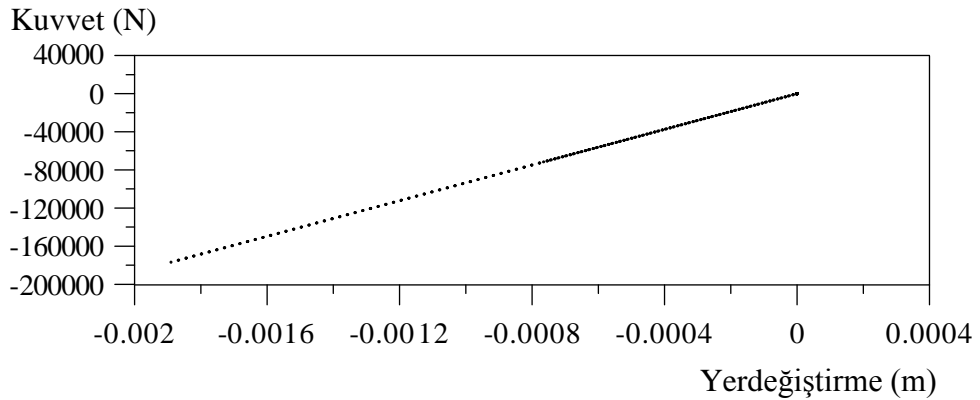


Şekil 3.31. Lineer olmayan elastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

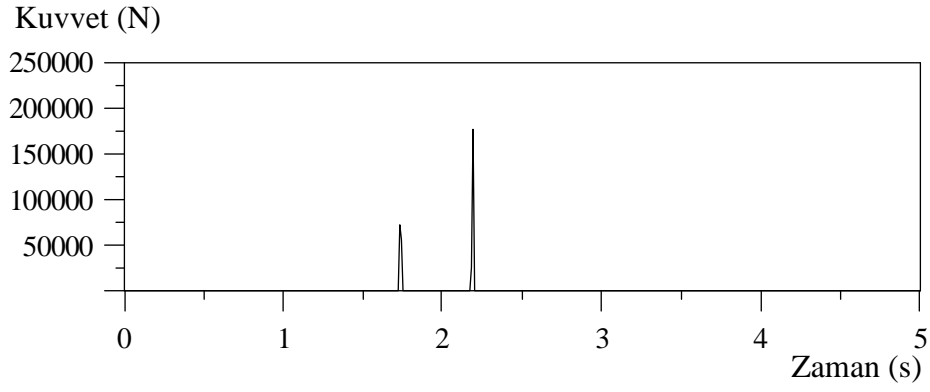
3.3.2.4. Lineer Olmayan Elastik Yay ile Lineer Viskoelastik Yay Modeli

Aralarında 3cm boşluk bulunan iki katlı esnek ve rijit binaların lineer olmayan elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.34 ve 3.35'te grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.34'te belirtilen grafikte; esnek binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin 2,41. saniyede -0,04018m olduğu, rijit binanın 2. katının maksimum yerdeğiştirmesinin de 1,28. saniyede -0,00409m olduğu gözlemlenmiştir. Hertz ile Kelvin-Voigt elemanlarının birleştirilmesiyle oluşturulan bu modelde lineer olmayan elastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti 2. katta; 2,19. saniyede 176985,2 N değerinde olmaktadır. Lineer viskoelastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti ise 2. katta; 2,19. saniyede 176854 N değerinde olmaktadır. Şekil 3.33 ile verilen lineer olmayan elastik yay kuvvet grafiğinden ve Şekil 3.34 ile verilen yerdeğiştirme grafiğinden görüldüğu üzere çarpışma iki sefer gerçekteşmektedir.

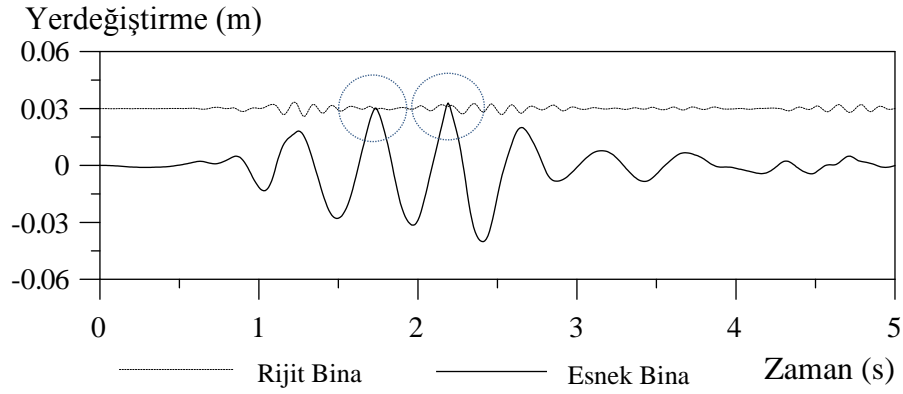
İki farklı özellihte yay kullanılması durumunda yayların birlikte çalıştığı 2,19. saniyede elde edilmiş verilerden anlaşılmaktadır. Bu durumda aynı anda hem lineer olmayan yay özelliğinden yararlanılabilmekte hem de sönüm temsil edilebilmiş olunmaktadır. Burada, üç katlı binalardaki lineer olmayan elastik yay ile lineer elastik yay modelindeki aksine aynı zaman dilimi için lineer olmayan elastik yayın ve lineer viskoelastik yayın aktardığı kuvvetin şiddeti hemen hemen aynıdır. Şekil 3.32'de lineer viskoelastik yay için kuvvet-yerdeğiştirme grafiği verilmiştir.



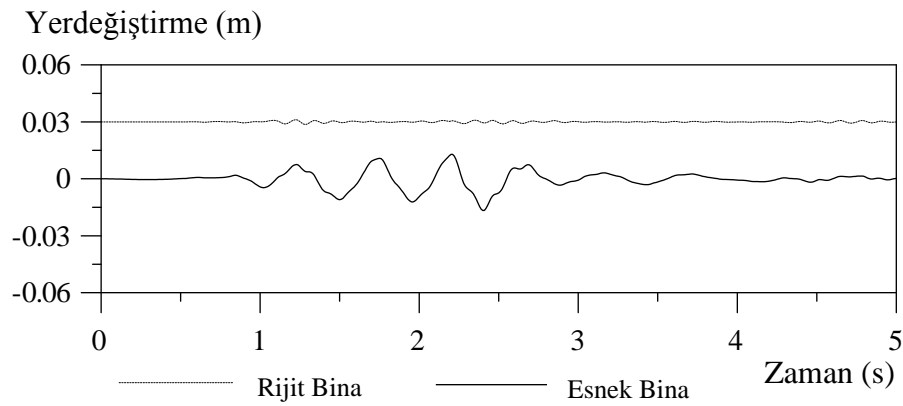
Şekil 3.32. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer viskoelastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi



Şekil 3.33. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde lineer olmayan elastik yay elemanının 2. kattaki kuvvet değişimi



Şekil 3.34. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde binaların 2. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

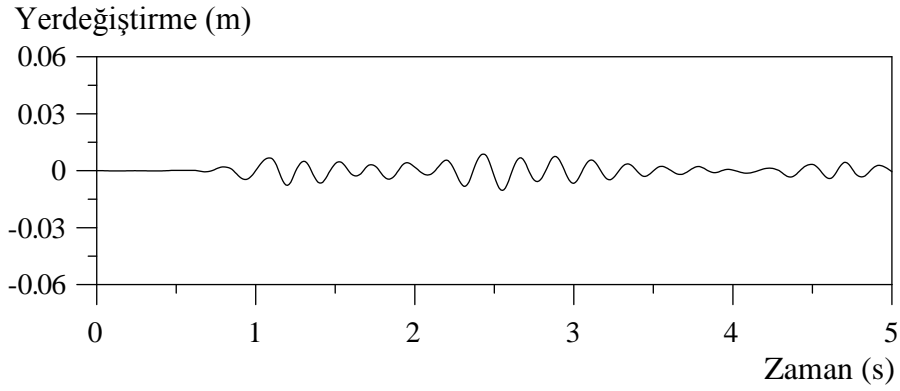


Şekil 3.35. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modelinde binaların 1. katının birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

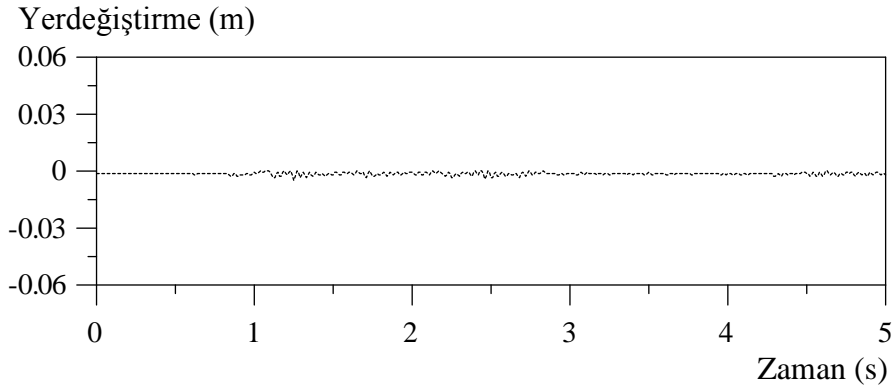
3.4. Tek Katlı Komşu Binalarda Yer Değiştirmeler

3.4.1. Çarpışma Olmaması Durumu

Tasarlanan tek katlı esnek ve rijit binalar tek başlarına düşünüldüklerinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yapacakları yerdeğiştirmeler Şekil 3.36'da grafikler halinde sunulmuştur. Şekil 3.6 (a)'da belirtilen grafikte; esnek binanın maksimum yerdeğiştirmesinin 2,55. saniyede $-0,01042\text{m}$ olduğu, Şekil 3.3 (b)'de belirtilen grafikte ise; rijit binanın yerdeğiştirmesinin 1,25. saniyede -0.00031m olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 3.36. (a) Esnek binanın yerdeğiştirme-zaman grafiği

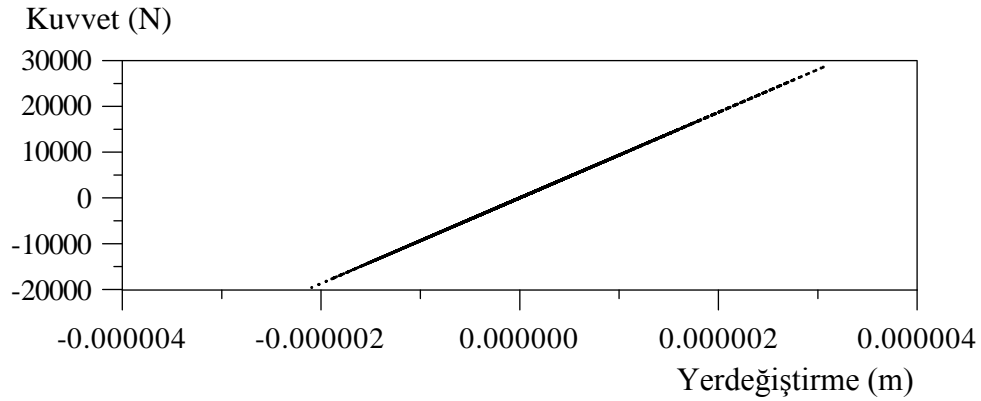


Şekil 3.36. (b) Rijit binanın yerdeğiştirme-zaman grafiği

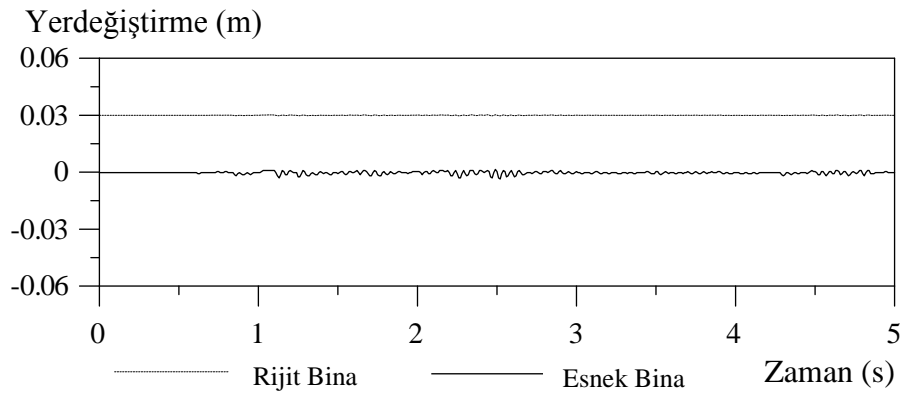
3.4.2. Çarpışma Olması Durumu

3.4.2.1. Lineer Elastik Yay Modeli

Aralarında 3cm boşluk bulunan tek katlı esnek ve rijit binaların lineer elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğiştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.38’de grafik olarak sunulmuştur. Şekil 3.38’de belirtilen grafikte; esnek binanın maksimum yerdeğiştirmesinin 2,52. saniyede -0,00037m olduğu, rijit binanın maksimum yerdeğiştirmesinin de 2,52. saniyede -0,00037m olduğu gözlemlenmiştir. Lineer elastik yayın tüm deprem süresince kuvvet aktardığı göz önüne alınırsa, yayda oluşan en büyük basınç kuvveti çarpışma kuvveti olarak alınabilir. Bu modelde lineer elastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti; 2,49. saniyede 19591,5 N değerinde olmaktadır.



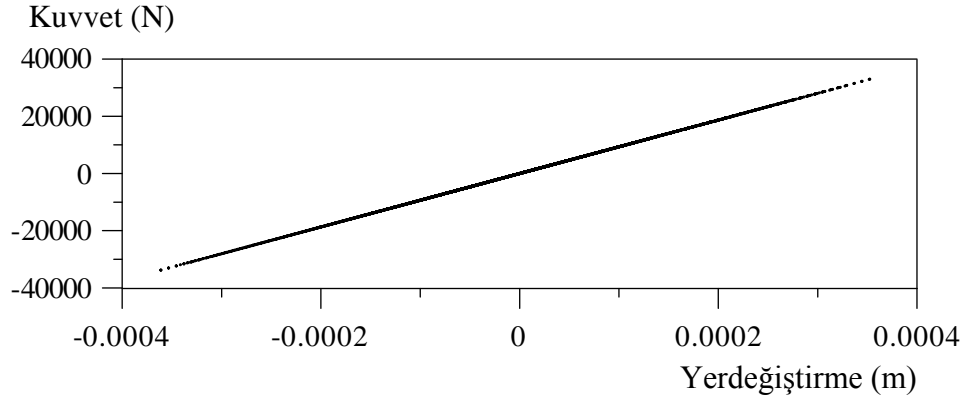
Şekil 3.37. Lineer elastik yay elemanın kuvvet değişimi



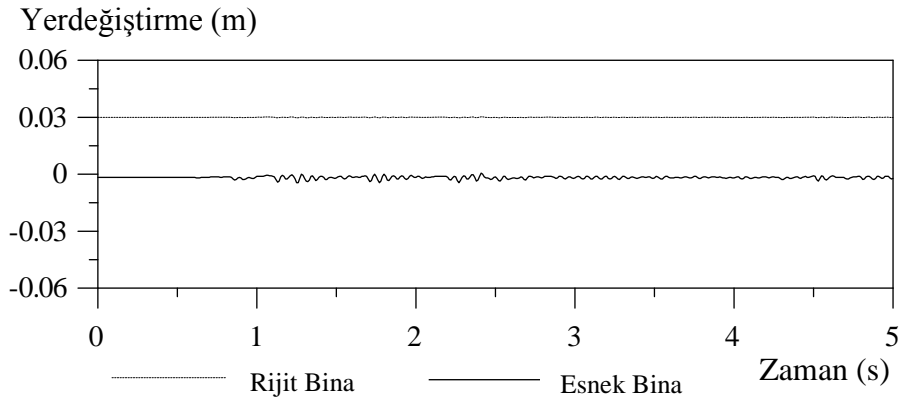
Şekil 3.38. Lineer elastik yay modelinde binaların birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

3.4.2.2. Lineer Viskoelastik Yay (Kelvin-Voigt) Modeli

Aralarında 3cm boşluk bulunan tek katlı esnek ve rijit binaların lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğıştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.40'ta grafik olarak sunulmuştur. Grafikte; esnek binanın maksimum yerdeğıştirmesinin 1,25. saniyede -0,00062m olduğu, rijit binanın maksimum yerdeğıştirmesinin de 1,77. saniyede -0,00035m olduğu gözlemlenmiştir. Lineer viskoelastik yayın tüm deprem süresince kuvvet aktardığı göz önüne alınırsa, yayda oluşan en büyük basınç kuvveti çarpışma kuvveti olarak alınabilir. Bu modelde lineer viskoelastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti; 2,41. saniyede 34132,6 N değerinde olmaktadır. Şekil 3.39'da kuvvet-yerdeğıştirme grafiği verilmiştir.



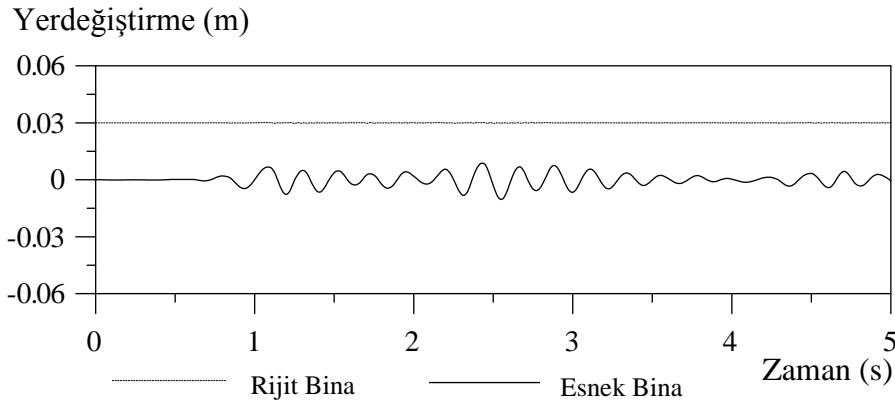
Şekil 3.39. Lineer viskoelastik yay elemanının kuvvet değişimi



Şekil 3.40. Lineer viskoelastik yay modelinde binaların birbirlerine göre rölatif yerdeğıştirmeleri

3.4.2.3. Lineer Olmayan Elastik Yay (Hertz) Modeli

Aralarında 3cm boşluk bulunan tek katlı esnek ve rijit binaların lineer olmayan elastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğıştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.41’de grafik olarak sunulmuştur. Grafikte; esnek binanın maksimum yerdeğıştirmesinin 2,55. saniyede -0,01042m olduğu, rijit binanın maksimum yerdeğıştirmesinin de 1,25. saniyede -0,00031m olduğu gözlemlenmiştir. Hertz modelinde boşluk miktarı (d) tanımlanabildiğinden, lineer olmayan elastik yay, d’nin sıfırdan küçük olması durumunda kuvvet aktarmaktadır. Bu modelde lineer olmayan elastik yayın hiç kuvvet aktarmadığı tespit edilmiştir. Dolayısıyla; tek katlı bu iki bina lineer olmayan elastik yay modeline göre çarpışmamaktadırlar.

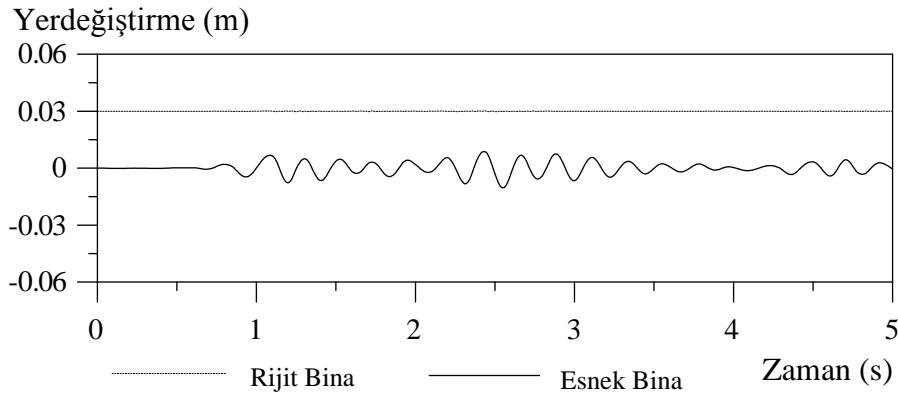


Şekil 3.41. Lineer olmayan elastik yay modelinde binaların birbirlerine göre rölatif yerdeğıştirmeleri

3.4.2.4. Lineer Olmayan Elastik Yay ile Lineer Viskoelastik Yay Modeli

Aralarında 3cm boşluk bulunan tek katlı esnek ve rijit binaların lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelinde; El-Centro depremi sırasında yatay doğrultuda yaptıkları rölatif yerdeğıştirmeler karşılaştırmalı olarak Şekil 3.42’de grafik olarak sunulmuştur. Grafikte; esnek binanın maksimum yerdeğıştirmesinin 2,55. saniyede -0,01042m olduğu, rijit binanın maksimum yerdeğıştirmesinin de 1,25. saniyede -0,00031m olduğu gözlemlenmiştir. Bu modelde lineer viskoelastik yayın aktardığı en büyük basınç kuvveti; 1,71. saniyede 0,00017 N

değerinde olmaktadır. Ancak Hertz ile Kelvin-Voigt elemanlarının birleştirilmesiyle oluşturulan bu modelde lineer olmayan elastik yayın hiç kuvvet aktarmadığı tespit edilmiştir. Dolayısıyla, bu modelde de yaylar kuvvet aktarmadığından çarpışma meydana gelmemektedir.

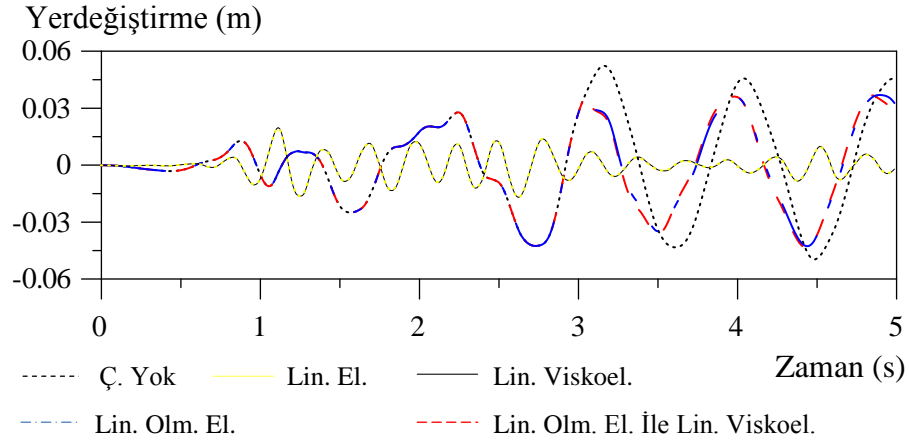


Şekil 3.42. Lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik modelinde binaların birbirlerine göre rölatif yerdeğiştirmeleri

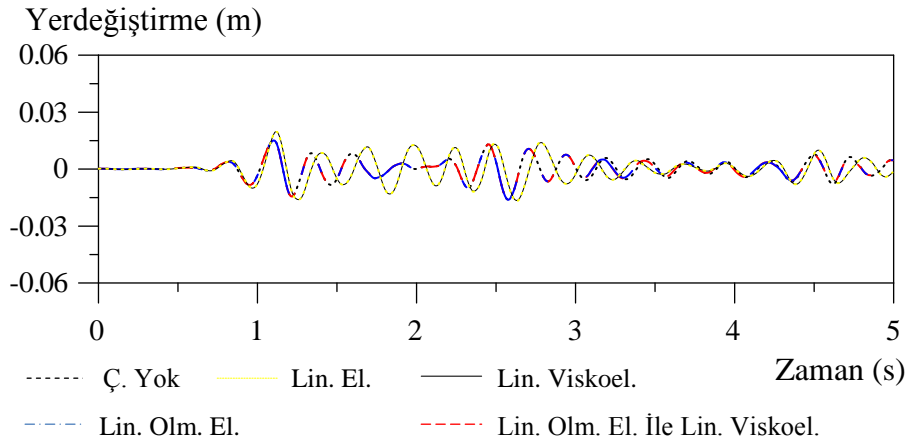
3.5. Karşılaştırmalar

3.5.1. Yerdeğiştirme

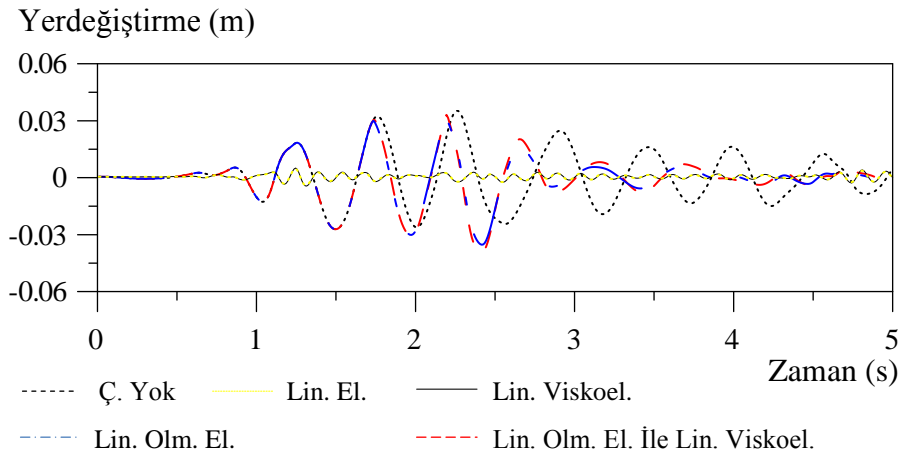
Elde edilen analiz sonuçlarına göre çarpışma olmaması durumunda esnek yapının en büyük yerdeğiştirme değerinin çarpışma modelleri kullanılarak elde edilen değerlerden daha büyük olduğu tespit edilmiştir. Şekil 3.43 (a) ve 3.44 (a)'da görüldüğü gibi üç ve iki katlı binalarda lineer olmayan elastik yay ve lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yay modellerinin davranışları çarpışma zamanına kadar çarpışma olmaması durumuyla aynı, çarpışmadan sonraki davranışları farklı olmaktadır. Şekil 3.45 (a) ile belirtilen grafikte görüldüğü üzere tek katlı binada lineer olmayan elastik yay ve lineer olmayan elastik yay ile lineer viskoelastik yayın davranışları çarpışma olmaması durumuyla aynıdır. Dolayısıyla tek katlı binalarda lineer olmayan yay elemanlarla oluşturulan modellerde çarpışmanın gerçekleşmediği yerdeğiştirme-zaman grafiğine bakılarak söylenebilir. Üç, iki ve tek katlı binalar için lineer elastik yay ve lineer viskoelastik yay modelindeki esnek bina davranışlarının aynı ve çarpışma olmaması durumundan farklı olduğu belirlenmiştir.



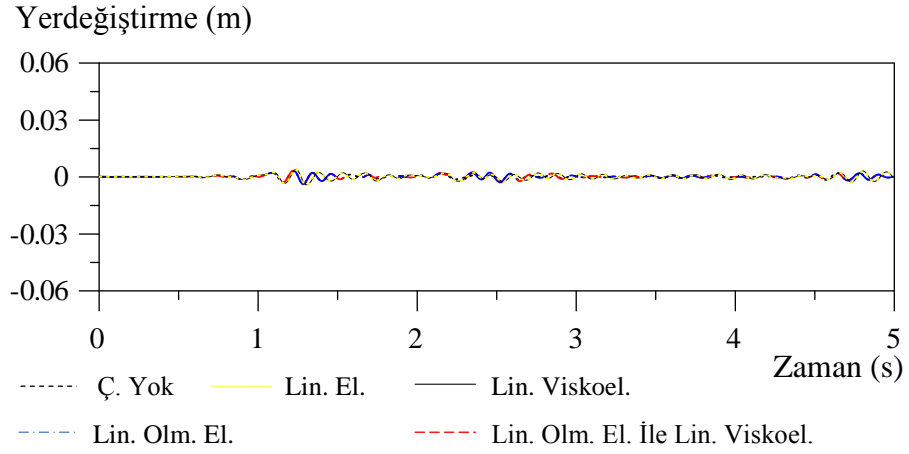
Şekil 3.43. (a) Üç katlı esnek binanın 3. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



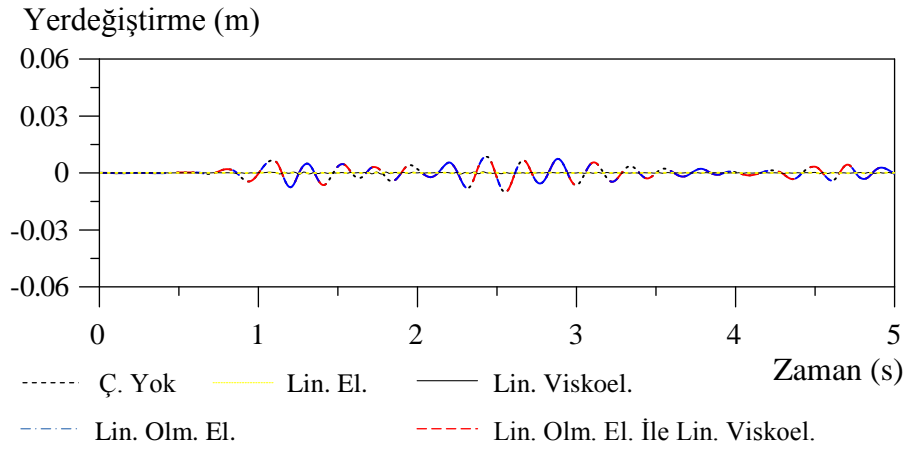
Şekil 3.43. (b) Üç katlı rijit binanın 3. katının yerdeğiştirme-zaman grafiği



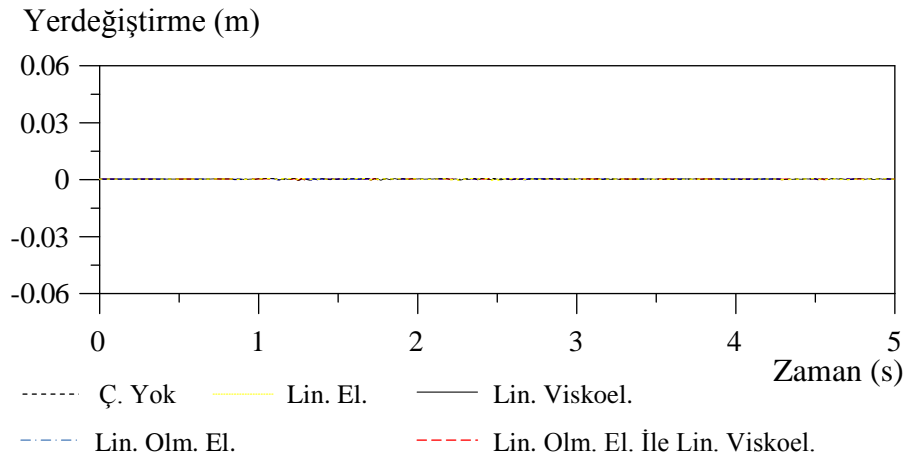
Şekil 3.44. (a) İki katlı esnek binanın 2. katının yerdeğiştirme-zaman grafiği



Şekil 3.44. (b) İki katlı rijit binanın 2. kat yerdeğiştirme-zaman grafiği



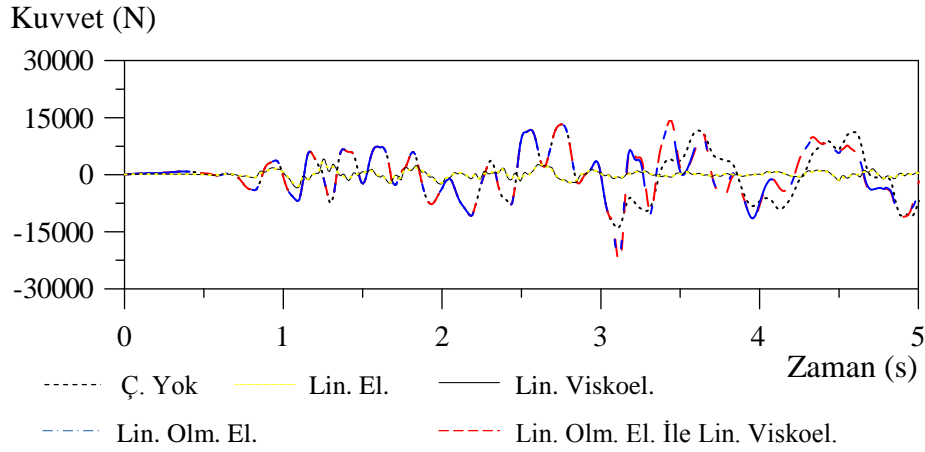
Şekil 3.45. (a) Tek katlı rijit binanın yerdeğiştirme-zaman grafiği



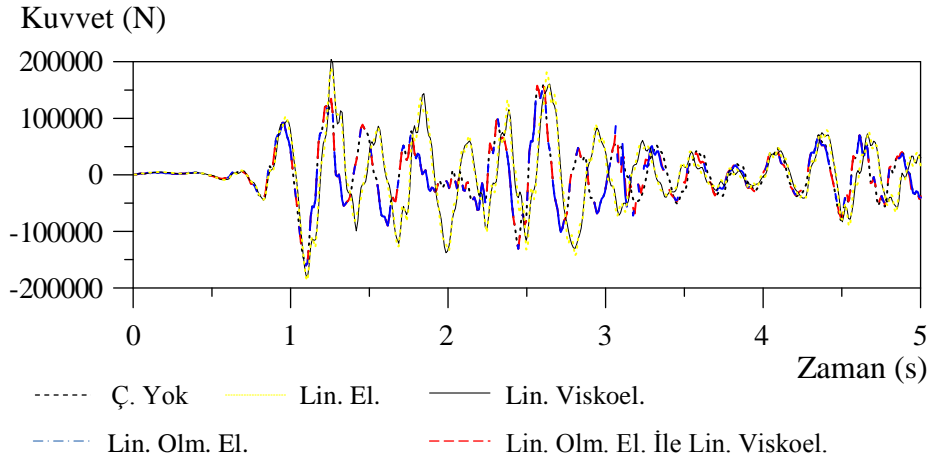
Şekil 3.45. (b) Tek katlı rijit binanın yerdeğiştirme-zaman grafiği

3.5.2. Taban Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması

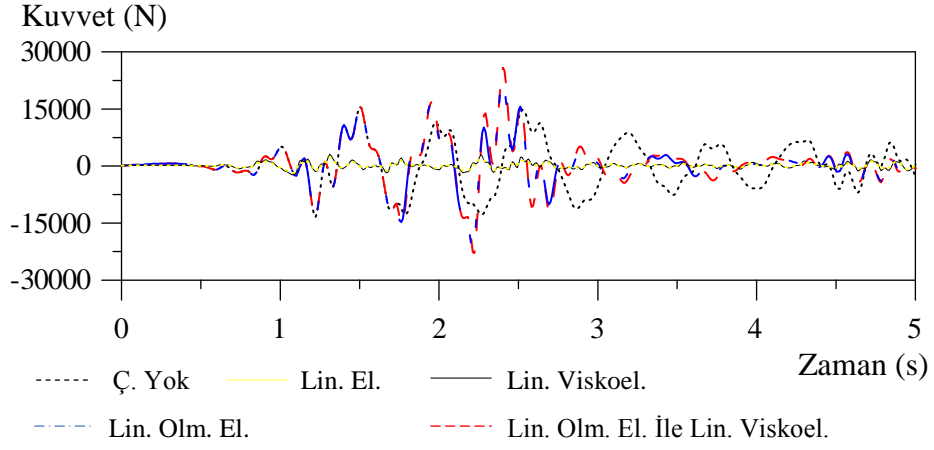
Elde edilen analiz sonuçlarına göre, lineer olmayan elastik yayın kullanıldığı Hertz modeli ve Hertz ile Kelvin-Voigt modeli göz önüne alınırsa esnek binada meydana gelen taban kesme kuvveti değerlerinin çarpışma olmaması durumuna göre kıyaslandığında oldukça büyük olduğu Şekil 3.46 (a) ve 3.47 (a) ile verilen grafiklerde görülmektedir. Rijit bina da ise lineer olmayan elastik yayın kullanıldığı Hertz modeli ve Hertz ile Kelvin-Voigt modelinde meydana gelen zemin kesme kuvveti değerlerinin çarpışma olmamasıyla aynı olduğu Şekil 3.46 (b), 3.47 (b) ve 3.48 (b)'de görülmektedir. Lineer elastik ve lineer viskoelastik modellerindeki zemin kesme kuvveti değerlerinin de çarpışma olmaması durumuyla kıyaslandığında farklı olduğu belirlenmiştir.



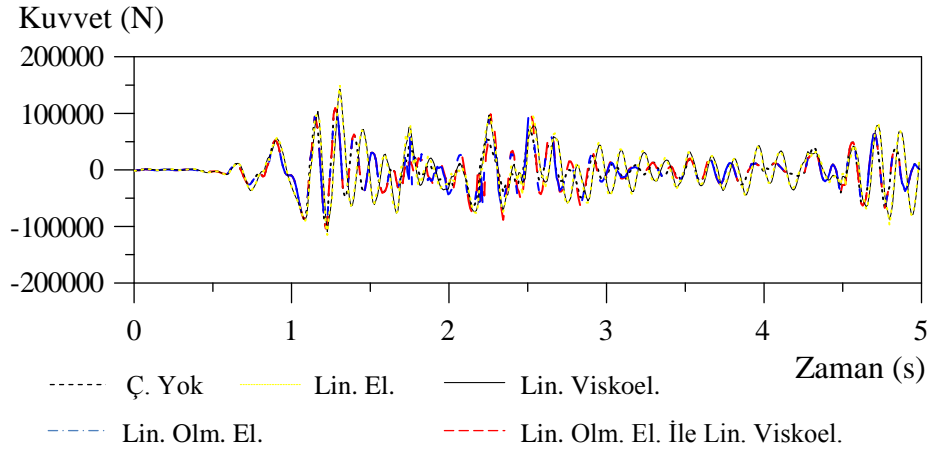
Şekil 3.46. (a) Üç katlı esnek binanın taban kesme kuvvetleri



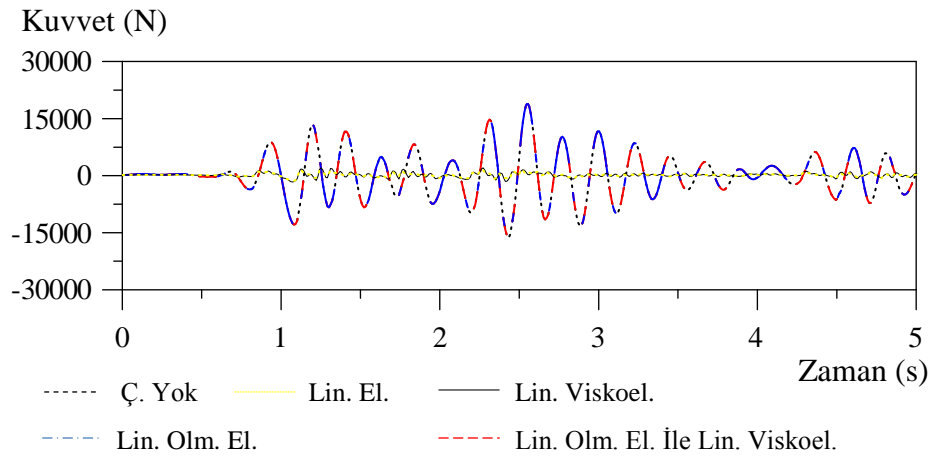
Şekil 3.46. (b) Üç katlı rijit binanın taban kesme kuvvetleri



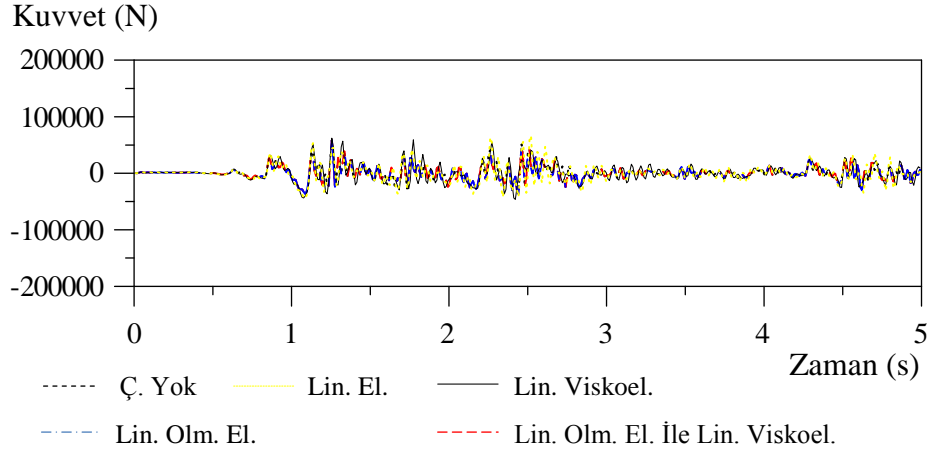
Şekil 3.47. (a) İki katlı esnek binanın taban kesme kuvvetleri



Şekil 3.47. (b) İki katlı rijit binanın taban kesme kuvvetleri

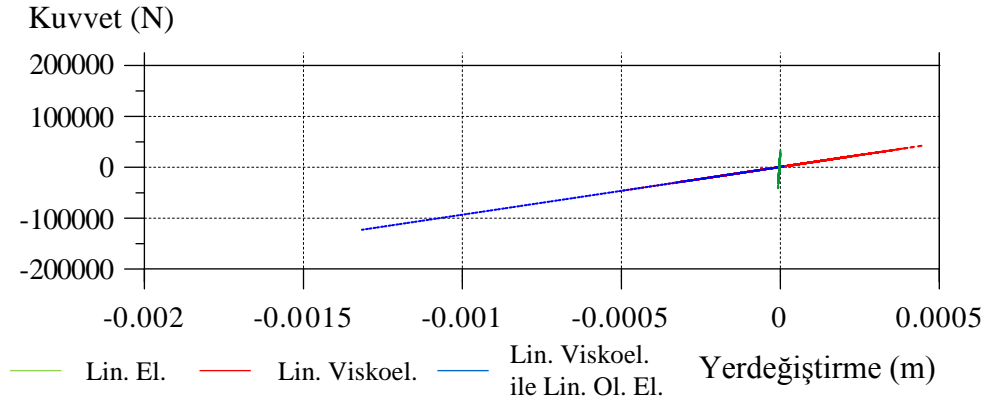


Şekil 3.48. (a) Tek katlı esnek binanın taban kesme kuvvetleri

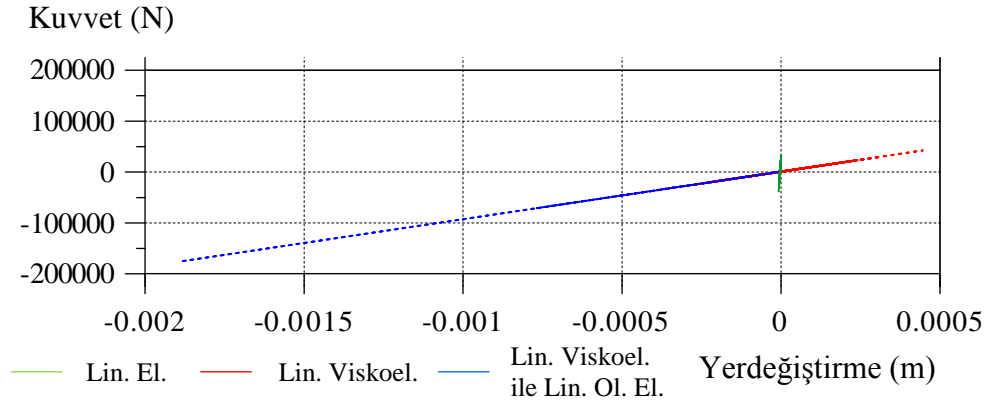


Şekil 3.48. (b) Tek katlı rijit binanın taban kesme kuvvetleri

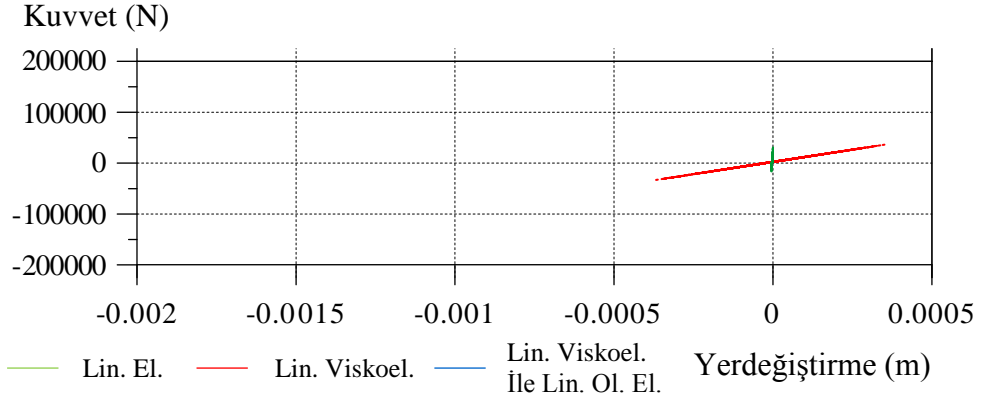
3.5.3. Yay Kuvvetlerinin Karşılaştırılması



Şekil 3.49. Üç katlı binaların çarpışma modellerinde lineer elastik ve lineer viskoelastik yayların aktardıkları kuvvetler



Şekil 3.50. İki katlı binaların çarpışma modellerinde lineer elastik ve lineer viskoelastik yayların aktardıkları kuvvetler

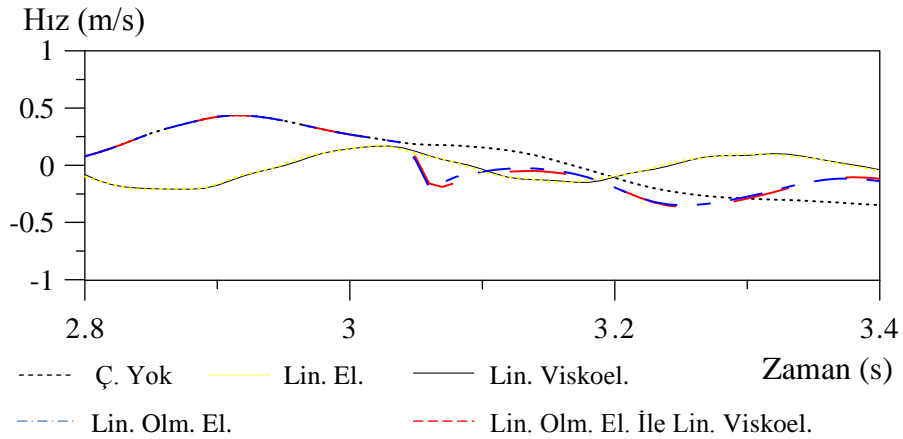


Şekil 3.51. Tek katlı binaların çarpışma modellerinde lineer elastik ve lineer viskoelastik yayların aktardıkları kuvvetler

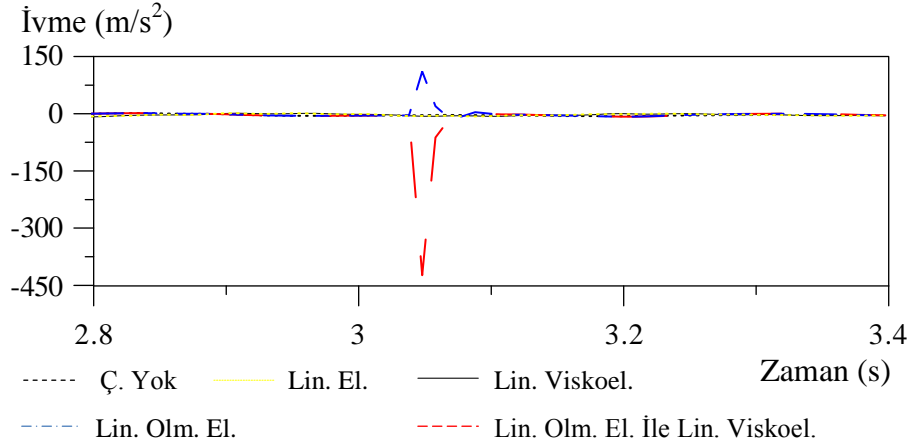
3.5.4. Çarpışma Sırasındaki Ani Değişimler

3.5.4.1. Üç Katlı Binalar

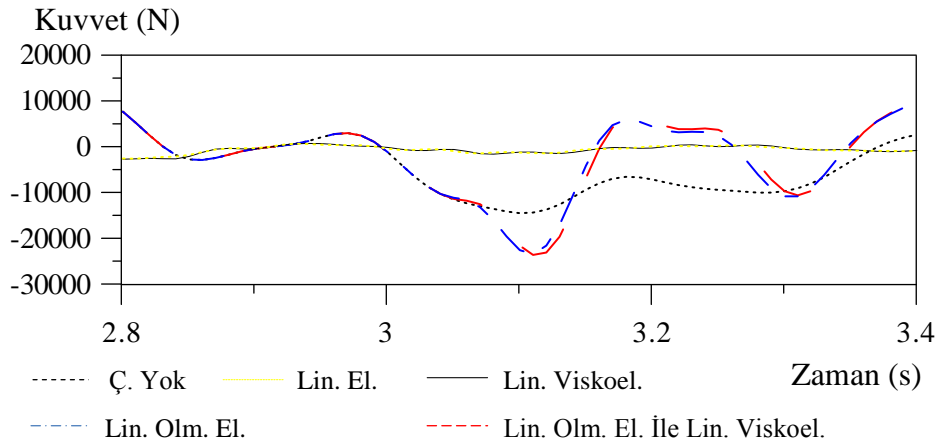
Üç katlı binalarda çarpışmaya yol açan en büyük kuvvet 3,05. saniyede meydana gelmektedir. Esnek olan binada; lineer olmayan elastik ve lineer olmayan elastik ile lineer viskoelastik çarpışma modelleri göz önüne alındığında çarpışmadan dolayı ani değişimlerin meydana geldiği tespit edilmiştir. Ancak lineer elastik ve lineer viskoelastik çarpışma modellerinde yaylar deprem süresince çalıştığından dolayı ani değişimler meydana gelmemiştir. Esnek binanın tüm çarpışma modelleri için zemin kesme kuvveti, hız ve ivmelerindeki çarpışma kuvveti kaynaklı değişimleri aşağıda grafikler halinde sunulmuştur.



Şekil 3.52. Üç katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani hız değişimleri



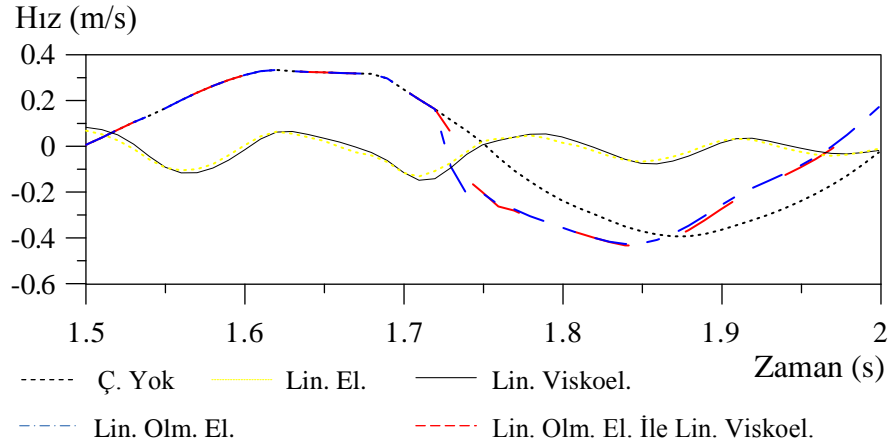
Şekil 3.53. Üç katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani ivme değişimleri



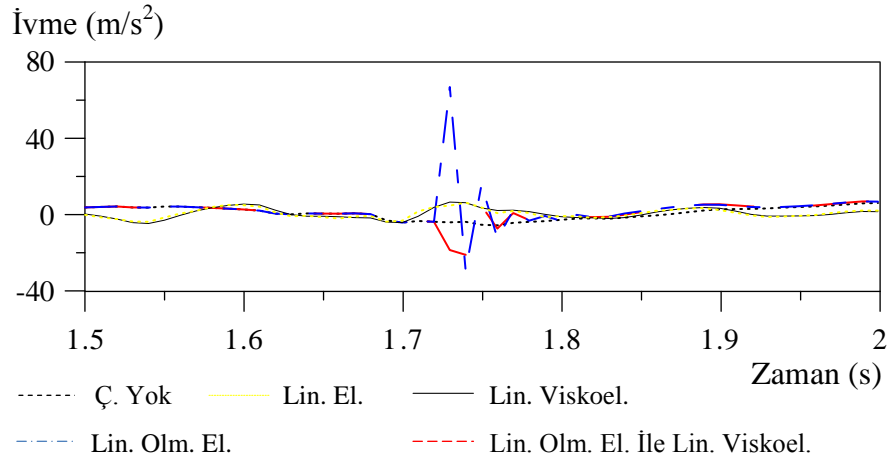
Şekil 3.54. Üç katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani taban kesme kuvveti değişimleri

3.5.4.2. İki Katlı Binalar

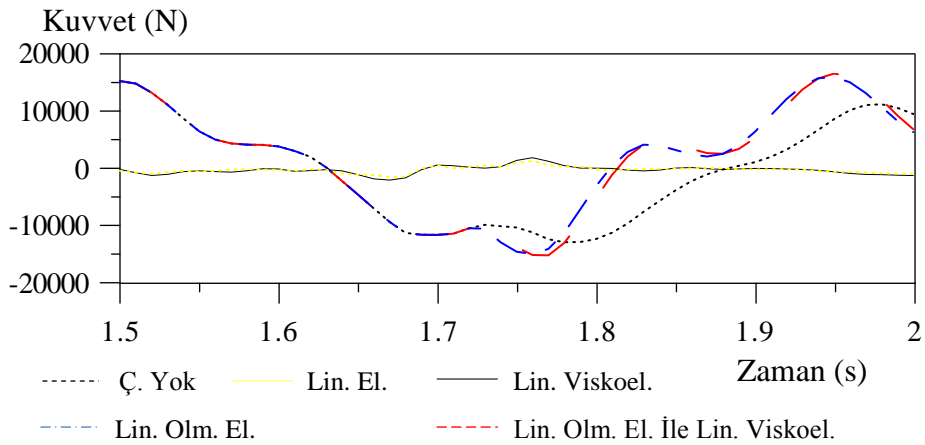
İki katlı binalarda çarpışmaya yol açan en büyük kuvvet 1,73. saniyede meydana gelmektedir. Rijit binanın davranışının çarpışmadan kayda değer bir biçimde etkilenmediği yerdeğiştirme-zaman grafiklerinde gözlemlenmiştir. Ancak esnek olan binada; lineer olmayan elastik ve lineer olmayan elastik ile lineer viskoelastik çarpışma modelleri göz önüne alındığında çarpışmadan dolayı ani değişimlerin meydana geldiği tespit edilmiştir. Lineer elastik ve lineer viskoelastik çarpışma modellerinde yaylar deprem süresince çalıştığından dolayı ani değişimler meydana gelmemiştir. İki katlı esnek binanın tüm çarpışma modelleri için taban kesme kuvveti, hız ve ivmelerindeki ani değişimler aşağıda grafikler halinde sunulmuştur.



Şekil 3.55. İki katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani hız değişimleri



Şekil 3.56. İki katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani ivme değişimleri



Şekil 3.57. İki katlı esnek binada çarpışmadan dolayı oluşan ani taban kesme kuvveti değişimleri

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında; aynı kat ve yapı yüksekliğine sahip üçer, ikişer ve tek katlı komşu iki binanın El-Centro depremi etkisi altında, SAP2000 programı yardımıyla Zaman Tanım Alanında Mod Süperpozisyon yöntemi kullanılarak lineer olmayan çarpışma analizleri yapılmış ve buna bağlı olarak çarpışma durumları incelenmiştir. Göz önüne alınan yer hareketi ivmesinin tek doğrultuda etki etmesi sağlanmıştır. Binaların taşıyıcı sistem modeli döşeme-kolon sistemi olarak seçilmiş ve döşemeler sonlu elemanlar kullanılarak oluşturulmuştur. Biri esnek diğeri rijit olarak oluşturulan bu bina modellerinde yapı öz ağırlıkları hariç diğer bütün yüklemeler göz ardı edilmiştir. Bundan dolayı esnek bina için boyutlandırma yapılırken TS500'de belirtilen minimum değerler kullanılmıştır. Modellenen binaların arasındaki boşluk miktarı DBYBHY (2007)'nin deprem derzleriyle ilgili bölümünün 2.10.3.2. maddesi göz önüne alınarak bırakılmıştır. Söz konusu madde de belirtilen boşluk miktarları yapıların dinamik karakterlerine bağlı olmaksızın sadece bina yükseklikleri göz önüne alınarak tespit edilmiş değerlerdir.

Çalışmada, binalar arasındaki çarpışma kuvvetini temsil edebilmek için lineer elastik yay, lineer viskoelastik yay, lineer olmayan elastik yay ve lineer olmayan elastik ile lineer viskoelastik yay modelleri tasarlanmıştır. Çarpışmaların döşeme seviyelerinde gerçekleşeceği göz önüne alınarak çarpışma modelleri binalardaki tüm komşu kolonların üst uçlarında tanımlanmıştır.

Lineer elastik ve lineer viskoelastik elemanlar için SAP2000'de boşluk miktarı tanımlanamadığından bu çarpışma modelleri tüm deprem süresince iki bina arasında kuvvet aktarmıştır. Bununla beraber, çarpışmanın olup olmadığı ve hangi zaman diliminde hangi şiddette gerçekleştiği, söz konusu yay modellerinde tüm deprem süresince oluşan yay kuvvetlerinin büyüklüğü karşılaştırılarak tespit edilebilmiştir. Böylelikle meydana gelen en büyük basınç kuvveti çarpışma kuvveti olarak tespit edilmiştir. Lineer olmayan elastik (gap) elemanlar için SAP2000'de boşluk miktarı tanımlanabilmektedir. Bununla birlikte bu yay elemanın kullanıldığı çarpışma modellerinde çarpışmanın olup olmadığı ve hangi şiddette gerçekleştiği daha net anlaşılmıştır. Lineer viskoelastik yay elemanda boşluk miktarının tanımlanamamasından ve lineer olmayan elastik yay elemanda da sönüm değerinin tanımlanamamasından kaynaklı olumsuzluklar, bu iki yay elemanın birlikte

tasarlanmasıyla oluşturulan lineer olmayan elastik ile lineer viskoelastik çarpışma modelinin kullanılmasıyla giderilmiştir.

Bu tez kapsamında yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur:

1) Üç ve iki katlı komşu binalar için; DYBHY (2007) Madde 2.10.3.2.'ye göre binalar arasında bırakılması gereken minimum boşluğun yeterli olmadığı ve binalar arasında çarpışmanın (çekiçlemenin) meydana geldiği tespit edilmiştir. Tek katlı bina modellerindeyse bırakılan minimum boşluğun komşu binalar arasındaki çarpışmanın önlenmesi için yeterli olduğu görülmüştür.

2) Aralarında yeterli boşluk bırakılmayan komşu binalardaki çarpışma olayının bina üst kotunda meydana geldiği tespit edilmiştir.

3) Analizler sonucunda elde edilen grafiklerden yola çıkıldığında söylenebilir ki; çarpışma olayında binalar arasındaki etkileşimin en net görüldüğü modeller lineer olmayan yay (Hertz) elemanın kullanıldığı çarpışma modelleridir.

4) Analiz edilen tüm çarpışma modellerindeki yerdeğiştirmeler çarpışma olmaması durumuyla kıyaslandığında, binalardan esnek olanının yerdeğiştirmesinin diğer bina tarafından kısıtlandığı görülmüştür. Aynı durum için rijit binanın yerdeğiştirmesinin çarpışmadan kayda değer bir biçimde etkilenmediği tespit edilmiştir.

5) Lineer olmayan elastik ile lineer viskoelastik yay kullanılarak oluşturulan çarpışma modelleri ile çarpışma olmaması durumu karşılaştırıldığında esnek binanın zemin kesme kuvvetlerinin çarpışmadan dolayı arttığı gözlemlenmiştir. Üç katlı esnek bina modelinde zemin kesme kuvveti değerlerinin çarpışmadan dolayı %65 oranında arttığı, iki katlı bina modelinde ise bu oranın yaklaşık %67 olduğu tespit edilmiştir. Rijit binalarda, çarpışmanın lineer elastik ve lineer viskoelastik modeller ile temsil edildiği durumlarda zemin kesme kuvvetinin arttığı; ancak boşluk miktarı tanımlanabilen lineer olmayan çarpışma modelleriyle kıyaslandığında önemli farkların olmadığı tespit edilmiştir. Üç katlı bina modellerinde; lineer olmayan çarpışma elemanlarının kullanıldığı durumlarda, zemin kesme kuvveti değerlerinin %12 oranında arttığı, iki katlı bina modellerinde ise çarpışma olmaması durumuna göre taban kesme kuvvetlerinde bir değişiklik olmadığı tespit edilmiştir.

6) Lineer olmayan yay elemanlar kullanılarak oluşturulan çarpışma modellerinde; çarpışma anında esnek binanın çarpışma seviyesindeki hız ve ivme değerlerinde ani sıçramaların olduğu belirlenmiştir. Çarpışma anında taban kesme kuvveti değerlerinde de çarpışma kuvvetinden kaynaklı ani artmaların olduğu tespit edilmiştir.

Bu tez kapsamında yapılan analiz ve incelemelerden elde edilen sonuçlara göre; çarpışmanın önlenmesinin komşu binalar arasında bırakılması gereken boşluk miktarına bağlı olduğu anlaşılmıştır. Binaların kendi başlarına düşünülüp tasarlanmasının yanlış olduğu ve DYBHY (2007)'nin ilgili bölümündeki Madde 2.10.3.1. göz ardı edilmemesi gerektiği tespit edilmiştir. Mevcut komşu yapıların arasında eğer gerekli miktarda boşluk bulunmuyorsa çarpışmanın yol açacağı bölgesel hasarları en aza indirebilmek için, çarpışmanın gerçekleşebileceği tahmin edilen bina elemanlarının olduğu bölgede enerji yutma kapasitesi yüksek malzemeler kullanılması tavsiye edilebilir.

Bu çalışmada kullanılan yay elemanlara benzer çarpışma elemanları kullanılarak farklı kat veya farklı yapı yüksekliğine sahip komşu binaların çarpışması incelenebilir. Ayrıca analizler sonucunda tespit edilen çarpışma kuvvetlerinin, çarpışmanın gerçekleştiği elemanlar tarafından karşılanıp karşılanamayacağı veya elemanlara vereceği hasarlar araştırılabilir.

5. KAYNAKLAR

- Anagnostopoulos, S., A., 1996. Building pounding re-examined: How serious a problem is it, 11th World Conference on Earthquake Engineering, 2108, Acapulco Mexico.
- Anagnostopoulos, S. ve A., Spiliopoulos, K., V., 1992. An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Earthquake Engng Struct, 21, 289-302.
- Azevedo, J. ve Bento, R., 1996. Design criteria for buildings subjected to pounding, 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1063, Acapulco Mexico.
- Doğan, M., ve Günaydın, A., 2009. Pounding of Adjacent RC Buildings During Seismic Loads, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, XXII, 1.
- Garcia, D., L., 2004. Separation Distance Necessary to Prevent Seismic Pounding Between Adjacent Structures, For The Degree of Doctor of Philosophy, University of New York, Buffalo.
- Jankowski, R., 2005. Non-linear viscoelastic modeling of earthquake-induced structural pounding, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Earthquake Engng Struct, 34, 595-611.
- Jankowski, R., 2008. Earthquake-induced pounding between equal height buildings with substantially different dynamic properties, Engineering of Structures, 30, 2818-2829.
- Jankowski, R., 2009. Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the main building and the stairway tower of the Olive View Hospital, Engineering Structures, 31, 1851-1864.
- Kasai, K. ve Maison, B., F., 1990. Analysis For Type of Structural Pounding, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, 116, 4, 957-977.
- Kumbasar, N., 1993. Deprem Kayma Çerçevelerin Kayma Problemi, İMO Teknik Dergi, 47, 609-617.
- Maison, B. ve F., Kasai, K., 1997. Building Pounding Damage During The 1989 Loma Prieta Earthquake, Engineering Structures, 19, 3, 195-207.

- Muthukumar, S., 2003. A Contact Element Approach with Hysteresis Damping For The Analysis and Design of Pounding in Bridges, In Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree Doctor of Philosophy in Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology.
- Muthukumar, S. ve DesRoches, R., 2006. A Hertz Contact Model with Non-linear damping for Pounding Simulation, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Earthquake Engng Struct, 35, 811-828.
- Ohta, R., Wijeyewickrema, A. ve C., Farahani, A., 2006. End Building Pounding During Earthquakes, Symposium on Infrastructure Development and the Environment, 7-8 December, University of Philippines, Quezon City, Philippines.
- Raheem, S., E., A., 2006. Seismic pounding between adjacent building structures, Electronic Journal of Structural Engineering, 6.
- Rosenblueth, E. ve Meli, R., 1986. The 1985 earthquake: Causes and effects in Mexico City, Concrete International, 8, 5, 23-34.
- Takayama, K., 1973. Earthquake response of a building collided with a neighboring building, Proc. of The 5th World Conference on Earthquake Engineering, 2211-2214, Loma.
- T.S.E., 2000. Betonarme Yapıların Tadarım ve Yapım Kuralları, TS500, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- T.S.E., 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar, DBYBHE 2007, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- URL – 1 http://cobweb.ecn.purdue.edu/~ayhan/EQ/19990817_Kocaeli/EQ/Yalova.html
1999 Kocaeli Depremi. 24 Ocak 2011.
- URL – 2 http://cobweb.ecn.purdue.edu/~ayhan/EQ/19990817_Kocaeli/EQ/Sakarya.html
1999 Kocaeli Depremi. 24 Ocak 2011.
- URL – 3 <http://peer.berkeley.edu/news/1999october/turkey.html>
1999 Kocaeli Depremi. 24 Ocak 2011.
- URL– 4 <http://peer.berkeley.edu/svbin/GeneralSearch>
El-Centro Depremi İmperial Valley İvme-Zaman Kayıtları. 12 Aralık 2010.
- Vasiliadis, L. ve Elenas, A., 2002. Performance of school buildings during the Athens earthquake of 7 September 1999. 12th European conference on earthquake engineering, 264, London, UK.

ÖZGEÇMİŞ

Gül ÇETİNKAYA, 1987 yılında Viyana/Avusturya'da doğdu. İlköğrenimini 1993–1997 yılları arasında Volksschule Staudingergasse'de, orta öğrenimini 1997–2001 yılları arasında Ayancık İnönü İlköğretim Okulu'nda ve lise öğrenimini ise 2001–2004 yılları arasında Ayancık Lisesi'nde tamamladı. 2004 yılında üniversite eğitimine başlamış olduğu Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 2009 yılında mezun oldu. Aynı yıl Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans öğrenimine başladı. 'Enerji etkin kullanım kriterlerine uygun butik otel tasarımı' konulu 9. İzocam üniversiteler arası yalıtım yarışmasında ekibiyle birlikte 3.lük ödülü aldı. İyi derecede İngilizce ve Almanca bilgisine sahiptir.