

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**YAPILARIN PATLATMA KAYNAKLI DOĞRUSAL OLMAYAN
DAVRANIŞLARININ DENEYSEL YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Y. Müh. Durdu Mehmet ÖZCAN

**ARALIK 2010
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**YAPILARIN PATLATMA KAYNAKLI DOĞRUSAL OLMAYAN
DAVRANIŞLARININ DENEYSEL YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ**

İnş. Y. Müh. Durdu Mehmet ÖZCAN

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
“Doktor (İnşaat Mühendisliği)”
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 23.11.2010
Tezin Savunma Tarihi : 27.12.2010**

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Alemdar BAYRAKTAR

Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Mehmet AKKÖSE

Jüri Üyesi : Doç. Dr. Levent GÜMÜŞEL

Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Şevket ATEŞ

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Ali Sayıl ERDOĞAN

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Salih TERZİOĞLU

Trabzon 2010

ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora tezi olarak hazırlanmıştır.

Yapıların patlatma kaynaklı doğrusal olmayan davranışlarının deneysel yöntemlerle belirlenmesi konulu bu tez çalışmasını, bana öneren ve çalışmanın her aşamasında gerek bilgi ve tecrübelerini gerekse maddi ve manevi desteğini benden esirgemeyen, önerileriyle ufkumu açan, idari görevlerindeki yoğunluğa rağmen değerli zamanını bana ayıran danışmanım ve saygıdeğer hocam Sayın Prof. Dr. Alemdar BAYRAKTAR'a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Çalışma süresince değerli görüş ve bilgilerini benimle paylaşan ve çalışmayı inceleyen değerli hocalarım Yrd. Doç. Dr. Mehmet AKKÖSE'ye ve Doç. Dr. Levent GÜMÜŞEL'e ayrı ayrı teşekkür ederim. Tez çalışmamı inceleyerek bilgi ve tavsiyelerini paylaşan çok kıymetli hocalarım Prof. Dr. Ali Sayıl ERDOĞAN ve Yrd. Doç. Dr. Şevket ATEŞ'e katkılarından dolayı teşekkürü bir borç bilirim.

Bilgi ve tecrübelerini hiçbir zaman esirgemeyen Yrd. Doç. Dr. Süleyman ADANUR'a şükranlarımı sunarım. Çalışmalarım sırasında desteklerini esirgemeyen değerli arkadaşlarım Yrd. Doç. Dr. Mustafa VEKLİ, Dr. Abdurrahman ŞAHİN, Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK, Arş. Gör. Temel TÜRKER ve Yrd. Doç. Dr. Barı Ş SEVİM'e teşekkür ederim.

Tez çalışmamın sağlıklı bir şekilde yürütülmesinde proje imkanları ile maddi katkı sağlayan Karadeniz Teknik Üniversitesi'ne ve TÜBİTAK'a teşekkür ederim.

Çalışmalarım süresince bana gösterdikleri ilgi, destek ve anlayışları için aileme sonsuz teşekkür ederim.

Bu çalışmanın bundan sonra gerçekleştirilecek çalışmalara öncülük etmesini ve Ülkemize faydalı olmasını temenni ederim.

Durdu Mehmet ÖZCAN
Trabzon 2010

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET	VII
SUMMARY	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ	VIII
TABLolar DİZİNİ.....	XIII
SEMBOLLER DİZİNİ	XV
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş	1
1.2. Konu ile İlgili Daha Önce Yapılmış Çalışmalar.....	2
1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	9
1.4. Patlatma Kaynaklı Yer Hareketinin Genel Özellikleri	9
1.4.1. Genlik	11
1.4.2. Frekans	12
1.4.3. Dalga Boyu.....	13
1.4.4. Yakın ve Uzak Mesafedeki Davranışı.....	13
1.5. Patlatma Kaynaklı Yer Hareketi Sırasında Yapı Davranışının Özellikleri	15
1.6. Patlatma Kaynaklı Hasar Tahmin Kriterleri.....	16
1.6.1. ABD Madencilik Bürosu (USBM) Hasar Tahmin Kriteri	17
1.6.2. Alman Hasar Tahmin Kriteri	18
1.6.3. İsveç Hasar Tahmin Kriteri	19
1.6.4. Hindistan Madencilik Dairesi Hasar Tahmin Kriteri	21
1.6.5. İngiliz Patlatma Hasar Tahmin Kriteri	22
1.6.6. Avustralya Patlatma Hasar Tahmin Kriteri	23
1.6.7. Türkiye’de Kullanılan Patlatma Hasar Tahmin Kriteri	24
1.7. Analitik ve Deneysel Formülasyon	25
1.7.1. Analitik Modal Analiz Formülasyonu.....	25
1.7.2. Operasyonel Modal Analiz Formülasyonu.....	26
1.7.2.1. Geliştirilmiş Frekans Tanım Alanında Ayırıştırma (GFTAA)Yöntemi	26

1.7.2.2.	Stokastik Altalan Belirleme (SAB) Yöntemi	28
1.7.3.	Yapı Sistemlerinin Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı.....	31
1.7.3.1.	Drucker-Prager Malzeme Modeli.....	32
1.7.3.2.	Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Formülasyonu...	37
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	41
2.1.	Giriş	41
2.2.	Patlatma Kaynaklı Zemin Titreşimlerinin Ölçümü	41
2.3.	Yapıların Operasyonel Modal Analiz Yöntemiyle Deneysel Dinamik Karakteristiklerinin Belirlenmesi	70
2.3.1.	Betonarme Binanın Deneysel Dinamik Karakteristikleri.....	72
2.3.2.	Yığma Binanın Deneysel Dinamik Karakteristikleri.....	76
2.3.3.	Betonarme Köprünün Deneysel Dinamik Karakteristikleri	81
2.3.4.	Yığma Köprünün Deneysel Dinamik Karakteristikleri.....	85
2.4.	Yapıların Sonlu Eleman Yöntemiyle Analitik Dinamik Karakteristiklerin Belirlenmesi.....	88
2.4.1.	Betonarme Binanın Analitik Dinamik Karakteristikleri.....	89
2.4.2.	Yığma Binanın Analitik Dinamik Karakteristikleri	91
2.4.3.	Betonarme Köprünün Analitik Dinamik Karakteristikleri	92
2.4.4.	Yığma Köprünün Analitik Dinamik Karakteristikleri.....	94
3.	BULGULAR VE İRDELEMELER	97
3.1.	Patlatma Kaynaklı Zemin Titreşim Ölçümlerinden Yapı Tiplerine Göre Hasar Tahmin Kriterlerinin Belirlenmesi	97
3.1.1.	Betonarme Yapılar İçin Hasar Tahmin Kriteri	97
3.1.2.	Yığma Yapılar İçin Hasar Tahmin Kriterleri	98
3.1.3.	Betonarme ve Yığma Yapılar İçin Birleştirilmiş Patlatma Hasar Tahmin Kriteri.....	99
3.1.4.	Mevcut Patlatma Yönetmeliğine Göre Değerlendirme	101
3.2.	Yapı Sonlu Eleman Modellerinin Operasyonel Modal Analiz Sonuçları Kullanılarak İyileştirilmesi	103
3.2.1.	Betonarme Bina İçin Model İyileştirme	103
3.2.2.	Yığma Bina İçin Model İyileştirme.....	104
3.2.3.	Betonarme Köprü İçin Model İyileştirme	105
3.2.4.	Yığma Köprü İçin Model İyileştirme	106
3.3.	Yapıların Patlatma Kaynaklı Yer Hareketine Göre Doğrusal Olmayan Dinamik Analizi	107

3.3.1.	Betonarme Binanın Dinamik Analizi	108
3.3.2.	Yığma Binanın Dinamik Analizi	112
3.3.3.	Betonarme Köprünün Dinamik Analizi	116
3.3.4.	Yığma Köprünün Dinamik Analizi	120
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	124
5.	KAYNAKLAR	128
ÖZGEÇMİŞ		

ÖZET

Bu tez çalışmasında, yapıların patlatma kaynaklı doğrusal olmayan davranışları deneysel yöntemlerle belirlenmektedir. Çalışmada, betonarme ve yığma taşıyıcı sisteme sahip bina ve köprüler örnek olarak seçilmiş, patlatma anında zeminden ve yapılardan titreşim verileri alınmıştır. Patlatma hasar tahmin kriterlerinin belirlenmesinde, aynı bölgeden elde edilen toplam 64 patlatma kaydı kullanılmıştır. Dinamik karakteristikler olarak adlandırılan doğal frekans, mod şekli ve sönüm oranlarının deneysel ölçüm verilerine göre belirlenmesinde Operasyonel Modal Analiz yöntemi kullanılmıştır. Yapıların üç boyutlu sonlu eleman modelleri ANSYS programında oluşturulmuş, modal analizleri gerçekleştirilerek analitik dinamik karakteristikler elde edilmiştir. Malzeme özellikleri ve sınır şartlarındaki değişimler dikkate alınarak yapıların sonlu eleman modelleri deneysel sonuçlara göre iyileştirilmiştir. Patlatma kaynaklı yer hareketine ait ivme kaydı kullanılarak yapıların doğrusal olmayan dinamik davranışları belirlenmiştir. Malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış için Drucker-Prager modeli dikkate alınmıştır.

Bu tez çalışması, dört ana bölümden oluşmaktadır. Genel Bilgiler olarak adlandırılan Birinci Bölümde, literatür araştırması, bazı ülkelerde kullanılan hasar tahmin kriterleri ve formülasyonlar yer almaktadır. İkinci Bölümde, zemin ve yapılardan alınan deneysel ölçümleri, gerçekleştirilen analitik ve Operasyonel Modal Analizleri içeren Yapılan Çalışmalar sunulmaktadır. Üçüncü Bölümde, hasar tahmin kriterlerinin belirlenmesi, deneysel ölçüm verilerinin değerlendirilerek yapıların sonlu eleman modellerinin iyileştirilmesi ve patlatma kaynaklı yer hareketi kayıtları kullanılarak malzeme bakımından doğrusal olmayan dinamik analizlerin gerçekleştirilmesi gibi kısımların yer aldığı Bulgular ve İrdelemeler verilmektedir. Son Bölümde, çalışmadan çıkartılan sonuçlar ve ileriki çalışmalar için sunulan öneriler yer almaktadır. Bu bölümü kaynaklar ve öz geçmiş izlemektedir.

Anahtar Kelimeler : Dinamik karakteristik, Doğrusal olmayan davranış, Drucker-Prager modeli, Hasar tahmin kriteri, Operasyonel Modal Analiz, Patlatma kaynaklı yer hareketi, Sonlu eleman model iyileştirmesi.

SUMMARY

Determination of the Blast-Induced Nonlinear Behavior of Structures Using Experimental Methods

In this thesis, it is aimed to determine the nonlinear behavior of structures considering the blast-induced ground motion using experimental methods. For this purpose, a reinforced concrete building, a masonry building, a reinforced concrete bridge, and a masonry bridge are selected, blasting data are attained from the ground during the blasting and experimental vibration signals obtained from the structures. A total of 64 blasting data are used to develop the blast induced damage criteria. Dynamic characteristics such as natural frequencies, mode shapes and damping ratios are obtained using Operational Modal Analysis method. Three dimensional finite element models of the structures are constituted using ANSYS software and dynamic characteristics are obtained analytically. Finite element models of the structures are updated according to the experimental results using some uncertainty parameters such as material properties and boundary conditions. Nonlinear dynamic behaviors of the structures are determined using blast induced ground motion records. Drucker-Prager material model is considered in the nonlinear analysis.

This thesis is composed of four main chapters. In the first chapter, literature researches, damage criterias used foreign countries and formulations are given. In the second chapter, experimental measurements obtained from the ground and structure are given and modal analyses of the structures are carried out. In the third chapter, damage criteria are determined, finite element models of the structure are updated and nonlinear dynamic behaviors are determined using blast induced ground motion records. In the last chapter, the conclusions deduced from the study and the suggestions for further studies are presented. This chapter is followed by the references and background.

Key Words : Dynamic characteristic, Nonlinear behavior, Drucker-Prager model, Damage criteria, Operational Modal Analysis, Blast induced ground motion, Finite element model updating.

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Dalga Tipleri: (a) P- Boyuna Dalgalar (b) S- Enine Dalgalar (c) R-Yüzey Dalgaları (Dowding, 1996; Özmen, 2006)	10
Şekil 1.2. Yer hareketi yayılma doğrultusu bileşenleri (Dowding, 1996 ; Özmen, 2006) 10	10
Şekil 1.3. Patlatma kaynaklı yer hareketi kayıtları (Dowding, 1996).....	11
Şekil 1.4. Mühendislik patlatmaları ile deprem ve nükleer patlamalar sonucu oluşan yer hareketlerinin karşılaştırılması (Dowding, 1996).....	12
Şekil 1.5. Farklı dalga boyunda yer hareketlerinin yapıya etkisi (Özmen, 2006)	13
Şekil 1.6. Yeraltı patlatmalarının yakın ve uzak mesafedeki davranışı (Dowding, 1996; Özmen, 2006)	14
Şekil 1.7. Patlatma kaynaklı titreşim bileşenlerinin uzaklıkla değişimi (Dowding,1996) 14	14
Şekil 1.8. Tek yönlü dinamik hareket verilen makas modeli ve yapı ile ilişkisi (Dowding, 1985; Özmen, 2006).....	16
Şekil 1.9. USBM hasar tahmin kriteri (USBM 8507, 1980).....	18
Şekil 1.10. Alman hasar tahmin kriteri (DIN 4150, 1999)	19
Şekil 1.11. İsveç hasar tahmin kriteri (SS 25210, 1996)	20
Şekil 1.12. Hindistan hasar tahmin kriteri (IS 6922, 1973)	21
Şekil 1.13. İngiliz hasar tahmin kriteri (BS 7385, 1990).....	22
Şekil 1.14. Avustralya hasar tahmin kriteri (CA 23, 1967).....	23
Şekil 1.15. Türkiye hasar tahmin kriteri (Resmi Gazete, 2008)	24
Şekil 1.16. Malzeme hasar oluşum kriteri (Ma vd., 2003)	32
Şekil 1.17. Drucker-Prager ve Coulomb kriterlerinin (a) asal gerilme uzayında, (b) deviyatör düzlemde gösterimi.....	35
Şekil 2.1. Minimate Blaster kayıt cihazı (Jeofon) ve aparatları	42
Şekil 2.2. Küresel Konum Belirleme (GPS) Cihazı	42
Şekil 2.3. Patlatma noktası ve ölçüm alınan noktaların krokisi.....	43
Şekil 2.4. Ölçüm seti ile zemin titreşimleri ve hava şokunun ölçülmesi.....	43
Şekil 2.5. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 21).....	44
Şekil 2.6. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 21).....	45
Şekil 2.7. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 21).....	46

Şekil 2.8. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 37).....	47
Şekil 2.9. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 37).....	48
Şekil 2.10. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 37).....	49
Şekil 2.11. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 38).....	50
Şekil 2.12. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 38).....	51
Şekil 2.13. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 38).....	52
Şekil 2.14. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 40).....	53
Şekil 2.15. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 40).....	54
Şekil 2.16. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 40).....	55
Şekil 2.17. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 1-6).....	61
Şekil 2.18. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 7-12).....	62
Şekil 2.19. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 13-18).....	63
Şekil 2.20. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 19-24).....	64
Şekil 2.21. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 25-30).....	65
Şekil 2.22. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 31-36).....	66
Şekil 2.23. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 37-42).....	67
Şekil 2.24. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 43-48).....	68
Şekil 2.25. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 49-54).....	69
Şekil 2.26. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 55-60).....	70
Şekil 2.27. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 61-64).....	70
Şekil 2.28. Deneysel ölçüm sistemi ve aparatlarına ait bazı görünüşler	71
Şekil 2.29. Ölçüm alınan betonarme bina.....	72
Şekil 2.30. Betonarme binadan ölçüm alınması	72
Şekil 2.31. Betonarme binada GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği.....	73
Şekil 2.32. Betonarme binada SAB yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği.....	73
Şekil 2.33. Betonarme binadan alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı	74
Şekil 2.34. Patlatma anında betonarme binadan X yönünde alınan ivme tepki ölçümü	74

Şekil 2.35. Patlatma anında betonarme binadan Y yönünde alınan ivme tepki ölçümü	75
Şekil 2.36. Betonarme binaya ait deneysel olarak elde edilen mod şekilleri	76
Şekil 2.37. Ölçüm alınan yığma bina	77
Şekil 2.38. Yığma binadan ölçüm alınması	77
Şekil 2.39. Yığma binada GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	78
Şekil 2.40. Yığma binada SAB yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	78
Şekil 2.41. Yığma binadan alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı	78
Şekil 2.42. Patlatma anında yığma binadan X yönünde alınan ivme tepki ölçümü	79
Şekil 2.43. Patlatma anında yığma binadan Y yönünde alınan ivme tepki ölçümü	79
Şekil 2.44. Yığma binaya ait deneysel olarak elde edilen mod şekilleri	80
Şekil 2.45. Betonarme karayolu köprüsüne ait bazı görünüşler	81
Şekil 2.46. Betonarme köprüde deneysel ölçümlerde kullanılan veri toplama ünitesi ve üç eksenli ivmeölçer	81
Şekil 2.47. Betonarme köprüde GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	82
Şekil 2.48. Betonarme köprüde SAB yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	82
Şekil 2.49. Betonarme köprüden alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı	83
Şekil 2.50. Patlatma anında betonarme köprüden X yönünde alınan ivme tepki ölçümü	83
Şekil 2.51. Patlatma anında betonarme köprüden Y yönünde alınan ivme tepki ölçümü	84
Şekil 2.52. Betonarme köprüye ait deneysel olarak elde edilen mod şekilleri	85
Şekil 2.53. Osmanlı yığma taş kemer köprüsüne ait bazı görünüşler	86
Şekil 2.54. Yığma köprüde deneysel ölçümlerde kullanılan veri toplama ünitesi ve tek eksenli ivmeölçerler	86
Şekil 2.55. Yığma köprüde GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	87
Şekil 2.56. Yığma köprüde SAB yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	87
Şekil 2.57. Yığma taş köprüden alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı	87
Şekil 2.58. Yığma taş köprüye ait deneysel olarak elde edilen ilk beş mod şekli	88
Şekil 2.59. Betonarme bina sonlu eleman modeli	89
Şekil 2.60. Betonarme binaya ait ilk dört mod şekli ve doğal frekanslar	90
Şekil 2.61. Yığma binanın üç boyutlu sonlu eleman modeli	91
Şekil 2.62. Yığma binaya ait ilk dört mod şekli ve doğal frekanslar	92
Şekil 2.63. Betonarme karayolu köprüsünün üç boyutlu sonlu eleman modeli	93

Şekil 2.64. Betonarme karayolu köprüsüne ait ilk altı mod şekli ve doğal frekans	94
Şekil 2.65. Yığma taş köprünün üç boyutlu sonlu eleman modeli	95
Şekil 2.66. Yığma taş köprüye ait ilk beş mod şekli ve doğal frekanslar	96
Şekil 3.1. Betonarme yapılar için önerilen Patlatma Hasar Tahmin Kriteri	98
Şekil 3.2. Yığma yapılar için önerilen Patlatma Hasar Tahmin Kriteri	99
Şekil 3.3. Yapılar için önerilen Patlatma Hasar Tahmin Kriteri	100
Şekil 3.4. Yürürlükte olan yönetmeliğe göre ölçüm alınan patlatmaların değerlendirilmesi	101
Şekil 3.5. Yapım tekniği ve malzeme dayanımı bakımından zayıf yapılar için önerilen alternatif Patlatma Hasar Tahmin Kriteri	102
Şekil 3.6. Kemer ayaklarda ve yan duvarlarda zamanla oluşan mesnetleşmeler	106
Şekil 3.7. Patlatma kaynaklı yer hareketi ivme kaydı	108
Şekil 3.8. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi	109
Şekil 3.9. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan hızın zamana göre değişimi	109
Şekil 3.10. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme binada oluşan yerdeğiştirme kontur diyagramı	110
Şekil 3.11. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme binada oluşan şekildeğiştirmeye ait kontur diyagramı	111
Şekil 3.12. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı	111
Şekil 3.13. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı	112
Şekil 3.14. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi	113
Şekil 3.15. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan en büyük hızın zamana göre değişimi	113
Şekil 3.16. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki yığma binada oluşan yerdeğiştirmeye ait kontur diyagramı	114
Şekil 3.17. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan şekildeğiştirmeye ait kontur diyagramı	115
Şekil 3.18. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı	115
Şekil 3.19. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı	116
Şekil 3.20. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu karayolu köprüsünde oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi	117

Şekil 3.21. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu karayolu köprüsünde oluşan en büyük hızın zaman göre değişimi	117
Şekil 3.22. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme karayolu köprüsünde oluşan yerdeğiştirmeye ait kontur diyagramı	118
Şekil 3.23. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme karayolu köprüsünde oluşan şekildeğiştirmeye ait kontur diyagramı	118
Şekil 3.24. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme karayolu köprüsünde oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı	119
Şekil 3.25. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme karayolu köprüsünde oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı	119
Şekil 3.26. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi	120
Şekil 3.27. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan en büyük hızın zamana göre değişimi	121
Şekil 3.28. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki yığma taş köprüde oluşan yerdeğiştirmeye ait kontur diyagramı	121
Şekil 3.29. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki yığma taş köprüde oluşan şekildeğiştirmeye ait kontur diyagramı	122
Şekil 3.30. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı	123
Şekil 3.31. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı	123

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. USBM standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (USBM 8507, 1980)	17
Tablo 1.2. Alman standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (DIN 4150, 1999)	19
Tablo 1.3. İsveç standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (SS 25210, 1996)	20
Tablo 1.4. Hindistan standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (IS 6922, 1973)	21
Tablo 1.5. İngiliz standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (BS 7385, 1990)	22
Tablo 1.6. Avustralya standardı sınır değerleri (CA 23, 1967)	23
Tablo 1.7. Türkiye standardı sınır değerleri (Resmi Gazete, 2008)	24
Tablo 2.1. Patlatmadan dolayı zeminde ölçülen titreşimlere ait en büyük değerler	56
Tablo 2.2. Betonarme binanın ilk beş doğal frekansı ve sönüm oranları	75
Tablo 2.3. Yığma binanın ilk altı doğal frekansı ve sönüm oranları	80
Tablo 2.4. Betonarme karayolu köprüsünün ilk altı doğal frekansı ve sönüm oranları	84
Tablo 2.5. Yığma taş köprüsünün ilk beş doğal frekansı ve sönüm oranları	88
Tablo 2.6. Betonarme binanın analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri ..	89
Tablo 2.7. Yığma binanın analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri	91
Tablo 2.8. Betonarme karayolu köprüsünün analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri	93
Tablo 2.9. Yığma taş köprüsünün analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri	95
Tablo 3.1. Betonarme yapılar için önerilen en büyük parçacık hızı-frekans sınır değerleri	97
Tablo 3.2. Yığma yapılar için önerilen en büyük parçacık hızı-frekans sınır değerleri	99
Tablo 3.3. Yapılar için önerilen en büyük parçacık hızı-frekans sınır değerleri	100
Tablo 3.4. Betonarme bina için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri	103
Tablo 3.5. Betonarme binanın iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekansları	104
Tablo 3.6. Yığma bina için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri	104
Tablo 3.7. Yığma binanın iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekanslar	105

Tablo 3.8. Betonarme köprü için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri....	105
Tablo 3.9. Betonarme köprünün iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekansları	106
Tablo 3.10. Yığma taş köprü için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri....	107
Tablo 3.11. Yığma taş köprünün iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekansları	107

SEMBOLLER DİZİNİ

A_k	Tepki sinyalinin GSY fonksiyonuna ait k. artık değer matrisi
A_*	Durum matrisi
B_*	Veri matrisi
C	Sistem sönüm matrisi
c	Kohezyon
C_*	Sistem davranış matrisi
D_*	Doğrudan iletim matrisi
E	Elastisite modülü
E_*	Değer operatörü
f	Frekans
GFTAA	Geliştirilmiş Frekans Tanım Alanında Ayırıştırma
GSY	Güç Spektral Yoğunluk
$G_{xx}(j\omega)$	Etki sinyalinin Güç Spektral Yoğunluk fonksiyonu
$G_{yy}(j\omega)$	Tepki sinyalinin Güç Spektral Yoğunluk fonksiyonu
$H(j\omega)$	Frekans davranış fonksiyonunu
$H_{i k}(i\omega)$	Transfer matrisi
K	Sistem rijitlik matrisi
K_{NL}	Doğrusal olmayan sistemin rijitlik matrisi
M	Sistem kütle matrisi
OMA	Operasyonel Modal Analiz
P	Dış yük vektörü
PPV	En büyük parçacık hızı
$P(t)$	Kuvvet vektörü
R_k	Artık değer fonksiyonu
SAB	Stokastik Altalan Belirleme
S_i	Skaler tekil değerleri içeren diyagonal matris
s_{ij}	Skaler tekil değer

T	Transpoze
t	Zaman
U	Yerdeğiştirme vektörü
U_i	i anındaki yerdeğiştirme vektörü
U_{i+1}	$i+1$ anındaki yerdeğiştirme vektörü
\dot{U}	Hız vektörü
\dot{U}_i	i anındaki hız vektörü
\dot{U}_{i+1}	$i+1$ anındaki hız vektörü
\ddot{U}	İvme vektörü
\ddot{U}_i	i anındaki ivme vektörü
\ddot{U}_{i+1}	$i+1$ anındaki ivme vektörü
u_{ij}	Tekil vektör
u_k	Belirgin etki sinyal vektörü
$X_i(w)$	Frekans ortamındaki tepki fonksiyonu
v_k, w_k	Model ve ivmeölçer kusurlarından dolayı işlenen gürültü sinyalleri
$Y_k(w)$	Frekans ortamındaki etki fonksiyonu
δ_{pq}	Kronecker delta
ε	Birim Şekildeğiştirme
Δt	Zaman aralığı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ω	Açısal frekans
λ_k	Kutup fonksiyonu
*	Kompleks eşlenik

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Gerek madencilik ve taş ocakçılığındaki, gerekse tünel, metro, baraj teknolojilerindeki kazı faaliyetlerinde, patlatma çalışmaları kaçınılmaz olmaktadır. Artan inşaat sektörünün gereksinimi olan hammadde ihtiyacını karşılayabilmek amacıyla işletilen taş ocaklarında üretim aksayarak devam etmektedir. Bunun en büyük nedeni, sınırları her geçen gün genişleyen yerleşim birimlerinin bu ocaklara yaklaşması ve plansız bir kentleşme nedeniyle mevcut taş ocaklarına yakın yerleşim birimlerinin kurulmasına göz yumulmasıdır. Bu yakınlaşmanın neticesi olarak da, taş ocaklarının işletilmesi sırasında ister istemez ortaya çıkan yer sarsıntısı ve hava şoku giderek artan çevre sorunlarını beraberinde getirmektedir (Kahriman vd., 2001).

Patlatma esnasında çeşitli enerji tipleri açığa çıkar. Bunlar faydalı enerji ve faydasız enerji olarak iki ana bölümde toplanabilirler (Manoj ve Prasannakumar, 2002). Bunlardan ilk grupta yer alan, şok enerji ve bunun yarattığı şok basıncı ile gaz enerjisi ve gaz basıncı patlatma çalışmalarında yapılan işi gerçekleştiren enerjilerdir. Yapılan çalışmalarda patlatmalı kazı sırasında patlayıcı madde enerjisinin sadece %20 ila %30'unun verimli bir şekilde kaya kütlelerini kırmada kullanıldığını belirtmektedir (Manoj ve Prasannakumar, 2002). Patlayıcı enerjisinin geri kalan kısmı ise buldukları çatlak ve boşluklardan ya direkt olarak havaya veya kaya ortamında titreşim dalgaları olarak yayılır ve yer titreşimlerinin patlatma sahasından çok uzak noktalara ulaşmasına neden olur.

Patlatmalar sonucunda deprem dalgalarına benzer dalgalar oluşmaktadır. Patlatmaların oluşturduğu yer sarsıntıları nedeniyle patlatma noktasına yakın binalarda, resmi yapılarda hatta tarihi eserlerde önemli hasarlar oluşmakta ve sonuçta ülke ekonomisi bu durumdan önemli ölçüde zarar görmektedir. Bu nedenle birçok kişi, kuruluş hem ekonomik hem de psikolojik açıdan zarar gördüğünden olay yargıya intikal etmektedir. Bu durum, patlatma kaynaklı yer hareketi sırasında yapıların davranışının doğru olarak belirlenmesi ihtiyacını ortaya çıkarmaktadır.

1.2. Konu ile İlgili Daha Önce Yapılmış Çalışmalar

Patlatma kaynaklı yer hareketi konusunda literatürde birçok çalışmaya rastlamak mümkündür. Bu konuda ilk çalışma, Morris ve Westwater (1953) tarafından yapılmış ve yerdeğiştirmenin patlayıcı madde miktarının karekökü ile doğru, patlatma kaynağına olan mesafe ile ters orantılı olduğu sonucuna ulaşımlardır.

Duvall ve Fogelson (1962), Duvall vd. (1963), Daemen vd. (1983) patlatmanın zeminin jeolojik yapısı ve patlayıcı miktarının karekökü ile doğrusal ilişkili olduğunu ileri sürmüşlerdir.

Siskind vd. (1980), ocak patlamalarından kaynaklanan yer sarsıntılarının yapılara olan etkisini araştırmak amacıyla, 219 üretim atımının 79 binadaki etkisini belirlemeye yönelik bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada, parçacık hızı ile beraber bina frekanslarının da hasar oluşumunda etkili olduğu vurgulanmıştır.

Dowding (1985, 1996), deneysel çalışmaları ve araştırmalarında, taşocağı, madencilik ve mühendislik faaliyetleri ile nükleer kazalar sonucu oluşabilecek patlatmalardan kaynaklanması düşünülen yapı titreşimleri üzerinde incelemeler yapmıştır. Çalışmaları sonucunda yüksek frekanslı yer titreşimlerinin temel özellikleri, yapı üzerinde hasar oluşturma şekilleri ve hasar dereceleri gibi bulgulara ulaşmıştır. Ayrıca yüksek frekanslı yer titreşimlerinin temel parametrelerinin değişik patlayıcı miktarı, uzaklık ve zemin özelliklerine bağlı olarak elde edilmesinde kullanılacak matematiksel bağıntılar ortaya konulmuştur.

Olofsson (1989), yapmış olduğu çalışmada parçacık hızını, basınç dalgası yayılma hızı ve zemin cinsine göre binada meydana gelebilecek hasar düzeylerine bağlı olarak sınıflandırmıştır. Bu sınıflandırmaya göre, kumlu ve killi zeminlerde parçacık hızı 40 mm/s, yumuşak kireç taşı zeminlerde 80 mm/s ve granit, kuvarsit ve kumtaşı zeminlerde 150 mm/s ve üzeri hızlar yapılarda hasarlar meydana getirmektedir.

Rocque (1992), yapmış olduğu çalışmada, patlatma kaynaklı hasarların belirlenmesi ve ölçülmesinde kullanılan doğrudan ve dolaylı olarak adlandırılan yöntemleri karşılaştırmış ve patlatma kaynaklı yer hareketinin en büyük parçacık hızı, frekans ve ivme değerleri ile kaya kütlesi arasındaki ilişkiyi incelemiştir.

White vd. (1993), düşük frekanslı patlatma kaynaklı yer hareketlerinin konut tipi yapılar üzerine olan etkilerini incelemiştir. Çalışmalarında 650'nin üzerinde alınan patlatma kayıtlarına göre en büyük parçacık hızını (PPV) 0.3 mm/s ile 8.68 mm/s arasında

ölçmüşler ve bu durumda yapılarda kılcal seviyede çatlaklar haricinde bir hasar oluşmadığı sonucuna ulaşmışlardır.

Chiarito ve Hall (1994), ocak işletmelerinde yapılan patlatmalardan kaynaklanan düşük frekanslı yer hareketinin bir ve iki katlı konut tipi yapıların davranışı üzerine olan etkilerini ve hasar oluşturup oluşturmayacağını incelemiştir. Frekansı 4 Hz'den az olan yer hareketi için konutlar rijit cisim hareketi sergilemişlerdir. Parçacık hızı 5 mm/s'nin üzerine çıktığında zaman yapıda tuğla ve briket duvarların birleşim yerlerinde çatlaklar tespit etmişlerdir.

Crum (1997), patlatma kaynaklı yer hareketi ve bu harekete karşı yapı davranışını 10 farklı konut ve 5 ayrı patlatma işletmesinde yapılan patlatma değerlerini kullanarak incelediği çalışmada, en büyük parçacık hızlarını belirlemiştir. Ayrıca, patlatmaların frekanslarını ölçüm yapılan konutların doğal frekansları ile karşılaştırmıştır.

Ma vd. (1998), patlatma yükleri altında kaya kütlelerinin davranışını AUTODYN paket programı kullanarak modelledikleri çalışmalarında, elde ettikleri sayısal sonuçların sahada ölçülen değerler ile uyum içerisinde olduğunu görmüşlerdir. Geliştirdikleri modelleme tekniği ile patlatmalarla ilgili hasar bölgesi, en büyük parçacık hızı ve dalga yayılma biçimi hakkında tahminde bulunulabileceğini belirtmişlerdir.

Ma vd. (2000), yapmış oldukları çalışmalarında, patlatma kaynaklı yer hareketinin yapılar üzerindeki hasar oluşturma seviyelerini belirlemek için AUTODYN paket programını kullanarak patlatma yer hareketini modellemişler ve elde ettikleri verileri İngiliz standartlarına uygun 3 farklı betonarme çerçeve yapıya uygulamışlardır. Çalışma sonucunda deneysel yöntemlere dayanan PPV değerinin izin verilen değerlerin altında kalması durumunda patlatmaların yapılar için güvenli olacağına kanısına varmışlardır.

Hao vd. (2001), çalışmalarında kaya zemin içerisindeki kılcal çatlakların ve boşlukların patlatmalar sonucu oluşacak titreşim hareketi üzerindeki etkisini incelemiştir. Çalışmalarından kaya zemin içerisindeki kılcal çatlakların ve boşlukların, yüksek frekanslı titreşimleri sönmülemeye büyük etkisi olduğu sonucuna ulaşmışlardır.

Lu vd. (2001), yüksek frekanslı titreşim altındaki yapı davranışlarını belirlemek amacıyla deneysel ve teorik araştırmalar yapmışlardır. Çalışmalarından yüksek frekanslı titreşim altındaki yapı davranışlarında üst modların etkin olduğu ve analizlerde modelleme yapılırken basitleştirme yapılmasının doğru olmayacağı sonucuna ulaşmışlardır.

Aimone-Martin vd. (2003), yaptıkları çalışmada, kömür madeninde yapılan patlatmaların yapılar üzerinde olan etkilerini incelemiştir. Bunun için 11 kömür

madeninde toplam 89 patlatma ve patlatma bölgesine yakın olan toplam 25 yapıda ölçüm ve gözlem yapmışlardır. İncelenen yapıların ortalama doğal frekansını 6 Hz, bölme duvarların frekanslarını da 8.4 - 13.8 Hz aralığında bulmuşlardır.

Ma vd. (2003), çalışmalarında patlatma kaynaklı yer hareketi etkisinde betonarme yapılarda meydana gelen deformasyon şekillerini ve bunların deprem nedeni ile oluşan deformasyonlardan farklılıklarını incelemiştir. Çalışmalarından, patlatma kaynaklı yer hareketi sonucunda betonarme yapılarda esas deformasyonların kolon-kiriş birleşimleri gibi rijit bölgelerde meydana geldiği sonucuna ulaşmışlardır.

Wu vd. (2003), deneysel olarak değişik patlayıcı yoğunlukları için kaya zemin, kayatoprak zemin ara yüzeyi ve zemin üstünde meydana gelen titreşimlerin karakteristik özelliklerini incelemiştir.

Wu vd. (2004a), araştırmalarında büyük patlayıcı yoğunlukları için kaya zeminlerde oluşan yer hareketlerinin AUTODYN programı kullanılarak modellenmesi ve deneysel sonuçlara uygunluğu üzerinde çalışmışlardır. Çalışmalarında patlatmanın meydana geldiği odada ve kaya zemin içerisinde meydana gelen deformasyonları da incelemiştir. Araştırmaları sonucunda, modellemenin kaya zeminler için deneysel çalışmalara uygunluk gösterdiği sonucuna ulaşmışlardır.

Wu vd. (2004b), çalışmalarında patlatma sonucu betonarme yapılarda meydana gelen deformasyonları azaltmak için yapı temeli altında ince kum tabakası ile izolasyon yapılmasının etkisini incelemiştir. Çalışmalarından kum izolasyonunun yüksek frekanslı titreşimleri sönmülemde etkili olduğu ve yapıdaki patlatma kaynaklı yer hareketi nedeni ile oluşabilecek deformasyonları büyük ölçüde azalttığı sonucuna ulaşmışlardır.

Özer ve Dağ (2004), yapmış oldukları çalışmada, petrol boru hattı yakınından geçen otoyol inşaatının bir bölümünde uygulanan patlatma tekniği için patlatma tasarımı ve saha parametrelerini detaylı olarak çalışmışlardır. Patlatma parametreleri, en büyük tanecik hızı 51 mm/s'yi geçmeyecek şekilde tasarlanmıştır. 30 patlatma için titreşim bileşenleri ve ölçekli mesafeler detaylı olarak kaydedilmiştir. Patlatma kaynaklı titreşimlerin kabul edilebilir limitler içerisinde olduğunu belirlemişler ve boru hattında patlatma kaynaklı bir hasarın olmadığına karar vermişlerdir.

Erçıkı vd. (2004), yapmış oldukları çalışmada, bir kalker ocağında üretim esnasında patlatmadan kaynaklanan titreşimlerin çevredeki okul, cami, tarihi eser ve evlere olan yapısal etkileri araştırılmışlardır. Çalışmada, atımlar sonucu oluşan yersarsıntısı unsurlarını ölçmüşler ve elde edilen sonuçları uluslararası standartlarla karşılaştırılmıştır. Atımlar

sonucu oluşan titreşimlerin frekans değerlerinin % 3.2'sinin 5-12 Hz arasında, % 83.8'inin 13-40 Hz arasında, % 13'ünün ise 40 Hz den daha yüksek olduğu görmüşlerdir.

Aimone-Martin ve Dowding (2005), çalışmalarında patlatma merkezine uzaklıkları 335 ve 425 m arasında olan tuğla binalarda mevcut çatlakların patlatma kaynaklı titreşimler karşısında gelişimini incelemişlerdir. Çalışmada en büyük parçacık hızı değerlerini 1.53 mm/s ile 7.36 mm/s arasında, frekans değerlerini ise 7.3 Hz ve 24.4 Hz arasında ölçmüşlerdir. İnceledikleri yapıların doğal frekanslarını 8-12 Hz aralığında tespit etmişlerdir.

Çoşgun vd. (2005) yaptıkları çalışmada, bir açık ocaktaki dekapaj ve cevher üretimi sırasında patlatmadan kaynaklanan titreşim ve hava şoku gibi çevresel problemlerin, sahada gerçekleştirilen yeterli sayıda atım olayı bazında ölçülerek, ocakta geçmiş yıllarda yapılan patlatma çalışmalarının, yerleşim birimlerindeki mevcut yığma yapılarda hasarlara neden olabilecek seviyelere ulaşip ulaşmayacağını belirlemişlerdir.

Hao ve Wu (2005), çalışmalarında patlatma kaynaklı yer hareketi etkisinde çerçeve sistem yapı davranışlarını ve hasar oluşumunda titreşim hareketi frekans özelliğinin etkisini incelemişlerdir. Dinamik yapı davranışlarında yer hareketinin frekansının önemli etkisi olduğu sonucuna ulaşmışlardır. Yapılarda meydana gelen hasar oluşumunun genel olarak rijit olan bölgelerde (kolon-kiriş birleşim yerleri) ilk katlarda meydana geldiğini belirlemişlerdir.

Wu ve Hao (2005a), çalışmalarında kaya zemin içerisinde meydana gelen patlatma sonucu zemin ortamında ve yüzeyde oluşan titreşim hareketlerinin karakteristik özelliklerini ve farklılıklarını geliştirdikleri patlatma modellemesi üzerinde incelemişlerdir.

Wu ve Hao (2005b), çalışmalarında zemin yüzeyinde meydana gelen patlatma sonucunda yapı üzerine gelen hava basıncı ve yer titreşimlerinin aynı anda etkimesi durumunda yapı davranışını incelemişlerdir.

Wu vd. (2005), çalışmalarında patlatma kaynaklı yer hareketi etkisinde iki katlı yığma yapı ile iki katlı ve altı katlı tuğla duvarlı betonarme çerçeve sistem yapıların deformasyon oluşumlarını incelemişlerdir. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisinde en fazla hasarın yapı elemanlarının rijit bölgelerinde meydana geldiği sonucuna ulaşmışlardır.

Nicholson (2005), en büyük parçacık hızına bağlı olarak patlatma kaynaklı yer hareketi etkilerinin belirlenmesine yönelik yapmış olduğu çalışmada, Bengal'de bir taş ocağında Amerika Madencilik Bürosu (USBM) ve Açık Maden İşletmeciliği (OSM) ölçütleri uygulanarak yapılan patlatmalı üretim sonucunda işletme yakınında bulunan

binaların hasar görmediğini belirlemiştir. Çalışmadan sonucunda USBM ve OSM kriterlerinin Jamaika'nın jeolojik şartları için uygun olduğu sonucuna ulaşmıştır.

Aimone-Martin ve Rosenhaim (2006), çalışmalarında kireçtaşı ocağı yakınlarındaki iki konutta uzun dönem izleme yaparak patlatmalardan dolayı yapılarda oluşan hasarlar ile normal günlük aktiviteler ve iklim şartlarındaki değişikliklere göre oluşan hasarları karşılaştırmıştır. Çalışmalarında yapı davranışı üzerinde günlük insan aktivitelerinin ve iklim şartlarındaki değişikliklerin, düşük seviyedeki patlatmalardan daha etkili olduğu sonucuna varmışlardır.

Adıgüzel (2006), yapmış olduğu çalışmada, taş ocağındaki basamak patlatması sonucu oluşan yersarsıntısı ölçüm sonuçlarını değerlendirmiştir. Taş ocağı çevresinde bulunan yapıların, patlatma faaliyetlerinden dolayı zararının olup olmadığının belirlenmesi amacıyla, ölçülen frekans ve PPV değerlerini, USBM ve Alman DIN-4150 standartlarına göre değerlendirmiştir.

Waldron (2006), yapmış olduğu çalışmada, konut tipi yapılarda patlatma kaynaklı titreşimlerden oluşan hasarlar ile günlük insan aktiviteleri, makine ve çevre kaynaklı etkilerden dolayı oluşan hasarları karşılaştırmıştır. Bunun için bir yıllık mevsimsel döngüyü de içine alacak şekilde konutlar üzerinde uzun dönem izleme yapmıştır. Sonuç olarak mevsimsel etkilerin yapılardaki çatlak gelişimi üzerine daha etkili olduğunu belirtmiştir.

Özmen (2006), yapmış olduğu çalışmada, farklı patlayıcı maddeler kullanılarak elde edilen yer hareketinin ivme-zaman değişimlerini analitik olarak belirlemiştir. Yapıların davranışına deprem ve patlatma kaynaklı yer hareketi etkisini karşılaştırmalı olarak incelemiştir. Kolonlarla çevrili duvarlarda çatlak oluşumunun çevrili olmayanlara göre azaldığı, yüksek katlı çerçeve yapılarda çatlak oluşumlarının ilk katlarda daha çok olduğu sonucuna ulaşmıştır.

Cihangir (2006), yapmış olduğu çalışmada, bir kalker ocağındaki üretim patlatmalarından kaynaklanan titreşim ve hava şoku gibi patlatma sonrasında ortaya çıkan çevresel unsurların, işletme sınırları çevresindeki okul, cami, tarihi eser ve evlere olan etkileri araştırmış ve bu etkileri en aza indirecek bir patlatma dizaynı geliştirilmeye çalışılmıştır. Bu amaçla toplam 73 patlatma kaydı alınmış ve bunlara ait en büyük parçacık hızı, frekansları, ivme ve yer değiştirme parametrelerini incelenmiştir.

Dowding vd. (2007) tarafından agrega taş ocağı işletmesinden 490 m uzaklıkta bulunan bir konutun, patlatmaya karşı tepkisi ve çatlak gelişimi uzun dönem gözlenmiştir.

Mevcut çatlakların patlatmaya karşı davranışını izlemek için, çatlaklara sensörler yerleştirilmiştir. PPV değerini 5 mm/s ve temel frekansı 13 Hz olarak belirledikleri patlatma kaynaklı yer hareketinin mevcut çatlaklarda bir artışa sebep olmadığını saptamışlardır.

Aimone-Martin ve Rosenhaim (2007), patlatma kaynaklı yer hareketi ve hava şoku etkileri üzerine yaptıkları çalışmada, en büyük parçacık hızı ve hava şoku değerlerinin USBM tarafından izin verilen sınırlar içerisinde olması durumunda yapıda kozmetik (kılcal seviyede) çatlaklar oluştuğunu gözlemlemişlerdir. Yapıların büyük çoğunluğundan beklenen temel doğal frekansın 4-12 Hz arasında olduğu vurgulanmıştır.

Khandelwal ve Singh (2007), yapmış oldukları çalışmada, Hindistan'da bir maden ocağında uluslararası patlatma kriterleri kullanılarak yapılan 75 adet patlatma ve PPV değerlerini kaydetmişlerdir. Elde ettikleri bu veriler yardımıyla, yapay sinir ağıları yöntemini kullanarak yapılacak olan patlatmaların yer hareketi özelliklerini belirlemeye çalışmışlardır.

Dowding ve Aimone-Martin (2007), yapmış oldukları çalışmada, iki katlı bir yapının kaya patlatmalarından kaynaklanan yer hareketi etkisindeki davranışını incelemişlerdir. Patlatma anında yapı davranışını ölçebilmek için, ikisi yapının üst ve alt köşelerine ve ikisi de duvar ortalarına yerleştirilmiş olan dört hızölçer kullanılmıştır. PPV değerini, USBM ve OSM tarafından izin verilen sınırlar içerisinde 11.4 mm/s olarak ölçmüşlerdir.

Kuzu (2008a), tarafından patlatma kaynaklı yer hareketi karakteristiklerine bölgenin jeolojik yapısının etkisini incelemiştir. Bu amaçla bir kum ocağı işletmesinde yapmış olduğu ölçümler sonucunda, patlatma bölgesine özgü deneysel olarak yeni bir PPV hesaplama ifadesi kullanmıştır. Öngörülen PPV değerlerine göre yapılan patlatmalar sonucunda, USBM ve OSM ölçütlerine göre emniyetli tarafta kalındığını belirtmiştir.

Kuzu (2008b), yapmış olduğu çalışmada İstanbul'da tünel inşaatı sırasında yapılan patlatmaların etkisini en aza indirmek için yeni bir yöntem sunmuştur. Patlayıcı miktarını arttırırken atım süresini azaltan bu yöntemle göre patlatmalar daha verimli olmakta, ayrıca tünel inşasının üzerinde bulunan yapılar da daha az etkilenmektedir.

Singh ve Roy (2008), Hindistan'daki üç kömür maden işletmesinde yapılan patlatmaların işletmeler yakınındaki binalara olan etkilerini incelemişlerdir. Ölçüm yaptıkları bir ve iki katlı binaların doğal frekanslarını 7-14 Hz aralığında tespit etmişlerdir. Patlatma kaynaklı yer hareketinin en büyük parçacık hızını 5.68 mm/s olarak ölçmüşlerdir.

Yapılarda oluşan çatlakların duvar yüzeylerinde, duvarların birleşim yerlerinde ve köşelerde oluştuğunu belirlemişlerdir.

Tian ve Li (2008), yapmış oldukları çalışmada, tünel inşaatı sırasında yapılan patlatmalardan kaynaklanan yer hareketi ve şok dalgalarının taban izolatörlü ve izolatörsüz çok katlı binalara olan etkilerini ABAQUS paket programı kullanarak oluşturdukları sayısal modeller üzerinde incelemişlerdir. Patlatma kaynaklı yer hareketinden taban izolatörlü binaların daha az etkilendiği sonucuna ulaşmışlardır.

Drebenstedt ve Paessler (2008) tarafından bir taş ocağı işletmesine 800–820 m uzaklıkta bulunan konut tipi yapıda fiber optik ölçüm cihazları kullanarak patlatma kaynaklı yer hareketinden oluşan etkiler incelenmiştir. Patlatmalar DIN 4150 Alman normuna uygun olarak öngörülmüş ve gerçekleştirilmiştir. Ölçülen PPV ve frekans değerlerinin izin verilen aralıkta olduğu ve patlatmalardan dolayı yapıda bir hasar oluşmadığı tespit edilmiştir.

Karadoğan (2008), patlatma hasar tahmin kriteri oluşturmak için yapmış olduğu araştırmasında, farklı kaya birimlerine dayanan patlatma uygulamalarında titreşim kayıtları almış, kaya birimleri için titreşim hızı tahminleri, frekans analizleri, çevredeki yapılar ve sakinlerin davranışları ile ilgili gözlemler yapmıştır. Bu veriler kullanılarak risk analizine dayalı bir patlatma hasar kriteri önermiştir.

Hacıfendioğlu ve Birinci (2009), yığma minarenin patlatma ve deprem kaynaklı yer hareketlerine göre üç farklı zemin sınıfı için dinamik analizlerini yapmıştır. ANSYS sonlu eleman programını kullanarak analizlerini yaptıkları minarede, gerilmelerin şerefeye açılan kapı boşluğu çevresinde ve kesitler arası geçişlerin olduğu bölgelerde daha etkili olduğu sonucuna ulaşmışlardır.

Dai ve Chen (2010a, 2010b), enerji iletim hatlarının patlatma kaynaklı yer hareketi etkilerine karşı davranışlarını incelemek için Amerika'da iki patlatma alanında yapmış oldukları çalışmada, patlatma kaynaklı yer hareketinin en büyük parçacık ivmesi, en büyük parçacık hızı ve en büyük yerdeğiştirme gibi özelliklerinin yanı sıra enerji iletim hatlarının da dinamik özelliklerinin bilinmesi gerekliliğini vurgulamışlardır. En büyük parçacık hızları 50.8, 76.2, 101.6 ve 127 mm/s olan dört farklı patlatma kaynaklı yer hareketi için betonarme enerji iletim hattı direklerinin dinamik analizlerini ANSYS sonlu eleman programını kullanarak yapmışlardır. Yaptıkları çalışmanın sonucunda, 50.8 mm/s parçacık hızına sahip patlatma kaynaklı yer hareketinin enerji iletim hatlarında bir hasar oluşturmadığı vurgulanmıştır.

1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

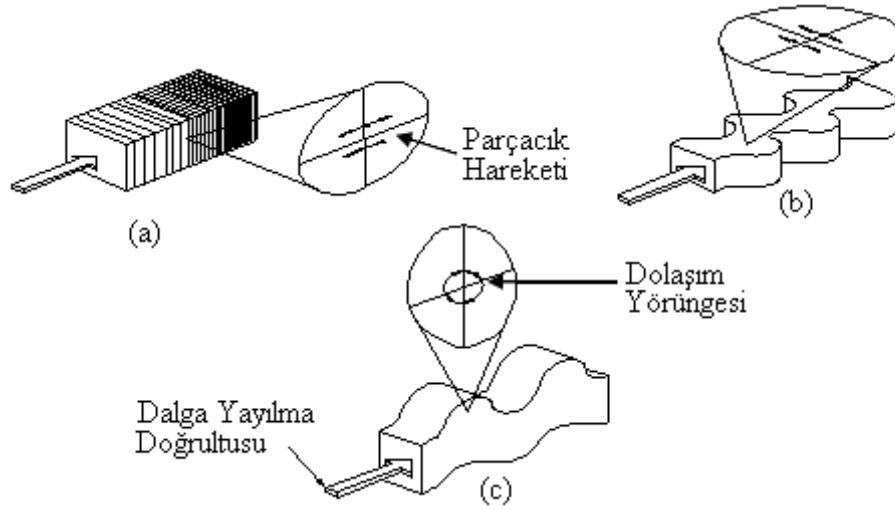
Bu çalışmada, betonarme ve yığma yapı türleri için parçacık hızı ve frekansa bağlı patlama hasar tahmin kriterlerinin çıkartılması ve patlatma kaynaklı yer hareketinin yapıların doğrusal olmayan davranışı üzerindeki etkisinin Operasyonel Modal Analiz yöntemiyle belirlenmesi amaçlanmaktadır. Bu amaçla farklı yapı türleri seçilip, yapılan atımlar sonucu yapılardaki davranış gözlenmiştir. Öncelikle aletler yardımıyla patlamaların oluşturduğu zemin ve bina titreşimlerinin hızı ve frekansı belirlenmiştir. Elde edilen veriler doğrultusunda hasar tahmin kriteri oluşturulmaya çalışılmıştır. Yapı özelliklerine göre elde edilen bilgiler kullanılarak yapıların üç boyutlu sonlu eleman modelleri oluşturulmuş ve gerçekleştirilen modal analiz sonucunda yapıların analitik dinamik karakteristikleri belirlenmiştir. Bu yapıların Operasyonel Modal Analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen titreşim testlerinden deneysel dinamik karakteristikleri belirlenmiştir. Analitik ve deneysel dinamik karakteristikler arasında bir miktar farklılıklar olduğu görülmüştür. Bu farklılıkları en az seviyeye indirmek için yapıların sonlu eleman modellerinde iyileştirmeler yapılarak yapı davranışının tam olarak yansıtılması sağlanmıştır. Çalışmanın bir sonraki aşamasında elde edilen bir patlatma kaydı yapıya etki ettirilerek yapının doğrusal olmayan dinamik analizi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre patlatma kaynaklı yer hareketinin yapı davranışı üzerine etkisi değerlendirilmiştir.

1.4. Patlatma Kaynaklı Yer Hareketinin Genel Özellikleri

Karmaşık özelliklere sahip yer hareketlerinin (deprem, patlatma, vb. kaynaklı) analizler için kullanılmasında, temel olarak arazide yapılan ölçümlerden elde edilen kayıtlar esas alınmaktadır. Arazi ölçümleri üç boyutlu yer hareketi için birbirine dik üç doğrultuda yapılır. Elde edilen davranış-zaman grafiklerinden etkin doğrultu, frekans ve en büyük değerlerin birleştirilmesi ile sınırlandırmalarda kullanılacak en büyük yer hareketi bileşenleri elde edilir. Mühendislik uygulamalarında yer hareketleri temel olarak “Boyuna Dalgalar (P) – Enine Dalgalar (S) – Yüzey Dalgaları (R)” olmak üzere üç dalga tipinde sınıflandırılmaktadır.

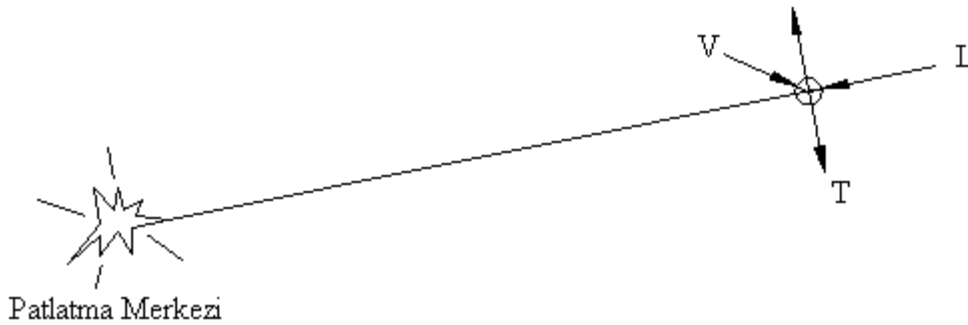
Patlatma sonucu oluşan dalga yayılımı ile parçacık hareketinin değişimi ve zemin üzerinde oluşan deformasyon şekilleri Şekil 1.1’de gösterilmektedir. Her dalga hareketi için zemin ortamından alınan bir kesit üzerinde meydana gelen değişimler görülmektedir.

Şekil 1.1(a)'da basınç dalgı hareketinde parçacık hareketi dalgı ilerleme doğruştusu ile aynı yönde olmaktadır. Şekil 1.1(b)'de kesme dalgı hareketinde parçacık hareketi dalgı ilerleme doğruştusuna Őekildeki gibi yatay veya dűşey yönde olmak üzere dik yönde meydana gelmektedir. Dalgı hareket tipleri arasında en karmaşık olan yüzey (Rayleigh) dalgı hareketinde Şekil 1.1(c)'de görűlebileceđi gibi parçacık hareketi dalgı ilerleme doğruştusuna paralel ve dűşey yönde bileşenlere sahip olacak Őekilde dairesel bir yol izlemektedir.



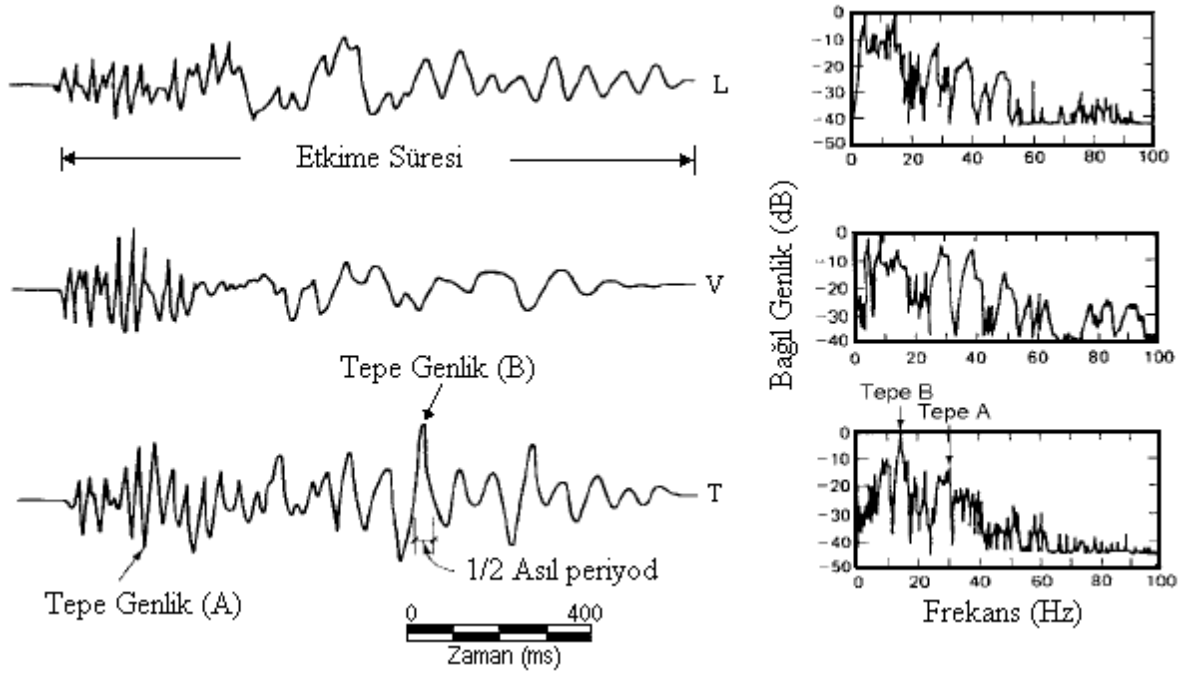
Şekil 1.1. Dalgı Tipleri: (a) P- Boyuna Dalgalar (b) S- Enine Dalgalar (c) R- Yüzey Dalgaları (Dowding, 1996; Özman, 2006)

Yer hareketinin tam olarak tanımlanabilmesi için birbirine dik üç doğruştuda bileşenlerinin bilinmesi gerekmektedir. Bunlardan birincisi yatay doğruştuda yayılan radyal bileşen (L), ikincisi buna dik doğruştulara tanımlanan dűşey bileşen (V) ve üçüncüsü enine bileşen (T)'dir (Şekil 1.2).



Şekil 1.2. Yer hareketi yayılma doğruştusu bileşenleri (Dowding, 1996 ; Özman, 2006)

Patlatma çalışmalarında elde edilebilecek tipik yer hareketi kayıtları Şekil 1.3'te gösterilmiştir. Buradan kolaylıkla görülebileceği gibi yer hareketinin zamanla değişiminin tanımlanabilmesi için en önemli parametreler yer hareketinin en büyük genlik (ivme, hız veya yerdeğiştirme), hakim periyot ve etkime süresi bileşenleridir. Tüm bu parametreler patlatma için kullanılan patlayıcı miktarına (merkezde açığa çıkan enerjiye) ve dalga iletim ortamına (zemin özellikleri) bağlıdır.



Şekil 1.3. Patlatma kaynaklı yer hareketi kayıtları (Dowding, 1996)

1.4.1. Genlik

Patlatma nedeni ile oluşacak yer hareketinin hız, ivme ve yerdeğiştirme bileşenlerinin en büyük değerleri ve zamanla değişimleri patlatma merkezinden uzaklık ile patlatma enerjisine bağlı olarak farklılık göstermektedir. Kısa mesafedeki yer hareketlerinde yüksek bir genlik değerinden hızlı bir azalma ile ilk değere göre küçük genliklerle değişim gözlenirken; uzak mesafelerde küçük azalmalarla sinüs dağılımına uygun bir hareket gözlenmektedir.

Pratik çalışmalarda, yapı üzerindeki etki incelenirken Şekil 1.3'ten görüleceği gibi grafiklerde bulunan en büyük genlik değerleri kullanılmaktadır. Bunlar,

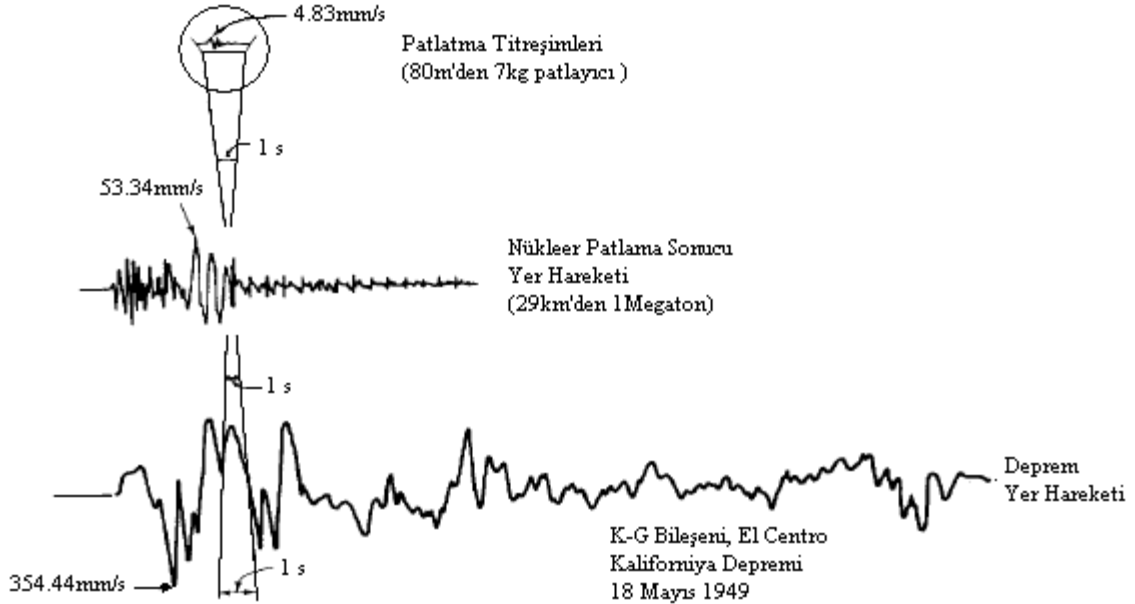
- En büyük ivme
- En büyük hız
- En büyük yerdeğiştirme

değerleridir. Bu değerler, standartlarda verilen değerlerle karşılaştırılarak yapıya zarar verip vermeyeceğine karar verilir. Bu karşılaştırmada genellikle en büyük hız değeri kullanılmaktadır (Dowding, 1996).

1.4.2. Frekans

Periyot (T), zamana bağlı bir hareketin bir salınım yapması için geçen süre olarak tanımlanmaktadır. Frekans (f) ise birim zamanda yapılan salınım sayısı olarak ($f=1/T$) tanımlanmaktadır.

Mühendislik uygulamalarında gerçekleştirilen patlatmalardan kaynaklanan yer hareketlerinin temel frekans bileşenleri 0.5 Hz ile 200 Hz arasında değişiklik göstermektedir. Şekil 1.4'ten temel karakteristikleri incelendiğinde patlatma kaynaklı, deprem ve nükleer patlatma kaynaklı yer hareketlerinin farklılıklar gösterdiği görülür (Dowding, 1996).

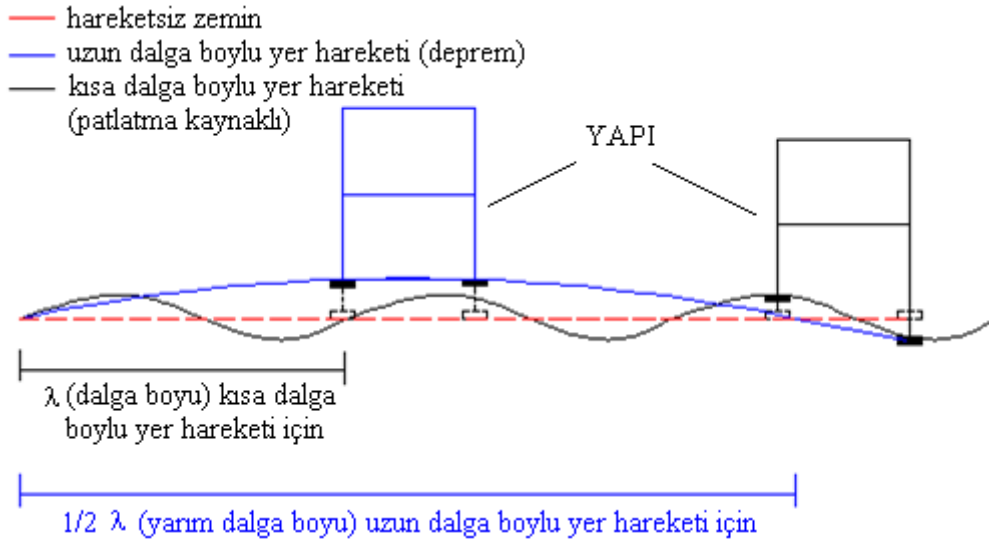


Şekil 1.4. Mühendislik patlatmaları ile deprem ve nükleer patlamalar sonucu oluşan yer hareketlerinin karşılaştırılması (Dowding, 1996)

Patlatma sonucu oluşan titreşimler deprem ve nükleer patlatma sonucu oluşan titreşimlere oranla daha yüksek frekanslarla ortamda iletilirler. Bunun yanında patlatma titreşimleri, deprem ile nükleer patlatmaya oranla çok daha kısa etki süresine ve daha az enerjiye sahiptir. Ancak, patlatma kaynaklı yer hareketlerinin kısa mesafelerde bulunan yapılar üzerinde etkilerinin bilinmesi projelendirmeler ve sınırlandırmalar için gerekli olmaktadır.

1.4.3. Dalga Boyu

Farklı dalga boylu yer hareketlerinin yapıya etkisi Şekil 1.5'te verilmektedir (Özmen, 2006). Dalga hareketinin uzun dalga boyuna sahip olması durumunda yapı üzerinde zeminde oluşacak ivmeden kaynaklanan atalet kuvvetleri etkili olurken, kısa dalga boyuna sahip yer hareketlerinde yapı temelinde oluşacak farklı yer değiştirmelerin etkisi de hesaba katılmalıdır.

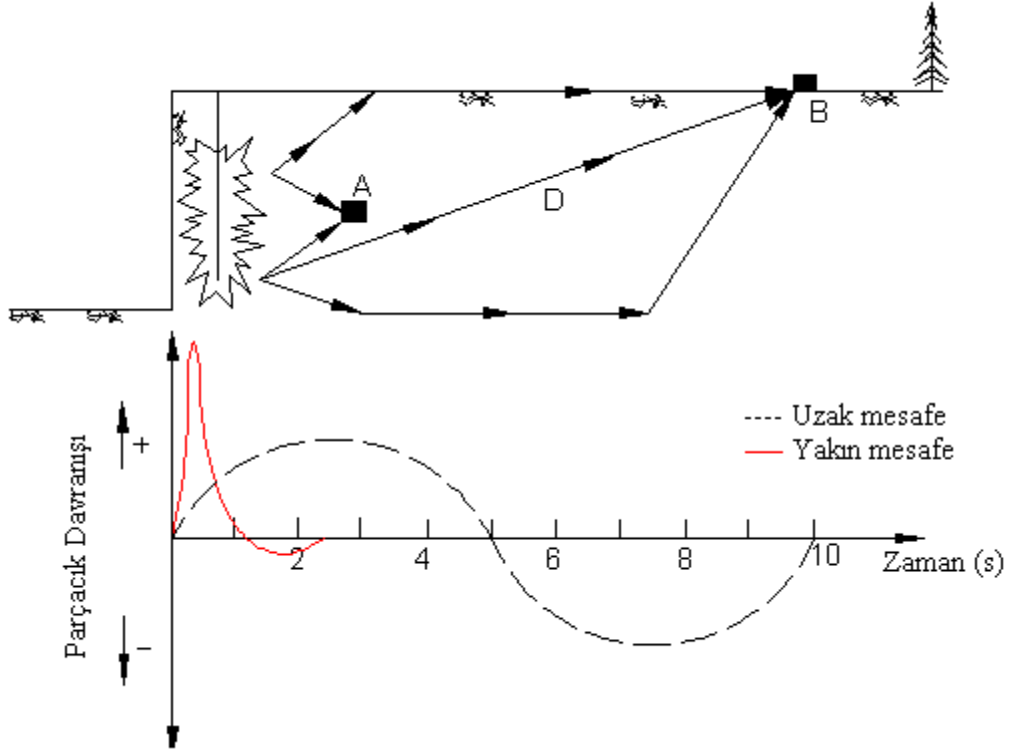


Şekil 1.5. Farklı dalga boyunda yer hareketlerinin yapıya etkisi (Özmen, 2006)

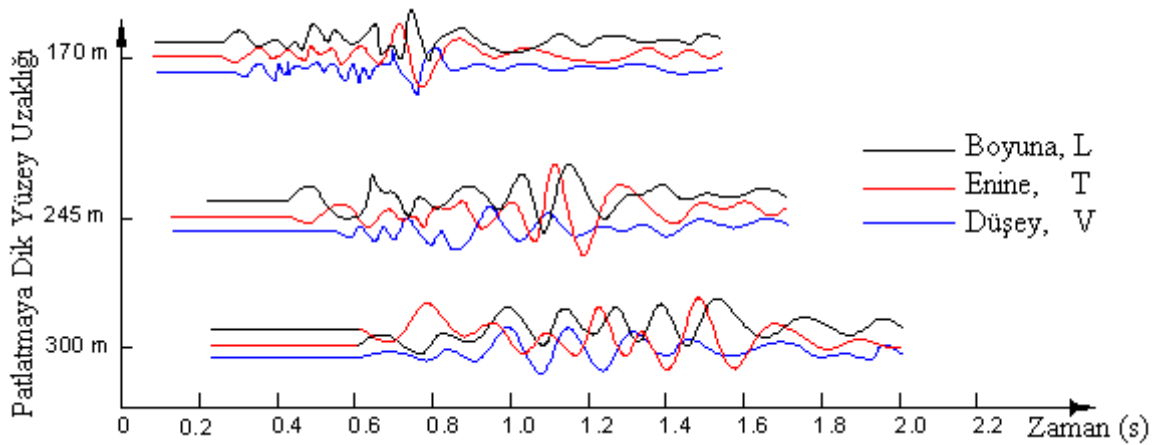
1.4.4. Yakın ve Uzak Mesafedeki Davranışı

Şekil 1.6'dan görülebileceği gibi uzak mesafede yer hareketi, patlatma sonucu oluşan etkinin direkt iletimi, yansımalar ve kırılmalar sonucundaki toplam davranıştan oluşur ve genel olarak sinüs dağılımına uyar. Patlatma merkezine yakın yapılarda ise ani bir maksimuma sahip bir etki gözlenir. Bu etki yaklaşık olarak patlatma basıncının zamanla

değişimine benzemektedir. Bunun nedeni yakın mesafelerdeki bir yer üzerinde yalnız patlatmadan kaynaklanan direkt etkinin bulunmasıdır (Dowding, 1996; Özmen, 2006). Şekil 1.7’de yer hareketi bileşenlerinin belirli mesafelerde elde edilebilecek tipik ivme-zaman grafikleri verilmektedir.



Şekil 1.6. Yeraltı patlatmalarının yakın ve uzak mesafedeki davranışı (Dowding, 1996; Özmen, 2006)



Şekil 1.7. Patlatma kaynaklı titreşim bileşenlerinin uzaklıkla değişimi (Dowding, 1996)

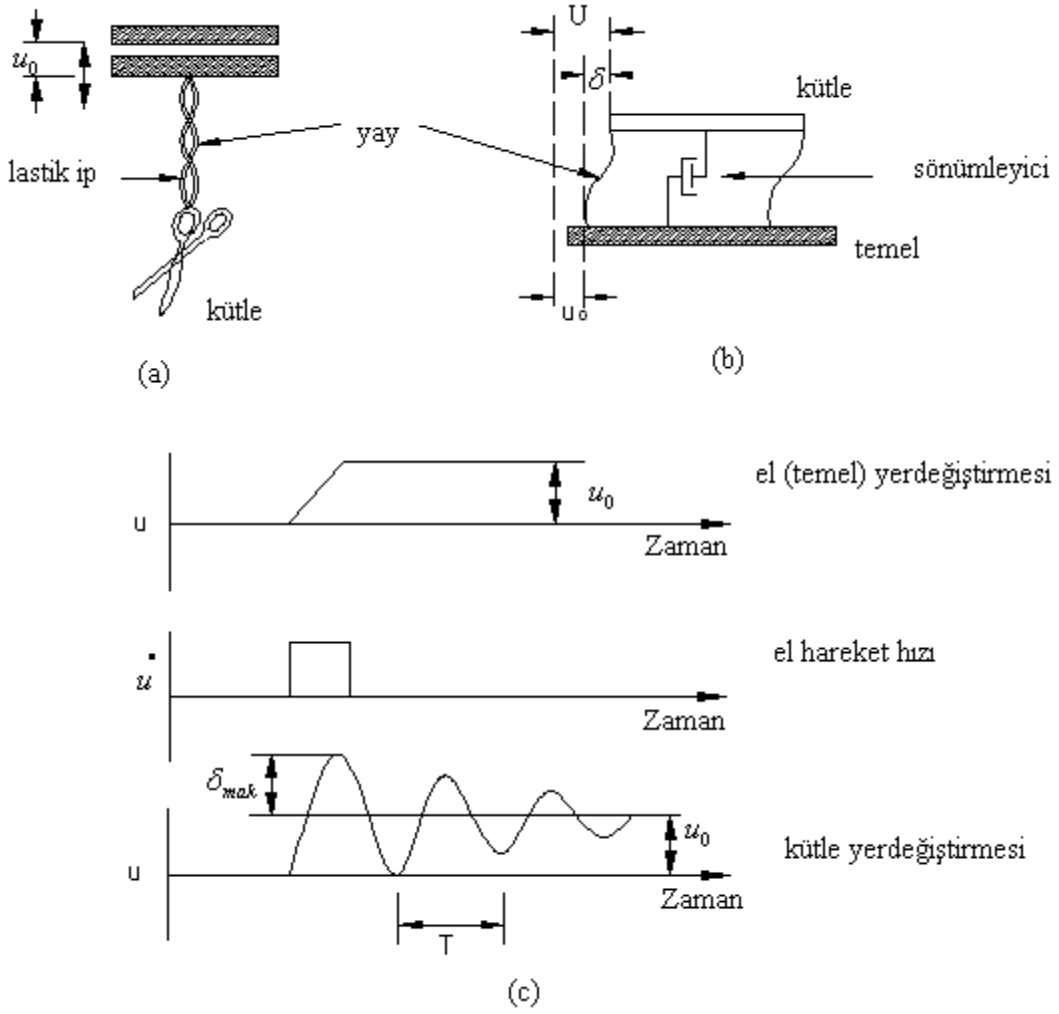
1.5. Patlatma Kaynaklı Yer Hareketi Sırasında Yapı Davranışının Özellikleri

Mühendislik alanında yapılan çalışmalar ile yapıların dinamik davranışları hakkında pek çok bilgi edinilmiştir. Ancak, deprem mühendisliği için yapılan araştırmalardan elde edilen sonuçların, patlatma kaynaklı yer hareketinin yapı üzerinde etkisi için uygun olmayacağı ifade edilmektedir (Lu vd., 2001).

Patlatma kaynaklı yer hareketi altındaki yapı davranışı, tek serbestlik dereceli sistemin bu tür frekansa duyarlı bir dinamik etki altında davranışının gözlemlenmesi ile belirlenebilir. Buna basit olarak Şekil 1.8'den görülebileceği gibi lastik ipten asılı bulunan bir makasın, elle verilen düşey hareketin yavaş ve çok hızlı olması durumundaki sistem davranışı örnek verilebilir.

El ile makasa verilecek düşey hareketin yavaş olması durumunda makas aşağı yönde belli bir yer değiştirme yapar. Bu yer değiştirme altında lastik ip üzerinde gerilmeler oluşur. Buradan anlaşılacağı gibi düşük frekansa sahip yer hareketlerinde (deprem etkisi) Şekil 1.8'deki modele benzer olarak yapı davranışını belirleyen temel parametre olarak yatay kat yerdeğiştirmeleri alınabilir.

Bunun tersi olarak makasa düşey hareketini veren (yüksek frekansa sahip yer hareketini temsil edecek şekilde) el hareketinin hızı arttırılırsa makasın aşağı yöndeki yer değiştirmesinin azaldığı görülür. Buradan çok hızlı bir dinamik hareket sonrası (yüksek frekanslı hareket) düşey yerdeğiştirmelerin çok az olacağı anlaşılabilir (Dowding, 1985). Ancak, yer değiştirmelerin az olmasına karşın lastik ipten gerilme oluşması davranışın belirlenmesinde temel parametre olarak yer değiştirmelerin değil iç gerilmelerin etkili olduğunu göstermektedir.



Şekil 1.8. Tek yönlü dinamik hareket verilen makas modeli ve yapı ile ilişkisi (Dowding, 1985; Özmen, 2006)

1.6. Patlatma Kaynaklı Hasar Tahmin Kriterleri

Hasar kriterlerinin belirlenmesinde sarsıntının enerji düzeyinden yararlanılır. Sarsıntının enerji düzeyinin ölçülmesindeki parametreler; parçacık yer değiştirilmesi, parçacık hızı, parçacık ivmesi ve dalga frekansı (Hz)'dir. Zemindeki bir parçacığın hızına “parçacık hızı” adı verilmektedir. Parçacık hızı sıfırdan başlar, en yüksek değerine ulaşır ve giderek sönümlenir. Hasar kriterlerindeki en önemli parametrelerden biri en yüksek parçacık hızıdır. Çünkü bu hız ne kadar büyükse binada o denli şiddetli sarsılır.

Hasar kriterlerinin belirlenmesinde sarsıntının enerji düzeyinin yanında yapım tekniği, boyutları ve üzerine oturduğu zemin özellikleri de etkili olmaktadır. Çünkü,

hasarlar, dalga frekansının yapının frekansına eşit veya ondan biraz büyük olduğunda oluşmaktadır.

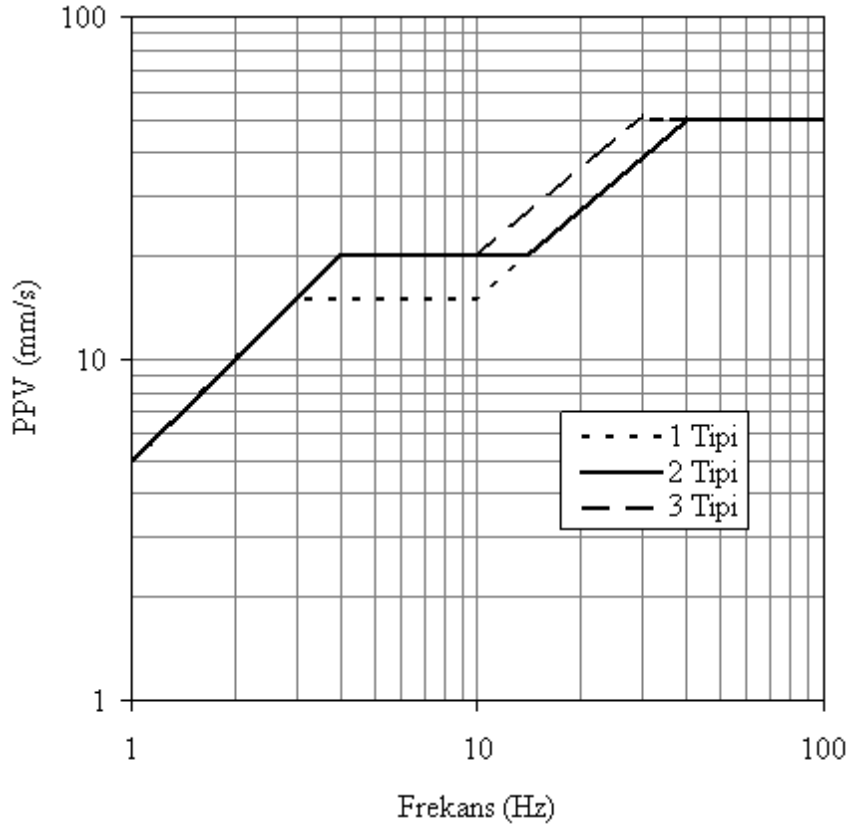
Uluslararası düzeyde hazırlanmış birçok hasar tahmin kriteri vardır. Bunlardan en yaygın kullanılanları aşağıda bahsedilmektedir.

1.6.1. ABD Madencilik Bürosu (USBM) Hasar Tahmin Kriteri

Amerikan Madencilik Bürosunun geliştirdiği standartta (USBM 8507, 1980), parçacık hızı 50 mm/s üzerindeki hızlarda frekansın önemi olmaksızın binalar için tehlikeli sınır başlamaktadır. Şekil 1.9'da 50 mm/s'nin altındaki binaların, yapı malzemesine göre değişik hız ve frekans değerleri sınır olarak verilmiştir. Buna göre; yapı malzemesi en kötü olan binalar (1), yapı malzemesi beton ve donatı yönünden yetersiz olan binalar (2) ve sanatsal ve tarihi eserlerle yapım tekniğine uygun yapılmış yüksek beton dayanımı olan binalar (3) olarak kodlanmıştır. Tablo 1.1'de yapı tipi sırasıyla 1, 2 ve 3 için sınır değerler verilmektedir.

Tablo 1.1. USBM standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (USBM 8507, 1980)

Yapı Tipi	En büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
1	5~15	0~3
	15	3~10
	15~50	10~40
	<50	40~100
2	5~20	0~4
	20	4~20
	20~50	20~40
	<50	40~100
3	5~20	0~4
	20	4~10
	20~50	10~30
	<50	30~100



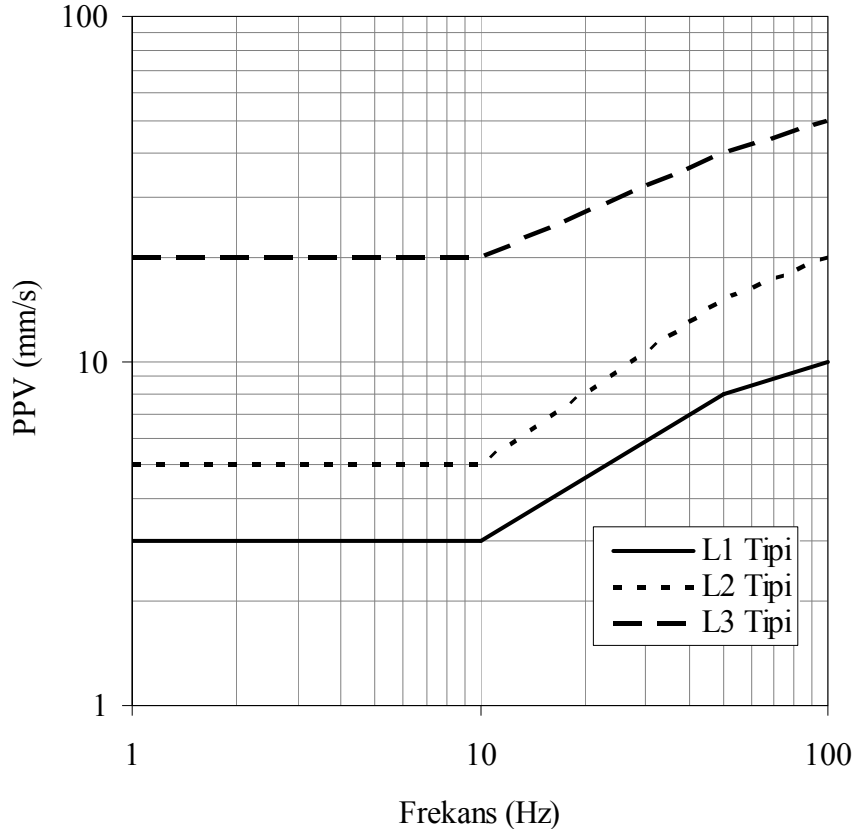
Şekil 1.9. USBM hasar tahmin kriteri (USBM 8507, 1980)

1.6.2. Alman Hasar Tahmin Kriteri

Alman standardında (DIN 4150, 1999) binalar L_1 , L_2 ve L_3 olarak sınıflandırılmıştır. Buna göre L_1 tipi binalar yapım malzemesi briket ve kerpiç olan evler, L_2 tipi binalar sanatsal ve tarihi yapılar ve L_3 tipi binalar betonarme binalardır. Yapı tipleri ve en büyük parçacık hızı – frekans ilişkisi değerleri Tablo 1.2’de verilmektedir. Alman patlatma hasar tahmin kriteri Şekil 1.10’da görülmektedir.

Tablo 1.2. Alman standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (DIN 4150, 1999)

Yapı Tipi	En büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
L ₁	<3	0~10
	3~8	10~50
	8~10	50~100
L ₂	<5	0~10
	5~15	10~50
	15~20	50~100
L ₃	<20	0~10
	20~40	10~50
	40~50	50~100



Şekil 1.10. Alman hasar tahmin kriteri (DIN 4150, 1999)

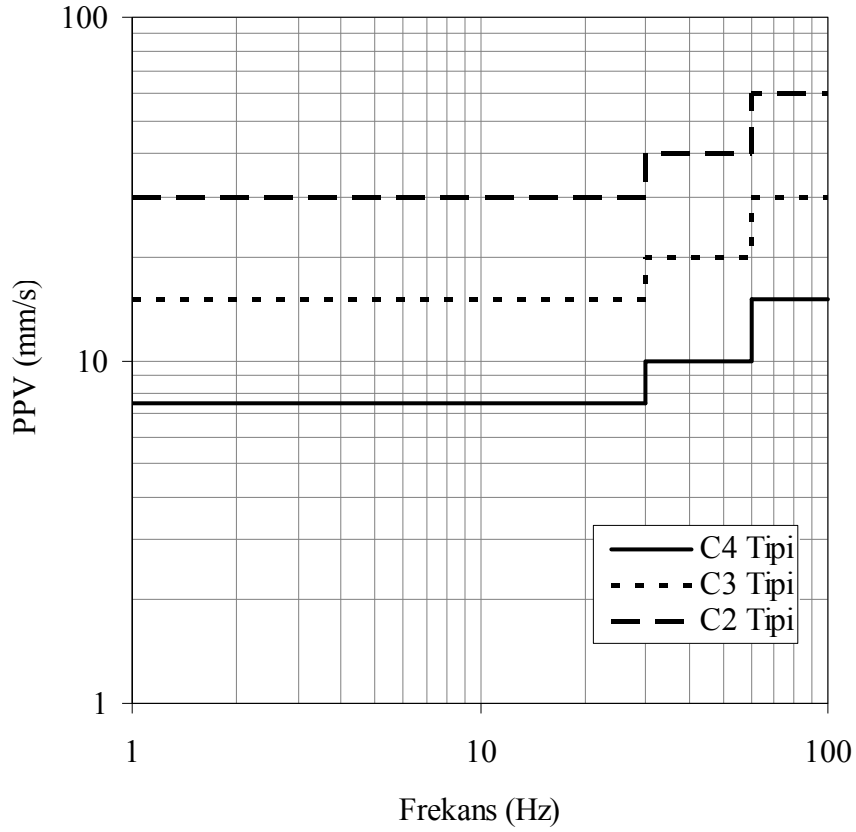
1.6.3. İsveç Hasar Tahmin Kriteri

İsveç standardında (SS 25210, 1996), binalar C₂, C₃, C₄ olarak sınıflandırılmıştır. Burada; C₂ : Betonarme yapılar, C₃ : Tarihi yapılar, C₄ : Kerpiç ve Briket yapılar olarak

kodlanmıştır. En büyük parçacık hızı ve frekans sınır değerleri Tablo 1.3'te ve hasar tahmin kriteri Şekil 1.11'de verilmektedir.

Tablo 1.3. İsveç standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (SS 25210, 1996)

Yapı Tipi	En büyük parçacık hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
C ₄	<7.5	0~30
	7.5~10	30~60
	<15	60~100
C ₃	<15	0~30
	15~20	30~60
	<30	60~100
C ₂	<30	0~30
	30~40	30~60
	<60	60~100



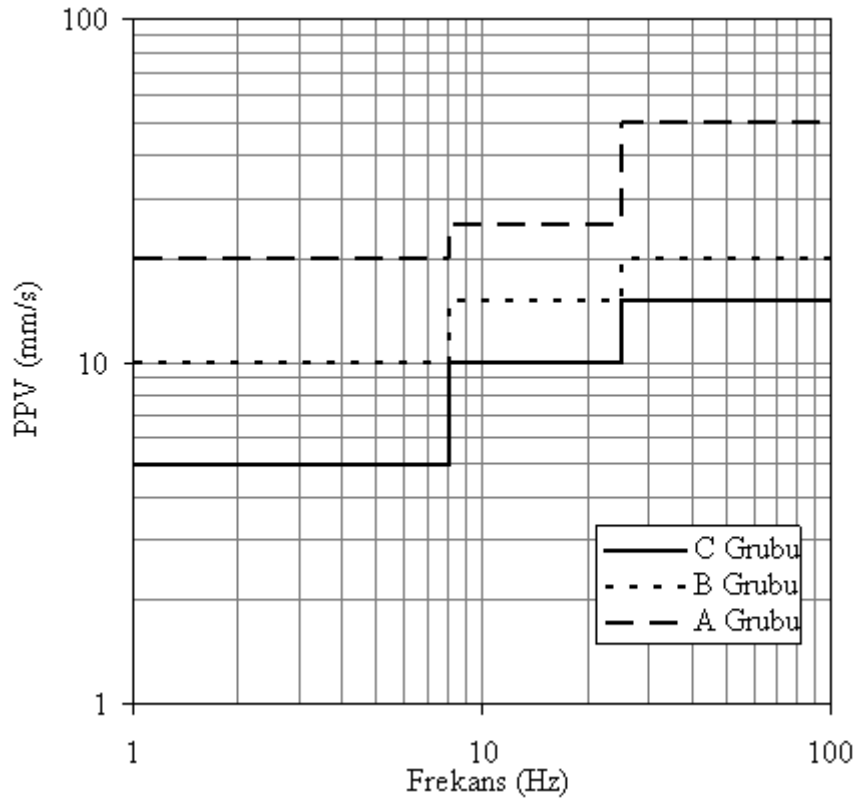
Şekil 1.11. İsveç hasar tahmin kriteri (SS 25210, 1996)

1.6.4. Hindistan Madencilik Dairesi Hasar Tahmin Kriteri

Hindistan Madencilik Dairesinin hazırladığı standarda (IS 6922, 1973) göre binalar; A grubu: betonarme binalar, B grubu: briket binalar, C grubu: kerpiç binalar olarak sınıflandırılmıştır. Bunlara ait en büyük parçacık hızları ve frekans değerleri Tablo 1.4'te verilmektedir. Hasar tahmin kriteri grafik olarak Şekil 1.12'de sunulmaktadır.

Tablo 1.4. Hindistan standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (IS 6922, 1973)

Yapı Tipi	En büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
C	<5	0~8
	5~10	8~25
	<15	25~100
B	<10	0~8
	10~15	8~25
	<25	25~100
A	<20	0~8
	20~25	8~25
	<50	25~100



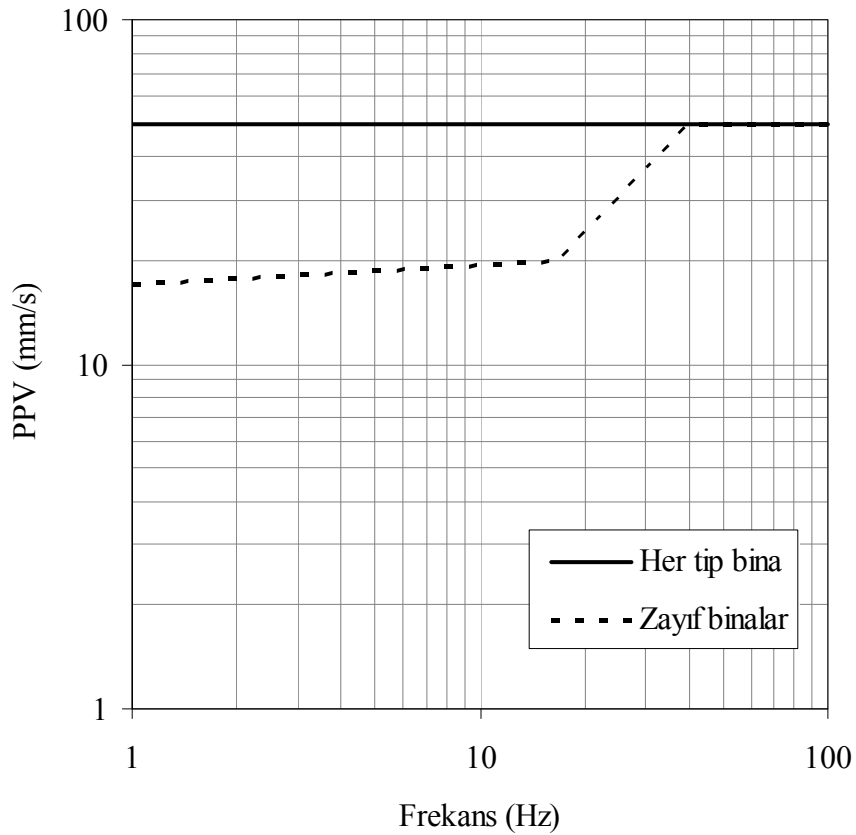
Şekil 1.12. Hindistan hasar tahmin kriteri (IS 6922, 1973)

1.6.5. İngiliz Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

İngiliz standardı (BS 7385, 1990) her tipte bina için 50 mm/s parçacık hızını sınır değer kabul etmiştir. Bu sınırın üstünde her frekanstaki binalar için tehlikeli olabileceğini vurgulamıştır. Ayrıca yapım tekniği ve kullanılan malzeme açısından zayıf binalar için 50 mm/s değerine kadar ayrı bir sınır değer belirlemişlerdir. Bu değerler Tablo 1.5'te sunulmaktadır. Hasar tahmin kriteri grafik olarak da Şekil 1.13'te verilmektedir.

Tablo 1.5. İngiliz standardı en büyük parçacık hızı – frekans sınır değerleri (BS 7385, 1990)

Yapı Tipi	En büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
Zayıf Binalar	17~20	4~17
	20~50	17~40



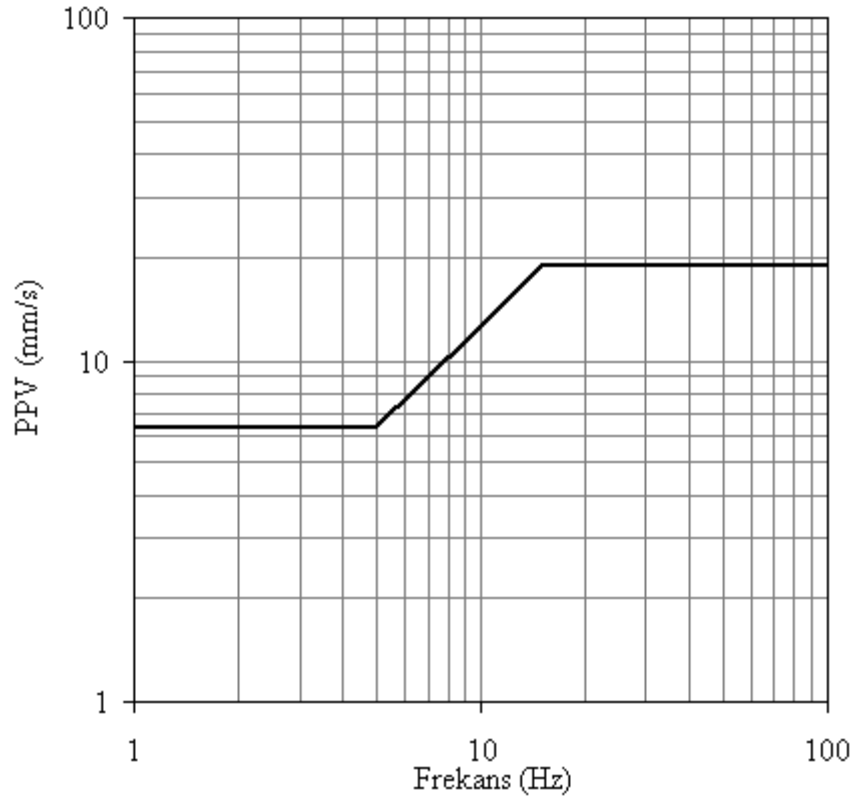
Şekil 1.13. İngiliz hasar tahmin kriteri (BS 7385, 1990)

1.6.6. Avustralya Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

Avustralya standardında (CA 23, 1967) yerdeğiştirme ve parçacık hızına göre sınırlandırma getirilmiştir. Buna göre; en büyük parçacık hızı ve frekans değeri farkı gözetmeksizin en büyük yerdeğiştirme değeri olarak 0.2 mm sınır değer olarak alınmıştır. Ayrıca, frekans değerleri ile en büyük parçacık hızı arasında da, 6.4 mm/s parçacık hızına kadar frekans değerinin 5 Hz'den büyük olmaması; 12.7 mm/s parçacık hızına kadar frekans değerinin 15 Hz'den büyük olmaması ve 19 mm/s en büyük parçacık hızına karşılık frekans değerinin 15 Hz'den büyük olması istenmektedir. Bu değerler Tablo 1.6'da ve hasar tahmin kriteri grafiği Şekil 1.14'te verilmektedir.

Tablo 1.6. Avustralya standardı sınır değerleri (CA 23, 1967)

Yerdeğiştirme (mm)	En büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
0.2	19.0	> 15
0.2	12.7	15
0.2	6.4	5



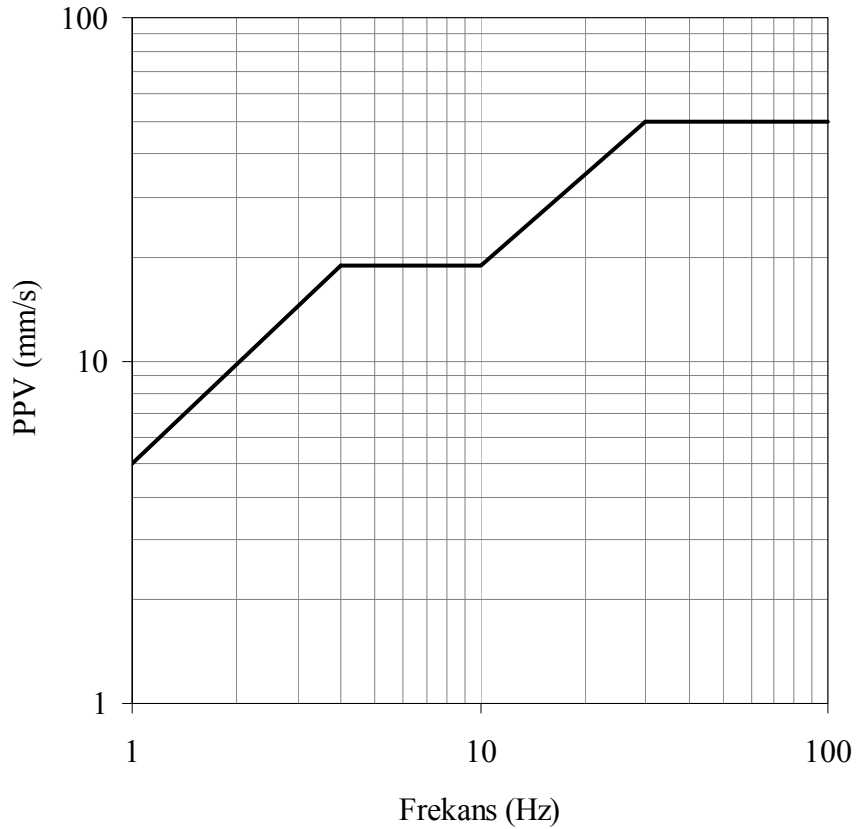
Şekil 1.14. Avustralya hasar tahmin kriteri (CA 23, 1967)

1.6.7. Türkiye’de Kullanılan Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

Çevre ve Orman Bakanlığına ait *Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği*’ne (Resmi Gazete, 2008) göre, maden ve taş ocakları ile benzeri faaliyette bulunan alanlardaki patlamaların çevredeki yapılara zarar vermemesi için, en yakındaki yapının çevresinde, zeminde ölçülecek titreşim düzeyi Tablo 1.7’de verilen değerleri geçemez. Yönetmeliğe ait hasar kriteri Şekil 1.15’te verilmektedir.

Tablo 1.7. Türkiye standardı sınır değerleri (Resmi Gazete, 2008)

En büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
5	1
19	4~10
50	30~100



Şekil 1.15. Türkiye hasar tahmin kriteri (Resmi Gazete, 2008)

1.7. Analitik ve Deneysel Formülasyon

Bu kısımda önce analitik ve Operasyonel Modal Analiz formülasyonundan daha sonra yapı sistemlerinin doğrusal olmayan dinamik formülasyonundan bahsedilecektir.

1.7.1. Analitik Modal Analiz Formülasyonu

Çok Serbestlik Dereceli Sistemler (ÇSDS) için doğrusal dinamik hareket denklemi,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{P} \quad (1.1)$$

olarak ifade edilir (Clough ve Penzien, 1975). Burada \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini; $\ddot{\mathbf{U}}$, $\dot{\mathbf{U}}$, \mathbf{U} ve \mathbf{P} ise sırasıyla ivme, hız, yerdeğiştirme ve dış yük vektörünü göstermektedir. Sönümsüz ÇSDS'in dinamik hareket denklemi ise,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = 0 \quad (1.2)$$

şeklinde yazılabilir. (1.2) denkleminde yerdeğiştirme ve hızın sinüs dağılımına uyduğu kabul edilirse,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{U} &= \{A\} \sin(\omega t + \theta) \\ \dot{\mathbf{U}} &= -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \theta) \end{aligned} \right\} \quad (1.3)$$

eşitlikleri yazılabilir. (1.3) eşitliklerin (1.2) denkleminde yerine yazılır ve düzenlemeler yapılırsa,

$$\mathbf{K}\{A\} - \omega^2 \mathbf{M}\{A\} = \{0\} \quad (1.4)$$

ifadesi elde edilir. (1.4) denkleminin sağlanması için $\{A\}$ özdeğer vektörünün sıfır olmayan çözümü aranırsa bunun (1.5)'da verilen denklemin determinantının sıfıra eşit olması ile sağlanacağı görülür.

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (1.5)$$

(1.5) denkleminin çözülmesi ile bulunan “ ω_i ” değerleri yapının doğal açısal frekanslarını oluşturmaktadır. Bu değerler küçükten büyüğe doğru sıralanır. Her “ ω_i ” değerinin (1.5) denkleminde yerine konulması ile elde edilen matrisin bağımlı çözümünden elde edilecek bir doğal modal vektör vardır. Bu modal vektörler her i 'inci mod için yapının serbest titreşim şeklini gösterir. Tüm modal vektörlerin birleştirilmesi ile oluşturulan matris “modal matris” olarak adlandırılır.

1.7.2. Operasyonel Modal Analiz Formülasyonu

Operasyonel Modal Analiz yönteminde yapının çevresel bir etki ile titreştirildiği kabul edilmekte ve yapının bu titreşime göstermiş olduğu tepki ölçülmektedir. Tepkilerin ölçülüp değerlendirilmesinde birçok yöntem kullanılmaktadır. Bu yöntemlerden en yaygın kullanılanları Geliştirilmiş Frekans Tanım Alanında Ayrıştırma (GFTAA) yöntemi ile Stokastik Altalan Belirleme (SAB) yöntemidir. GFTAA ve SAB yöntemlerine ait formülasyon aşağıda sunulmaktadır.

1.7.2.1. Geliştirilmiş Frekans Tanım Alanında Ayrıştırma (GFTAA)Yöntemi

Geliştirilmiş Frekans Tanım Alanında Ayrıştırma (GFTAA) yöntemi frekans ortamına dayalı bir yöntemdir. Frekans ortamlı yöntemler basitlikleri, işlem hızları ve altyapı gibi nedenlerden dolayı daha çok tercih edilmektedirler (Peeters, 2000). GFTAA yönteminde, bir titreşim pikinin etrafında tanımlanan tek serbestlik dereceli Güç Spektral Yoğunluk (GSY) fonksiyonu, Ters Ayrık Fourier Dönüşümü kullanılarak zaman ortamına geri alınabilmektedir. Doğal frekans zamana bağlı sıfır geçiş sayısı belirlenmesiyle, sönüm ise tek serbestlik dereceli normalize edilmiş oto korelasyon fonksiyonunun logaritmik azalışıyla elde edilir (Jacobsen vd., 2006). GFTAA yönteminde, ölçülmeyen etki kuvveti- $x(t)$ ve ölçülen davranış fonksiyonu- $y(t)$ arasındaki ilişki;

$$[G_{yy}(j\omega)] = [H(j\omega)]^* [G_{xx}(j\omega)] [H(j\omega)]^T \quad (1.6)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Bendat ve Piersol, 2004). Burada; $G_{xx}(j\omega)$ etki sinyalinin Güç Spektral Yoğunluk (GSY) fonksiyonunu, $G_{yy}(j\omega)$ tepki sinyalinin Güç Spektral Yoğunluk fonksiyonunu ve $H(j\omega)$ frekans davranış fonksiyonunu göstermektedir. Denklem (1.6)'daki * ve T sırasıyla ifadelerin kompleks eşleniğini ve transpozmesini göstermektedir. Matematiksel düzenlemelerden sonra tepki sinyaline ait GSY fonksiyonu tek kutuplu artık değer fonksiyonu formunda,

$$H(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{R_k^*}{j\omega - \lambda_k^*} \quad (1.7)$$

olarak elde edilmektedir (Brincker vd., 2000). Burada; n mod sayısını, λ_k kutup fonksiyonunu ve R_k artık değer fonksiyonunu göstermektedir. Gerekli düzenlemeler yapıldıktan sonra denklem (1.6),

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left[\frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{R_k^*}{j\omega - \lambda_k^*} \right] [G_{xx}(j\omega)] \left[\frac{R_s}{j\omega - \lambda_s} + \frac{R_s^*}{j\omega - \lambda_s^*} \right]^H \quad (1.8)$$

halini almaktadır (Brincker vd., 2000). Burada; s tekil değerleri, H kompleks eşleniği ve transpozeyi ifade eder. Matematiksel ifadeler sadeleştirildiğinde tepki sinyaline ait GSY fonksiyonu tek kutuplu artık değer fonksiyonu formunda,

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{A_k^*}{j\omega - \lambda_k^*} + \frac{B_k}{-j\omega - \lambda_k} + \frac{B_k^*}{-j\omega - \lambda_k^*} \quad (1.9)$$

olarak elde edilir (Brincker vd., 2000). Burada; A_k tepki sinyalinin GSY fonksiyonuna ait k. artık değer matrisini göstermektedir. GFTAA yönteminde ilk adım GSY matrisini belirlemektir. Ayrık frekanslarda tepki sinyali GSY'sinin tahmini $\omega = \omega_i$ olarak bilinmekte ve tekil değer ayrışım matrisi alınarak ayrıştırılmakta ve

$$G_{yy}(j\omega_i) = U_i S_i U_i^H \quad (1.10)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Brincker vd., 2000). Burada; u_{ij} tekil vektörleri, $U_i = [u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{im}]$ tekil vektörleri içeren bütün matrisi, s_{ij} skaler tekil değerleri ve S_i skaler tekil değerleri içeren diyagonal matrisi göstermektedir. Denklem (1.10)'da verilen GSY fonksiyonunda, pik değer yapan noktalar doğal frekanslara karşılık gelmektedir. Pik noktaları oluşturan tekil vektörler (u_{ij}) ise doğal mod şekillerine karşılık gelmektedir (Brincker vd., 2000).

1.7.2.2. Stokastik Altalan Belirleme (SAB) Yöntemi

Stokastik Altalan Belirleme (SAB) yöntemi korelasyon veya spektruma ihtiyaç duymadan doğrudan zaman verileriyle çalışan, zaman ortamına dayalı bir yöntemdir. Bu yöntem dinamik karakteristiklerin belirlenmesi için çok uygundur (Overschee ve Moor, 1996; Peeters ve Roeck, 1999; Peeters, 2000; Yu ve Ren, 2005). Bu yöntemde yapı sisteminin dinamik davranışı lineer ve sabit katsayılı ikinci derece diferansiyel denklem olarak,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{U}(t) = \mathbf{P}(t) = \mathbf{B}\mathbf{u}(t) \quad (1.11)$$

şeklinde belirtilmektedir. Burada; \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} sırasıyla sistemin kütle, sönüm ve rijitlik matrisleridir. $\mathbf{U}(t)$, $\dot{\mathbf{U}}(t)$, $\ddot{\mathbf{U}}(t)$ ise zamana bağlı yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörlerini göstermektedir. Burada, $\mathbf{P}(t)$ kuvvet vektörü, ortamdaki verileri simgeleyen \mathbf{B} matrisi ve $\mathbf{u}(t)$ vektörü cinsinden ifade edilebilmektedir. Dinamik denge denklemi, denklem (1.11), titreşen yapının davranışını temsil etmesine rağmen bu şekliyle SAB yöntemine uygun değildir. Bu yüzden, denklem (1.11) daha uygun bir form olan Ayrık-Zaman Stokastik Durum-Uzayı modeline dönüştürülür (Yu ve Ren, 2005). Bu model inşaat mühendisliğinde viskoz sönüme sahip yapıların dinamik karakteristiklerini hesaplamak için kullanılmaktadır (Yu ve Ren, 2005). Aşağıdaki tanımlamalar kullanılarak (1.11) denklemi,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{x}(t) &= \begin{pmatrix} \mathbf{U}(t) \\ \dot{\mathbf{U}}(t) \end{pmatrix} \\ \mathbf{A}_* &= \begin{pmatrix} 0 & \mathbf{I}_{n_2} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{pmatrix} \\ \mathbf{B}_* &= \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{B} \end{pmatrix} \end{aligned} \right\} \quad (1.12)$$

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}_*\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}_*\mathbf{u}(t) \quad (1.13)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Burada; \mathbf{A}_* durum matrisini, \mathbf{B}_* veri matrisini ve $\mathbf{x}(t)$ durum vektörünü göstermektedir. Operasyonel Modal Analiz yönteminde, yapının bütün serbestliklerini ölçmek pek mümkün olmamaktadır. Dolayısıyla, Durum-Uzay vektörünün eleman sayısı, sistemin durumunu tanımlayan bağımsız değişken sayısına eşit olup, gözlem denklemi,

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{C}_*\mathbf{x}(t) + \mathbf{D}_*\mathbf{u}(t) \quad (1.14)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Yu ve Ren, 2005). \mathbf{C}_* sistem davranış matrisini, \mathbf{D}_* doğrudan iletim matrisini göstermektedir. Denklem (1.13) ve (1.14) Sürekli-Zaman Belirli Durum-Uzayı modelini oluşturur. Burada, “Sürekli Zaman” ile ifadelerin herhangi bir $t \in \mathbb{N}$ anında değerlendirilebileceği ifade edilmektedir. Fakat ölçümler $k\Delta t$ ($k \in \mathbb{N}$) gibi ayrık zamanlarda gerçekleştirilir. Örnekleme süresi ve ortamdaki gürültü, sinyal verilerini her zaman için etkilemektedir. Örneklemeden sonra, Durum-Uzay modeli,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{x}_{k+1} &= \mathbf{A}_*\mathbf{x}_k + \mathbf{B}_*\mathbf{u}_k \\ \mathbf{y}_k &= \mathbf{C}_*\mathbf{x}_k + \mathbf{D}_*\mathbf{u}_k \end{aligned} \right\} \quad (1.15)$$

şeklinde elde edilir (Yu ve Ren, 2005). Burada; $\mathbf{x}_k = \mathbf{x}(k\Delta t)$, Ayrık-Zaman Durum vektörünü, \mathbf{u}_k belirgin etki sinyal vektörünü göstermektedir. Gerçek operasyonel koşullarda yapılan ölçümler; değeri bilinmeyen, yapıya ve dış ortamdaki gürültüye ait

sinyalleri içermektedir. Dolayısıyla Denklem (1.15)'e stokastik gürültü bileşenleri eklendiğinde Belirli-Stokastik Durum-Uzayı modeli,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{x}_{k+1} &= \mathbf{A}_* \mathbf{x}_k + \mathbf{B}_* \mathbf{u}_k + \mathbf{w}_k \\ \mathbf{y}_k &= \mathbf{C}_* \mathbf{x}_k + \mathbf{D}_* \mathbf{u}_k + \mathbf{v}_k \end{aligned} \right\} \quad (1.16)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Yu ve Ren, 2005). \mathbf{w}_k , modeldeki belirsizlikler ve kusurlar nedeniyle işlenen gürültü sinyallerini, \mathbf{v}_k ise ivmeölçer kusurlarından dolayı ölçülen gürültü sinyalini göstermektedir. Her iki vektör de değeri ölçülemeyen sinyallerden oluşmaktadır. Etkisi olmayan beyaz gürültü ve kovaryans matrisleri,

$$E_* \left[\begin{pmatrix} \mathbf{w}_p \\ \mathbf{v}_p \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{w}_q^T & \mathbf{v}_q^T \end{pmatrix} \right] = \begin{pmatrix} \mathbf{Q} & \mathbf{S} \\ \mathbf{S}^T & \mathbf{R} \end{pmatrix} \delta_{pq} \quad (1.17)$$

şeklinde yazılabilir (Yu ve Ren, 2005). Burada; E_* , beklenen değer operatörünü, δ_{pq} ise Kronecker deltayı göstermektedir. Kronecker delta iki değişkenli bir fonksiyondur ve aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\delta_{pq} = \begin{cases} p = q \Rightarrow 1 \\ p \neq q \Rightarrow 0 \end{cases} \quad (1.18)$$

SAB yönteminde yapı sisteminin davranışı, normal operasyon koşullarında değeri ölçülemeyen sinyallerle titreştirilerek belirlenmektedir. Bu veri eksikliğinden dolayı, denklem (15)'te gösterilen belirgin sinyal verisi \mathbf{u}_k 'yi, gürültü terimleri olan \mathbf{w}_k ve \mathbf{v}_k 'den ayırt etmek mümkün değildir. Bu durumda, \mathbf{u}_k gürültü terimleri \mathbf{w}_k ve \mathbf{v}_k cinsinden yazılırsa yapının Ayrık-Zaman Stokastik Durum-Uzayı modeli,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{x}_{k+1} &= \mathbf{A}_* \mathbf{x}_k + \mathbf{w}_k \\ \mathbf{y}_k &= \mathbf{C}_* \mathbf{x}_k + \mathbf{v}_k \end{aligned} \right\} \quad (1.19)$$

şeklinde elde edilmektedir. Denklem (1.19), çevresel titreşimlerden dinamik karakteristiklerin belirlenmesinde, zaman alanının temelini oluşturur.

1.7.3. Yapı Sistemlerinin Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı

Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki nedenden kaynaklanabilir.

1- Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması.

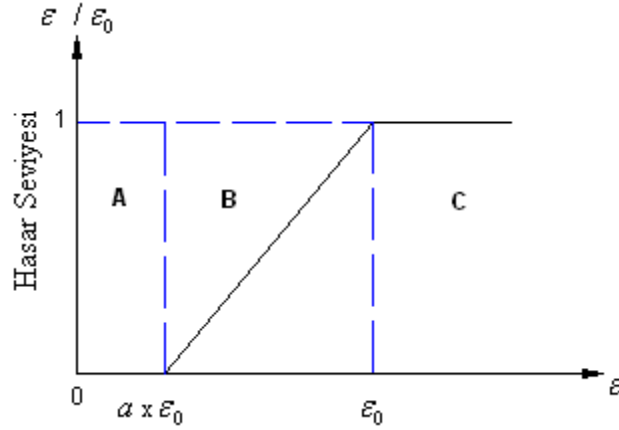
2- Geometri değişimleri nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Malzeme düzeyinde hasar tahmini yapabilmek için, kullanılan yapı elemanının malzeme özelliklerinin ve şekil değiştirmeye etki edecek faktörlerin (donatı miktarı ve yerleşimi) iyi olarak belirlenmesi gerekmektedir. Yapı elemanı üzerindeki hasar, yapılan kabuller doğrultusunda ancak tahmin edilebilmektedir. Tasarım aşamasında malzeme özellikleri olarak tam bir kesinliğe sahip olunmadığından, yapı elemanın modellenmesi sırasında bu faktörlerin kabullere uyduğu varsayılır. Betonarme bir elemanın veya tuğla duvarın malzeme davranışlarının deneysel çalışmalarda oluşturulan modeller üzerindeki araştırmalardan elde edilen verilere uygunluk gösterdiği kabul edilir (Mazars, 1986).

Yapı elemanının yapılan kabullere uyduğu varsayılarak oluşacak hasar veya çatlakların malzemenin özelliğine bağlı olarak yapabileceği en büyük şekil değiştirmenin aşılması ile gerçekleştiği söylenebilir. Donatılı yapı elemanlarında elastik sınırın sonrasında plastik şekil değiştirmeleri de hasar oluşumunda etkili olacağı varsayılmaktadır. Ancak duvar veya betonarme elemanların donatısız kabul edilen kısımlarında kırılmalar gevrek olduğunda elastik olarak nihai şekil değiştirme aşıldığı zaman veya malzemenin nihai gerilme dayanımının üstünde hasar oluşumunun meydana geleceği söylenebilir. “ ε_0^+ ve ε_0^- ” malzemenin sırası ile çekme ve basınç altında sınır şekil değiştirme değerleri olarak tanımlanırsa ve “ ε^+ ve ε^- ” nin malzeme üzerindeki uzama ve kısalma miktarlarını ifade etmesi durumunda bu değerlerin sınır değerleri aşması halinde hasar oluşacağı kabul edilir (Şekil 1.16). Buradan $\varepsilon^+ / \varepsilon_0^+$ veya $\varepsilon^- / \varepsilon_0^-$ değerinin 1’e yaklaştıkça hasar veya çatlak oluşacağı görülmektedir. ε_0^+ ve ε_0^- değerlerinin birden küçük ve deneysel olarak belirlenen “a” katsayısıyla çarpımı ile elde edilen şekil değiştirme için çatlak oluşumunun başladığı varsayılır (Ma vd., 2003).

Şekil 1.16’den görüleceği gibi A bölgesinde yapı elemanında hasar veya çatlak oluşmaz iken, B bölgesinde küçük çatlaklarla yapı elemanında hasar oluşmakta ve C

bölgesinde ise yapı elemanının elastik sınırlar içinde hasar gördüğü ve çatlakların oluştuğu kabul edilmektedir. Bu safhadan sonra oluşan plastik şekil değiştirmelerin çatlak oluşumundaki geciktirme etkisi burada gösterilmemektedir. Grafikte görünen ve daha önce tanımlanmış olan “a” katsayısı malzeme tipine göre 0.4 – 0.65 arasında veya deneylerle belirlenen bir sayı olarak alınmaktadır (Ma vd., 2003; Wu vd., 2005).



Şekil 1.16. Malzeme hasar oluşum kriteri (Ma vd., 2003)

Benzer şekilde düşünülürse hasar kriteri gerilme değerinin malzeme için verilen en büyük gerilme değeri ile karşılaştırılmasından belirlenebilir. σ_0 malzemenin en büyük gerilme değeri ve σ yapı elemanı üzerindeki gerilme değeri olmak üzere σ / σ_0 değerinin 1'e yakın değerlerine ulaştığı kısımlarında yapı elemanında hasar oluştuğu kabul edilmektedir (Wu vd., 2005).

Bu tez çalışmasında malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış dikkate alınacaktır. Malzeme modellerinden İnşaat Mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan Drucker-Prager malzeme modeli kullanılacaktır (Lourenço, 1996; Koçak 1999; Akköse 2004; Ural, 2009).

1.7.3.1. Drucker-Prager Malzeme Modeli

Drucker-Prager malzeme modeli ile ilgili formülasyonlar Chen ve Mizuno (1990) ve Akköse (2004)'den yararlanılarak aşağıda verilmektedir.

Elastik-plastik malzemeler için en genel halde gerilme-şekil değiştirme bağıntısı tansörel formda,

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^{ep} d\varepsilon_{kl} \quad (1.20)$$

şeklinde yazılabilir. Burada D_{ijkl}^{ep} elastik-plastik malzeme matrisidir ve

$$D_{ijkl}^{ep} = 2G\delta_{ik}\delta_{jk} + (K - \frac{2}{3}G)\delta_{ik}\delta_{jk} - \frac{1}{H}H_{ij}H_{kl} \quad (1.21)$$

şeklinde verilmektedir. Burada;

$$H = 9KA^2 + 4GJ_2B^2 + 12GJ_3BC + 2G(s_{ik}s_{kj}s_{il}s_{lj} - \frac{4}{3}J_2)C^2 \quad (1.22)$$

$$H_{ij} = 3KA\delta_{ij} + 2G(Bs_{ij} + Ct_{ij}) \quad (1.23)$$

$$A = \frac{\partial f}{\partial I_1}, \quad B = \frac{\partial f}{\partial J_2}, \quad C = \frac{\partial f}{\partial J_3} \quad (1.24)$$

olarak ifade edilir. (1.20) denklemi matris formunda yazılacak olursa, aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\sigma_{33} \\ d\sigma_{12} \\ d\sigma_{13} \\ d\sigma_{23} \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} K + (4/3)G & K - (2/3)G & K - (2/3)G & 0 & 0 & 0 \\ K - (2/3)G & K + (4/3)G & K - (2/3)G & 0 & 0 & 0 \\ K - (2/3)G & K - (2/3)G & K + (4/3)G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{11} \\ d\varepsilon_{22} \\ d\varepsilon_{33} \\ d\gamma_{12} \\ d\gamma_{13} \\ d\gamma_{23} \end{Bmatrix} \times \\ \frac{1}{H} \begin{bmatrix} H_{11}^2 & H_{11}H_{22} & H_{11}H_{33} & H_{11}H_{12} & H_{11}H_{13} & H_{11}H_{23} \\ H_{22}H_{11} & H_{22}^2 & H_{22}H_{33} & H_{22}H_{12} & H_{22}H_{13} & H_{22}H_{23} \\ H_{33}H_{11} & H_{33}H_{22} & H_{33}^2 & H_{33}H_{12} & H_{33}H_{13} & H_{33}H_{23} \\ H_{12}H_{11} & H_{12}H_{22} & H_{12}H_{33} & H_{12}^2 & H_{12}H_{13} & H_{12}H_{23} \\ H_{13}H_{11} & H_{13}H_{22} & H_{13}H_{33} & H_{13}H_{12} & H_{13}^2 & H_{13}H_{23} \\ H_{23}H_{11} & H_{23}H_{22} & H_{23}H_{33} & H_{23}H_{12} & H_{23}H_{13} & H_{23}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_{11} \\ d\varepsilon_{22} \\ d\varepsilon_{33} \\ d\gamma_{12} \\ d\gamma_{13} \\ d\gamma_{23} \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (1.25)$$

Coulomb kırılma hipotezleri, sürtünlü malzemeler için en iyi bilinen modeldir. Ancak, bu kriter üç boyutlu durumlarda matematiksel olarak uygun değildir. Çünkü, kırılma yüzeylerindeki köşe noktaları tekilliğe neden olmaktadır (Şekil 1.17). Drucker ve Prager (Drucker ve Prager, 1952) aşağıdaki kırılma fonksiyonunu geliştirerek,

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k \quad (1.26)$$

Coulomb kırılma yüzeyindeki köşe noktaları kaldırıp düzgün bir yüzey elde etmişlerdir.

(1.26) denklemindeki I_1 , gerilme tansörünün birinci invariantı olup aşağıdaki gibidir:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (1.27)$$

J_2 ise deviatorik gerilme tansörünün ikinci invariantıdır ve

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \quad (1.28)$$

şeklinde elde edilmektedir. Burada s_{ij} deviatorik gerilmeler,

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \sigma_m \quad (i, j=1, 2, 3) \quad (1.29)$$

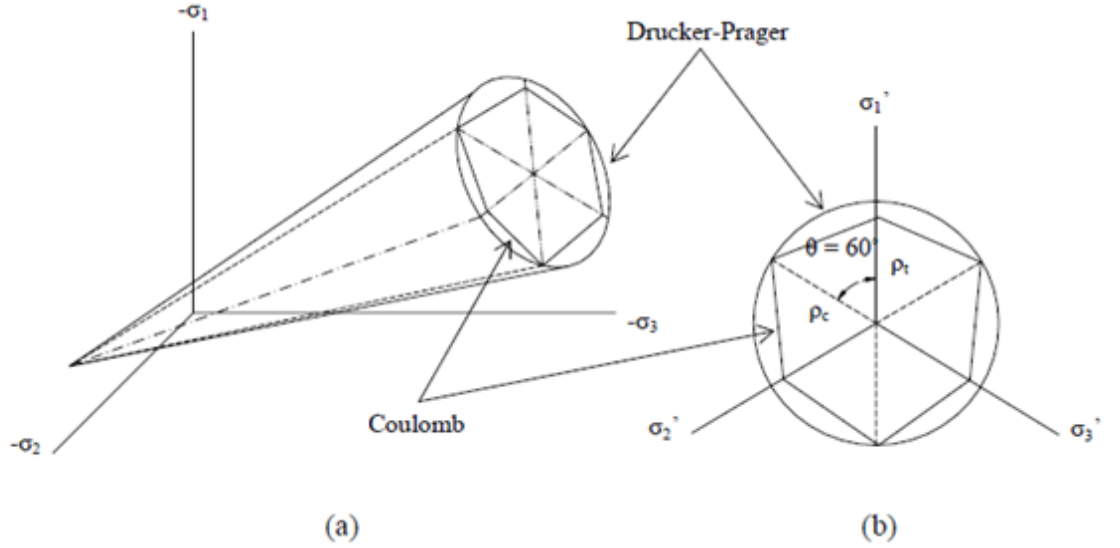
şeklindedir. δ_{ij} kronecker deltası olup $i=j$ için 1; $i \neq j$ için 0 değerine sahiptir. σ_m ise ortalama gerilme olup,

$$\sigma_m = \frac{I_1}{3} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} = \frac{\sigma_{ii}}{3} \quad (1.30)$$

şeklinde elde edilmektedir (Chen ve Mizuno, 1990; Akköse, 2004). Denklem (1.30) yardımıyla (1.29) denklemindeki terimler elde edilip, (1.28) denkleminde yerine konursa, deviatorik gerilme tansörünün ikinci invariantı,

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 \right] + \sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2 \quad (1.31)$$

şeklinde elde edilir.



Şekil 1.17. Drucker-Prager ve Coulomb kriterlerinin (a) asal gerilme uzayında, (b) deviyatör düzlemde gösterimi (Akköse, 2004)

Drucker-Prager kırılma fonksiyonundaki (Denklem (1.26)) α ve k , kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısına (ϕ) bağlı olarak;

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (1.32)$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (1.33)$$

şeklinde belirlenen sabitlerdir (Chen ve Mizuno,1990; Akköse, 2004). Drucker-Prager kırılma yüzeyi, kaya ve beton gibi malzemeler için von Mises akma yüzeyinin bir uzantısı şeklinde düşünülebilir. (1.26) denkleminde $\alpha=0$ olursa, metaller için çok iyi bilinen von Mises akma fonksiyonu elde edilir. Bu nedenle, bu kriter genişletilmiş von Mises kriteri olarak da adlandırılabilir.

Drucker-Prager modeli için (1.24) denklemindeki katsayılar,

$$A = \alpha, \quad B = \frac{1}{2\sqrt{J_2}}, \quad C = 0 \quad (1.34)$$

şeklinde elde edilir. (1.22) ve (1.23) denklemleri ise, (1.34) denklemindeki katsayılardan yararlanılarak;

$$H = 9K\alpha^2 + G \quad (1.35)$$

$$H_{ij} = 3K\alpha\delta_{ij} + \frac{G}{\sqrt{J_2}}s_{ij} \quad (1.36)$$

şeklinde elde edilir. (1.36) denklemini yardımıya Drucker-Prager modeli için elastik-plastik gerilme-şekildeğiştirme malzeme matrisine ait terimler;

$$H_{11} = 3K\alpha + \frac{G}{\sqrt{J_2}}s_{11}; \quad s_{11} = \sigma_{11} - \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (1.37)$$

$$H_{22} = 3K\alpha + \frac{G}{\sqrt{J_2}}s_{22}; \quad s_{22} = \sigma_{22} - \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (1.38)$$

$$H_{33} = 3K\alpha + \frac{G}{\sqrt{J_2}}s_{33}; \quad s_{33} = \sigma_{33} - \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (1.39)$$

$$H_{12} = \frac{G}{\sqrt{J_2}}s_{12}; \quad s_{12} = \sigma_{12} \quad (1.40)$$

$$H_{13} = \frac{G}{\sqrt{J_2}}s_{13}; \quad s_{13} = \sigma_{13} \quad (1.41)$$

$$H_{23} = \frac{G}{\sqrt{J_2}}s_{23}; \quad s_{23} = \sigma_{23} \quad (1.42)$$

şeklinde elde edilir (Chen ve Mizuno,1990; Akköse, 2004).

1.7.3.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Formülasyonu

Zaman tanım alanında analiz için seçilen sistemin dinamik hareket denklemi, dinamik dış kuvvetin etkime süresince belli zaman aralıkları ile bir önceki çözümün verilerine bağlı olarak adım adım statik durum gibi çözülür. Analiz sonunda yapının dinamik etki süresince davranışının zamanla değişimi elde edilir.

Çözümü yapılacak sistemin doğrusal olmayan genel dinamik hareket denklemi 1.43'deki gibi ifade edilebilir.

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}_{NL} \mathbf{U} = \mathbf{P} \quad (1.43)$$

Burada, \mathbf{M} , \mathbf{C} ve \mathbf{K}_{NL} sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrisi; \mathbf{U} , $\dot{\mathbf{U}}$ ve $\ddot{\mathbf{U}}$ yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörü, \mathbf{P} ise dış yük vektörüdür. (1.43) denklemi doğrusal sistemlerin çözümünde kullanılan denge denklemine benzemektedir. Gerilme –şekil değiştirme eğrisi doğrusal olmadığı için \mathbf{K}_{NL} rijitlik matrisi her zaman aralığı başında tekrar hesaplanmaktadır. Hareket denkleminin çözümünde birçok yöntem kullanılmaktadır. Bu çalışmada Newmark yöntemi tercih edilmiştir.

1959 yılında Newmark tarafından geliştirilen aşağıdaki formüller ile (1.43) ifadesi ile verilen dinamik denge denklemi adım adım çözülebilmektedir (Chopra, 1995).

$$\dot{\mathbf{U}}_{i+1} = \dot{\mathbf{U}}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{\mathbf{U}}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{\mathbf{U}}_{i+1} \quad (1.44a)$$

$$\mathbf{U}_{i+1} = \mathbf{U}_i + (\Delta t)\dot{\mathbf{U}}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{\mathbf{U}}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{\mathbf{U}}_{i+1} \quad (1.44b)$$

Burada, \mathbf{U}_i , $\dot{\mathbf{U}}_i$ ve $\ddot{\mathbf{U}}_i$ sırasıyla i anındaki yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörüdür. \mathbf{U}_{i+1} , $\dot{\mathbf{U}}_{i+1}$ ve $\ddot{\mathbf{U}}_{i+1}$ ise $i+1$ anındaki yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörüdür.

β ve γ parametreleri, Δt zaman aralığındaki ivmenin değişimini tanımlar. Ayrıca bu parametreler, kullanılan yöntemin stabilite ve doğruluk karakteristiklerini belirler.

$\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ alınması yöntemin doğruluğu için tatminkardır (Chopra, 1995: Akköse, 2004).

(1.43) denkleminin i ve $i+1$ anındaki dengesi dikkate alındığında hareket denklemi,

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}}_i + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}}_i + (\mathbf{K}_i)_{\text{NL}} \mathbf{U}_i = \mathbf{P}_i \quad (1.45)$$

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}}_{i+1} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}}_{i+1} + \mathbf{K}_{\text{NL}} \mathbf{U}_{i+1} = \mathbf{P}_{i+1} \quad (1.46)$$

şeklinde yazılabilir. Eğer (1.46) denkleminde (1.45) denklemi çıkarılırsa artımsal hareket denklemi elde edilir.

$$\mathbf{M} \Delta \ddot{\mathbf{U}}_i + \mathbf{C} \Delta \dot{\mathbf{U}}_i + \mathbf{K}_{\text{NL}} \Delta \mathbf{U}_i = \Delta \mathbf{P}_i \quad (1.47)$$

Burada,

$$\Delta \ddot{\mathbf{U}}_i = \ddot{\mathbf{U}}_{i+1} - \ddot{\mathbf{U}}_i$$

$$\Delta \dot{\mathbf{U}}_i = \dot{\mathbf{U}}_{i+1} - \dot{\mathbf{U}}_i$$

$$\Delta \mathbf{U}_i = \mathbf{U}_{i+1} - \mathbf{U}_i$$

şeklindedir. (1.44a) ve (1.44b) denklemleri artımsal olarak düzenlenirse,

$$\Delta \dot{\mathbf{U}}_i = (\Delta t) \ddot{\mathbf{U}}_i + \gamma (\Delta t) \Delta \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.48a)$$

$$\Delta \mathbf{U}_i = (\Delta t) \dot{\mathbf{U}}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{\mathbf{U}}_i + \beta (\Delta t)^2 \Delta \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.48b)$$

elde edilir. (1.48b) denkleminde $\Delta \ddot{\mathbf{U}}_i$ çekilecek olursa,

$$\Delta\ddot{\mathbf{U}}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta\mathbf{U}_i - \frac{1}{\beta(\Delta t)}\dot{\mathbf{U}}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.49)$$

bulunur. (1.49) denklemi (1.48a) denkleminde yerine konursa,

$$\Delta\dot{\mathbf{U}}_i = \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}\Delta\mathbf{U}_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{\mathbf{U}}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.50)$$

elde edilir. (1.49) ve (1.50) denklemleri artımsal hareket denkleminde, denklem (1.47), yerine konur ve düzenlenirse,

$$\left. \begin{aligned} \left(\mathbf{K}_{\text{NL}} + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}\mathbf{C} + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\mathbf{M} \right) \Delta\mathbf{U}_i = \Delta\mathbf{P}_i + \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta}\mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{U}}_i \\ + \left[\frac{1}{2\beta}\mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C} \right] \ddot{\mathbf{U}}_i \end{aligned} \right\} \quad (1.51)$$

elde edilir. (1.51) denklemi

$$\hat{\mathbf{K}}_i \Delta\mathbf{U}_i = \Delta\hat{\mathbf{P}}_i \quad (1.52)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada,

$$\hat{\mathbf{K}}_i = \mathbf{K}_{\text{NL}} + \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)}\mathbf{C} + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\mathbf{M} \quad (1.53)$$

$$\Delta\hat{\mathbf{P}}_i = \Delta\mathbf{P}_i + \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta}\mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{U}}_i + \left[\frac{1}{2\beta}\mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C} \right] \ddot{\mathbf{U}}_i \quad (1.54)$$

olarak hesaplanır. Dinamik hareket denkleminin, her Δt zaman aralığı içinde statik denge konumunu sağlayarak çözümü elde edilmektedir. Adım adım çözümde ilk önce $\Delta\mathbf{U}_i$ (1.52) denkleminde bulunur. Daha sonra, (1.49) ve (1.50) denklemleri yardımıyla $\Delta\dot{\mathbf{U}}_i$ ve $\Delta\ddot{\mathbf{U}}_i$ elde edilir. Bir sonraki adıma ait değerler,

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{U}_{i+1} &= \mathbf{U}_i + \Delta \mathbf{U}_i \\ \dot{\mathbf{U}}_{i+1} &= \dot{\mathbf{U}}_i + \Delta \dot{\mathbf{U}}_i \\ \ddot{\mathbf{U}}_{i+1} &= \ddot{\mathbf{U}}_i + \Delta \ddot{\mathbf{U}}_i \end{aligned} \right\} \quad (1.55)$$

denklemleri vasıtasıyla elde edilmektedir. İşlemler bu şekilde çözüm aralığı boyunca devam eder.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

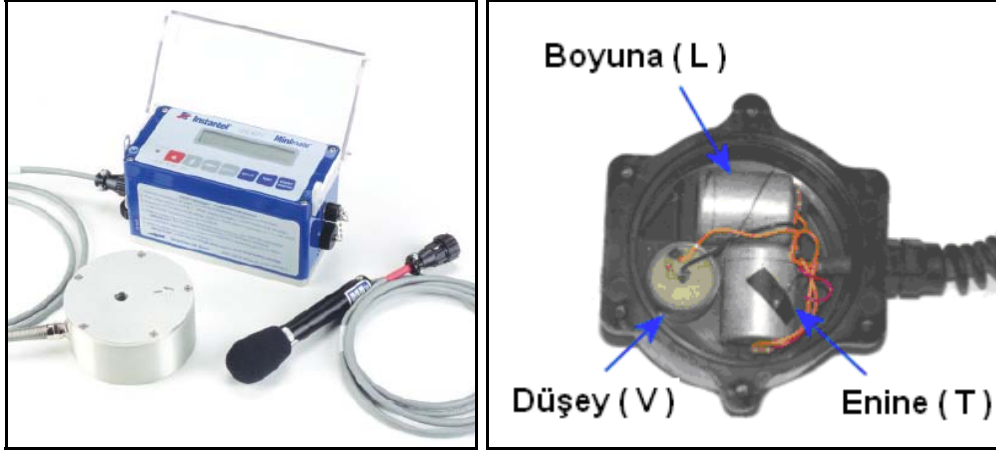
2.1. Giriş

Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu oluşan titreşimleri ve bunların yapılar üzerindeki etkilerini incelemek için Trabzon ili Of ilçesinde bulunan, Atacan Aksoy İnşaat Turizm A.Ş tarafından işletilen taş ocağı ve civarındaki yapılar çalışma için seçilmiştir. Taş ocağıyla koordineli olarak yapılan çalışmalar sonucunda 64 adet patlatma kaydı elde edilmiştir. Ölçümler hem zeminden hem de yapılardan alınmıştır. İncelenen yapılar taşıyıcı sistemi betonarme ve yığma konut yapılarıdır. Bunlara ilave olarak taş ocağı yakınında bulunan betonarme karayolu köprüsü üzerinde de çalışmalar yapılmıştır.

2.2. Patlatma Kaynaklı Zemin Titreşimlerinin Ölçümü

Patlatma sonucunda zeminde oluşan titreşimin ölçümü için Instantel firmasına ait *Minimate Blaster*, 4 kanallı titreşim ölçer cihazı kullanılmıştır. Cihaz üç eksende titreşim kaydı alabilen bir jeofon, ses düzeyini ölçmek için kullanılan bir mikrofon ve kanalların kontrolünü sağlayan, ölçümleri hafızaya alan bir ana üniteden oluşmaktadır. Cihazın jeofonu içinde üç ayrı eksende; Enine (Transverse), Düşey (Vertical) ve Boyuna (Longitudinal) doğrultuda kayıt almayı sağlayan sensörler bulunmaktadır. Alınan kayıtlar cihazın ana ünitesindeki hafızaya kaydedilmekte ve daha sonra bilgisayar ortamına aktarılmaktadır.

Zeminden alınan ölçümlerin bilgisayar ortamında görülmesi ve analiz edilmesi için *Blastware* programı kullanılmıştır. Bu program patlatma anındaki titreşim kaydını üç ayrı eksende vermektedir. Ölçüm düzeneği Şekil 2.1’de sunulmaktadır.



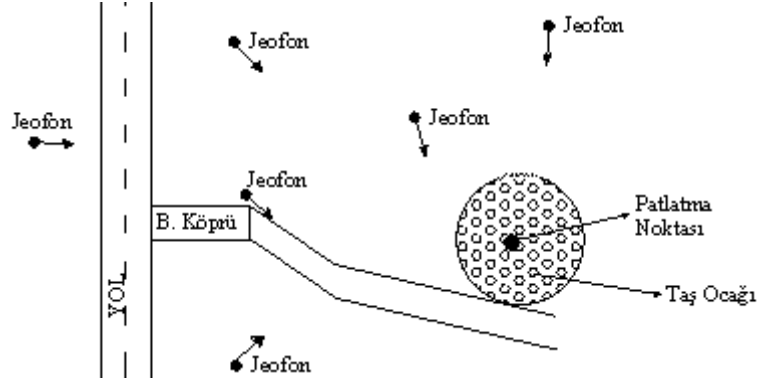
Şekil 2.1. Minimate Blaster kayıt cihazı (Jeofon) ve aparatları

Patlatma yapılan yer ile ölçüm alınan nokta arasındaki mesafeyi ölçmek için *Magellan Explorist 600* marka Küresel Konum Belirleme (GPS) cihazı kullanılmıştır. Cihaz ± 5 m hassasiyetle ölçüm yapabilme kabiliyetine sahiptir (Şekil 2.2).



Şekil 2.2. Küresel Konum Belirleme (GPS) Cihazı

Trabzon ili Of ilçesinde yaklaşık olarak 30 yıldır faaliyet gösteren taş ocağında yapılan patlatmalar sırasında, patlatma kaynaklı yer hareketinin karakteristiğinin belirlenmesi amacıyla taş ocağına farklı uzaklıklarda bulunan zeminlerden ölçümler alınmıştır. Taş ocağı ve ölçüm yerlerinin krokisi Şekil 2.3'te verilmektedir.



Şekil 2.3. Patlatma noktası ve ölçüm alınan noktaların krokisi

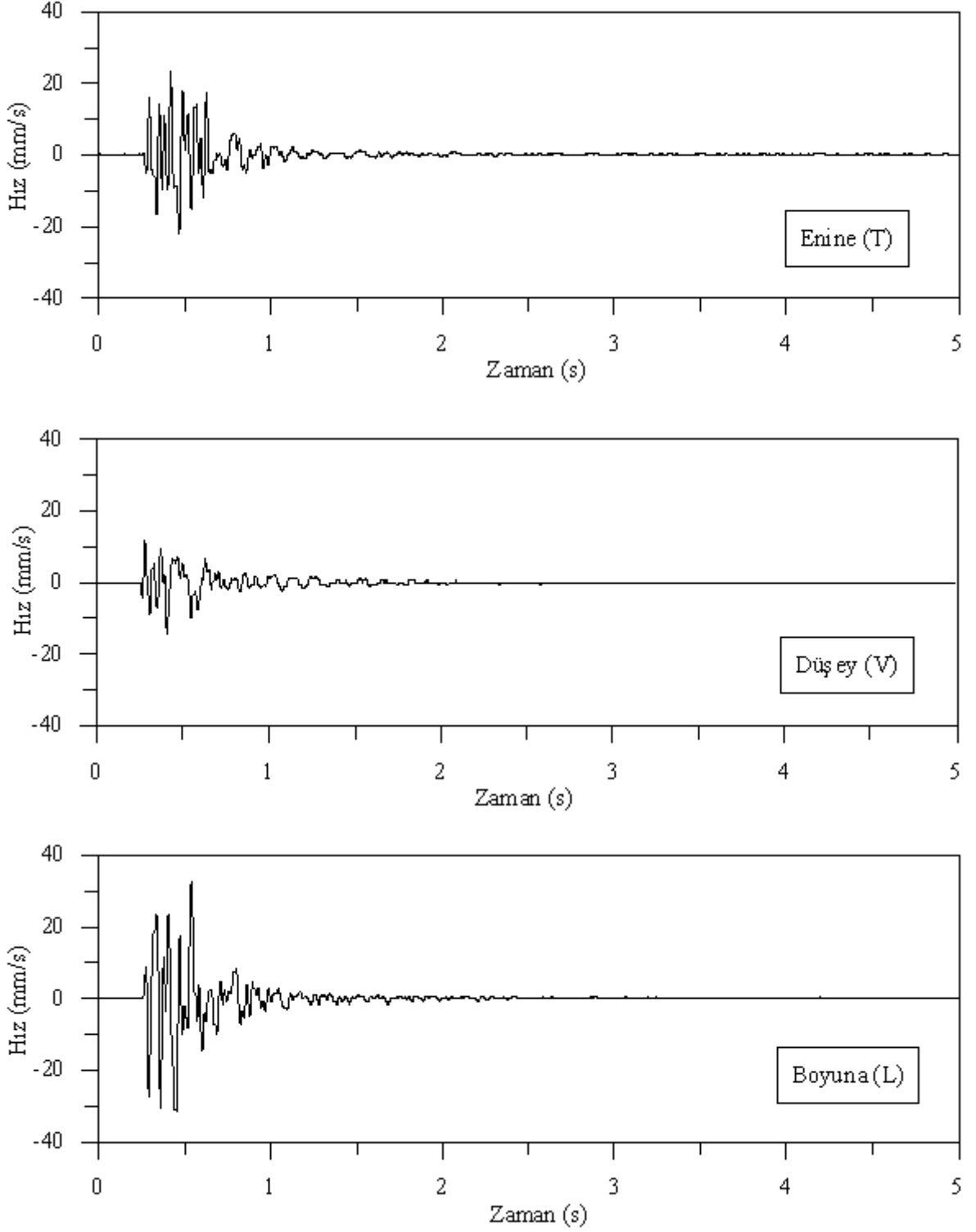
Patlatmanın zeminde oluşturduğu titreşim ile hava şoku, Instantel Minimate Blaster model jeofon ölçüm seti kullanılarak belirlenmiştir (Şekil 2.4).



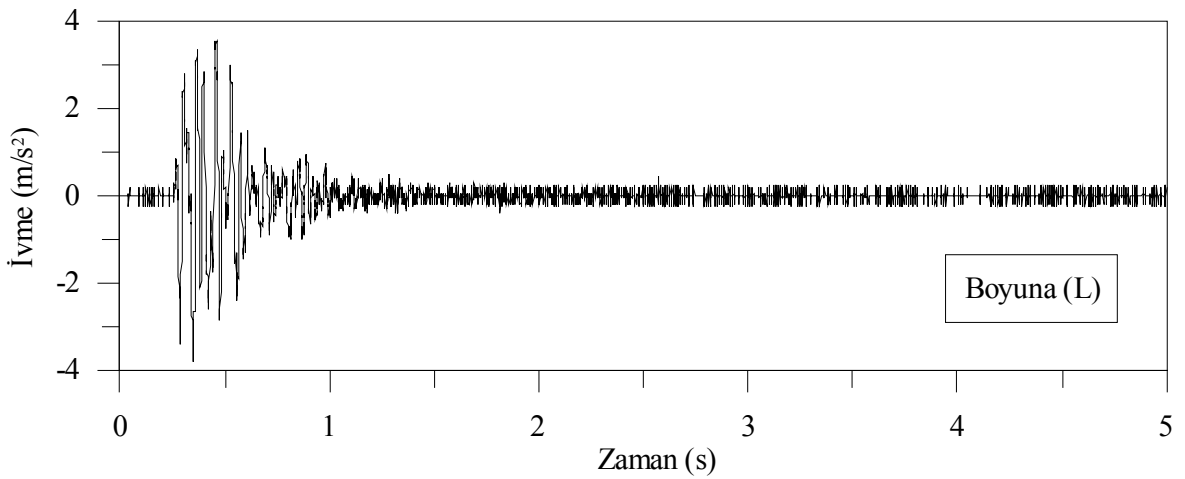
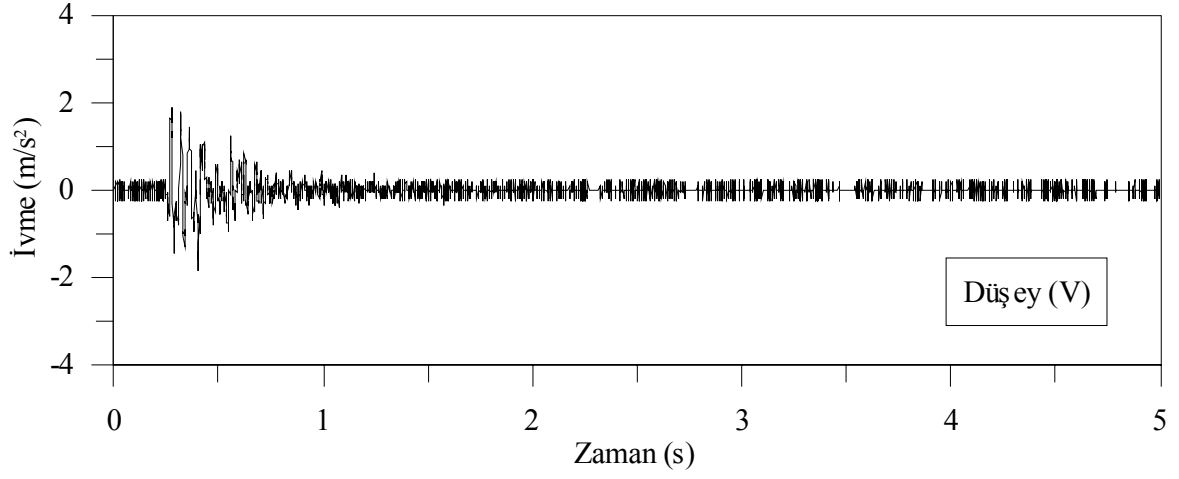
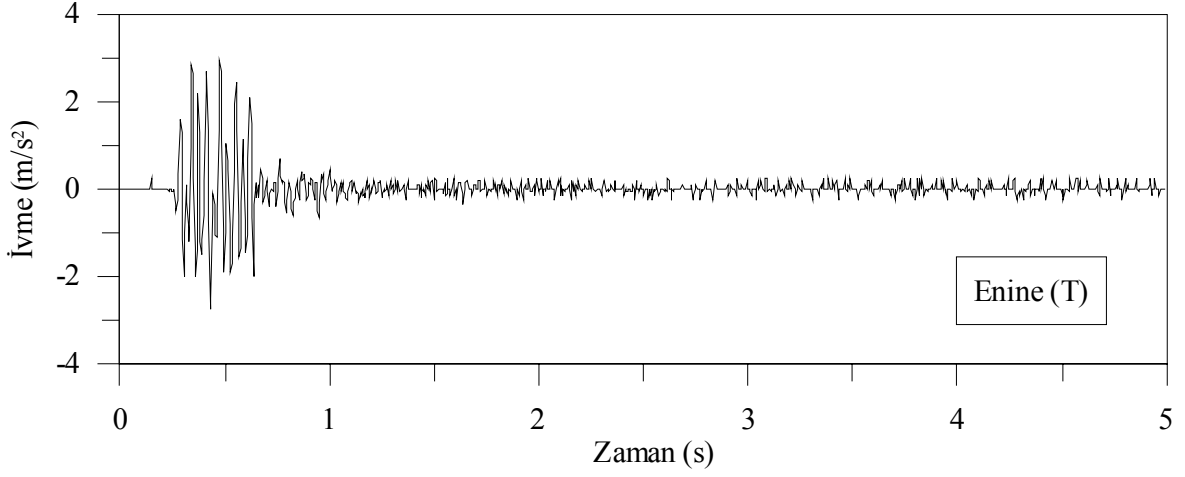
Şekil 2.4. Ölçüm seti ile zemin titreşimleri ve hava şokunun ölçülmesi

Jeofon ile zeminde yapılan ölçümlerden, patlatma kaynaklı yer hareketinin, parçacık hızı, ivme ve frekans değerleri belirlenmiştir. Yapılan ölçüm sonucunda patlatma kaynaklı yer hareketinin enine (T), düşey (V) ve boyuna (L) doğrultuda hız-zaman, ivme-zaman ve frekans spektrum grafikleri elde edilmiştir. Patlatma kaynaklı yer hareketlerinden ölçüm

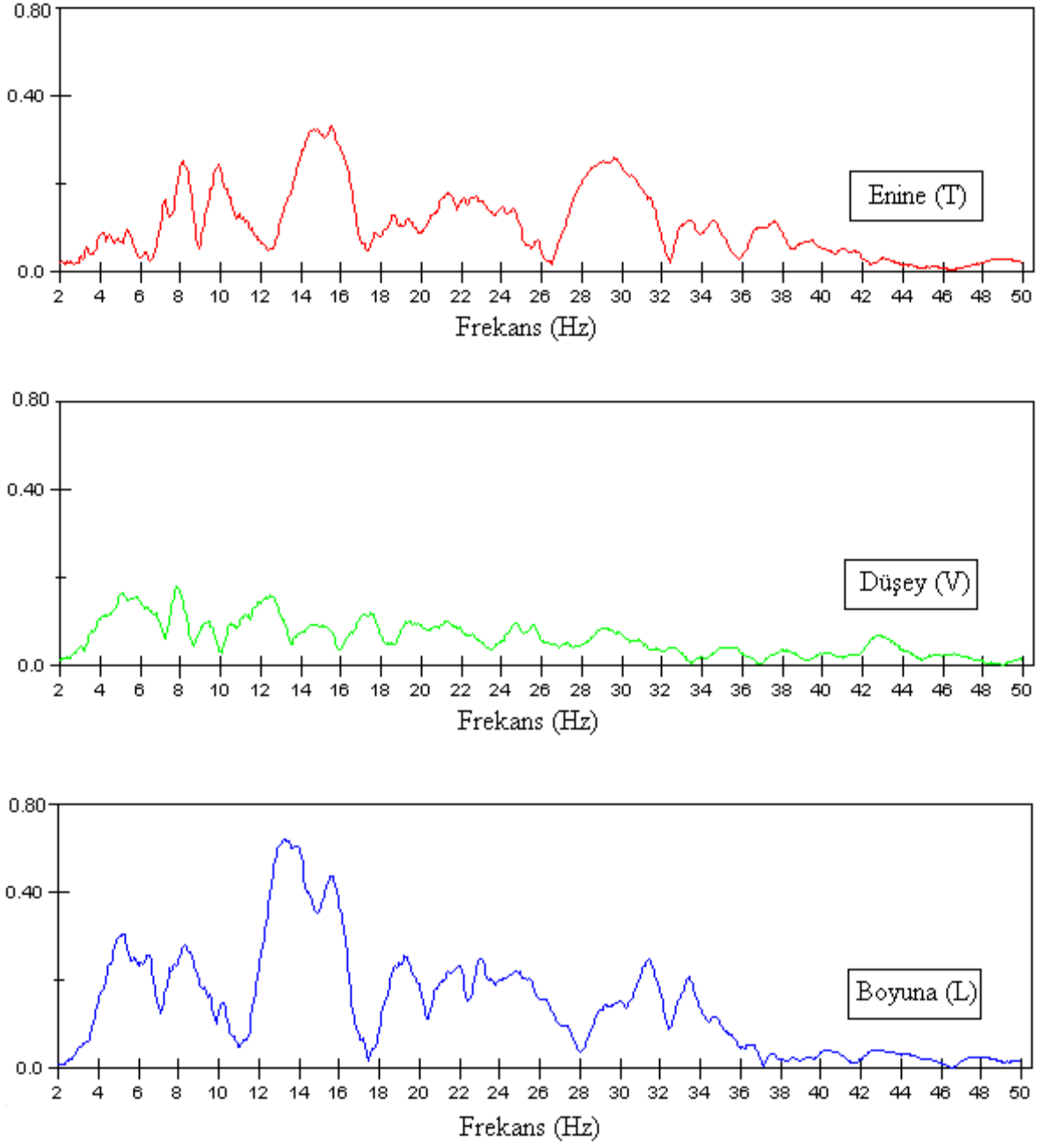
21, 37, 38 ve 40'in hız-zaman, ivme-zaman ve frekans spektrumuna ait grafikler sırasıyla Şekil 2.5-2.16'da verilmektedir.



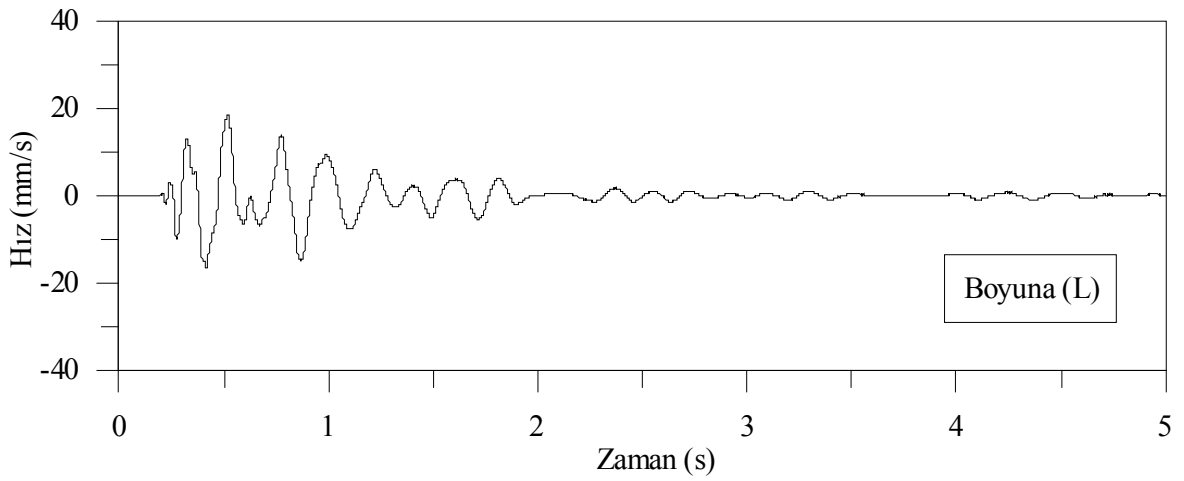
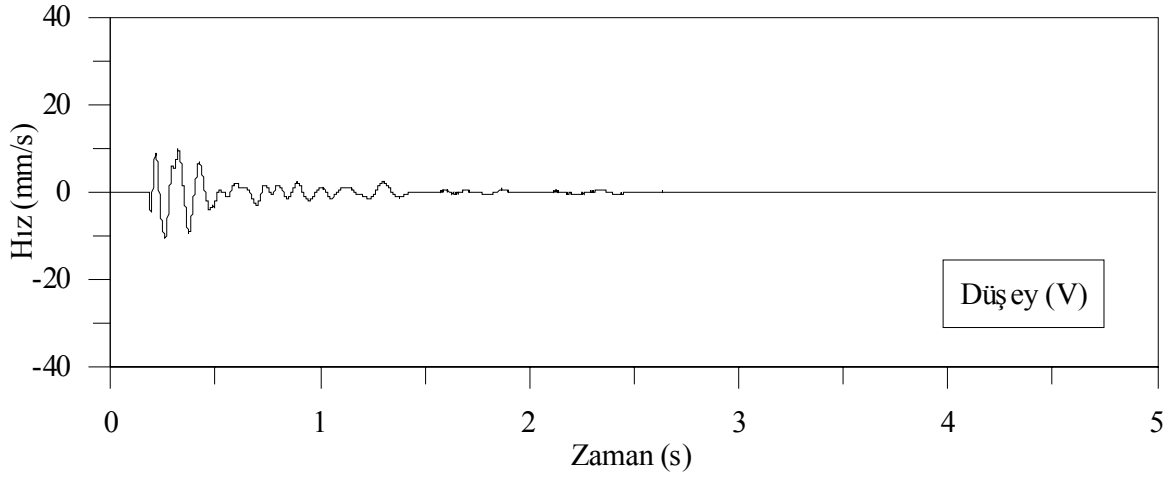
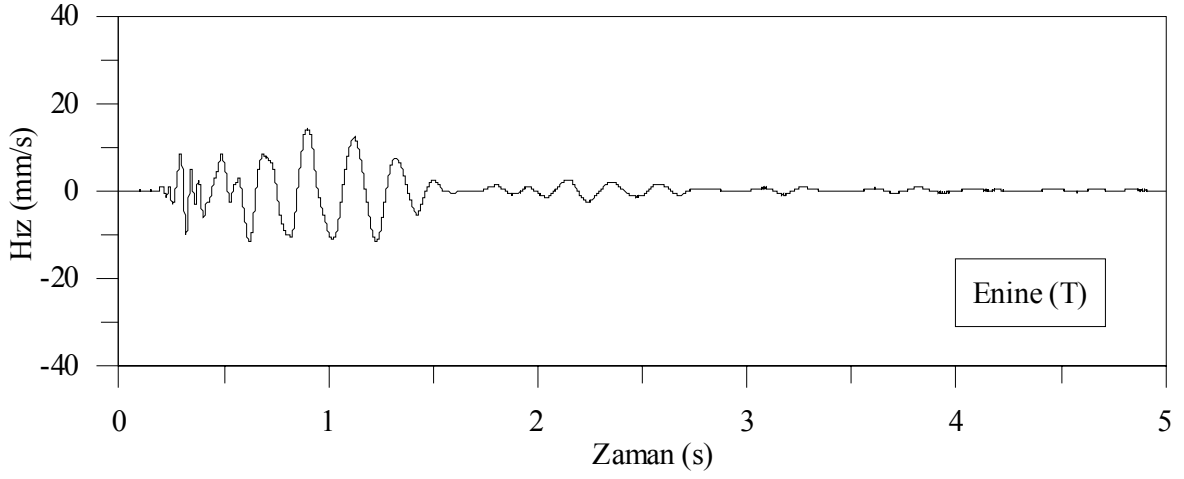
Şekil 2.5. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 21)



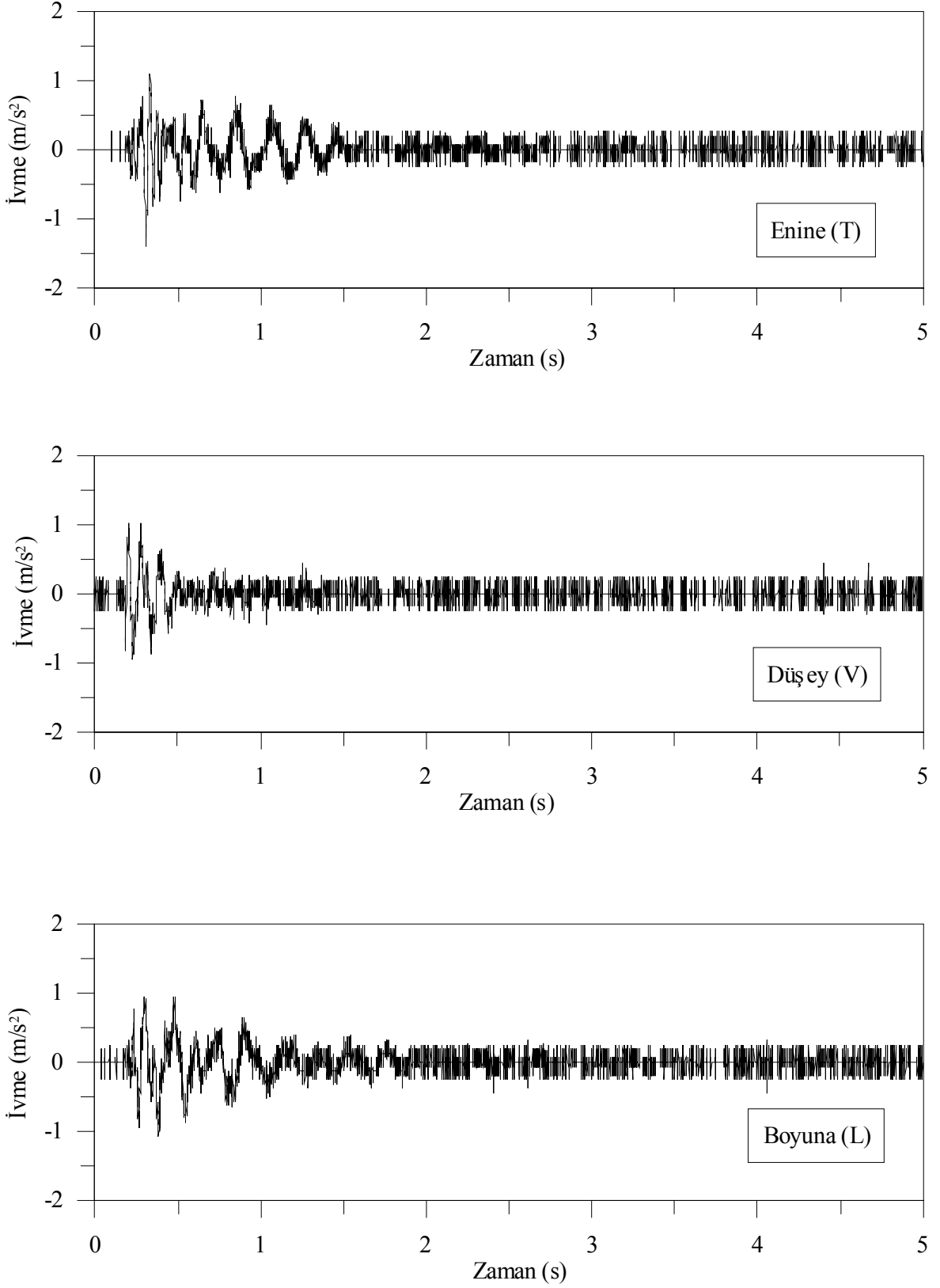
Şekil 2.6. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 21)



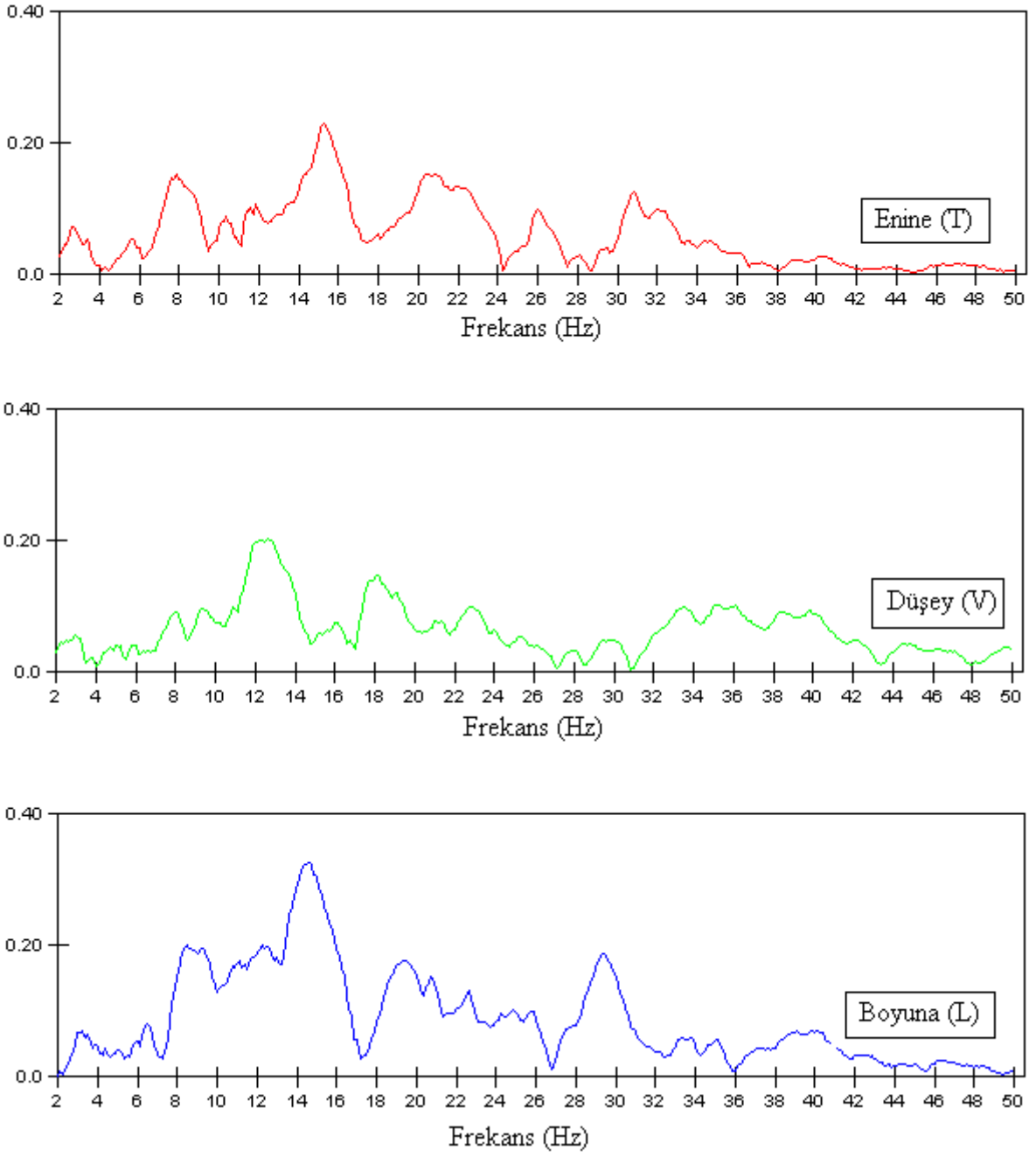
Şekil 2.7. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 21)



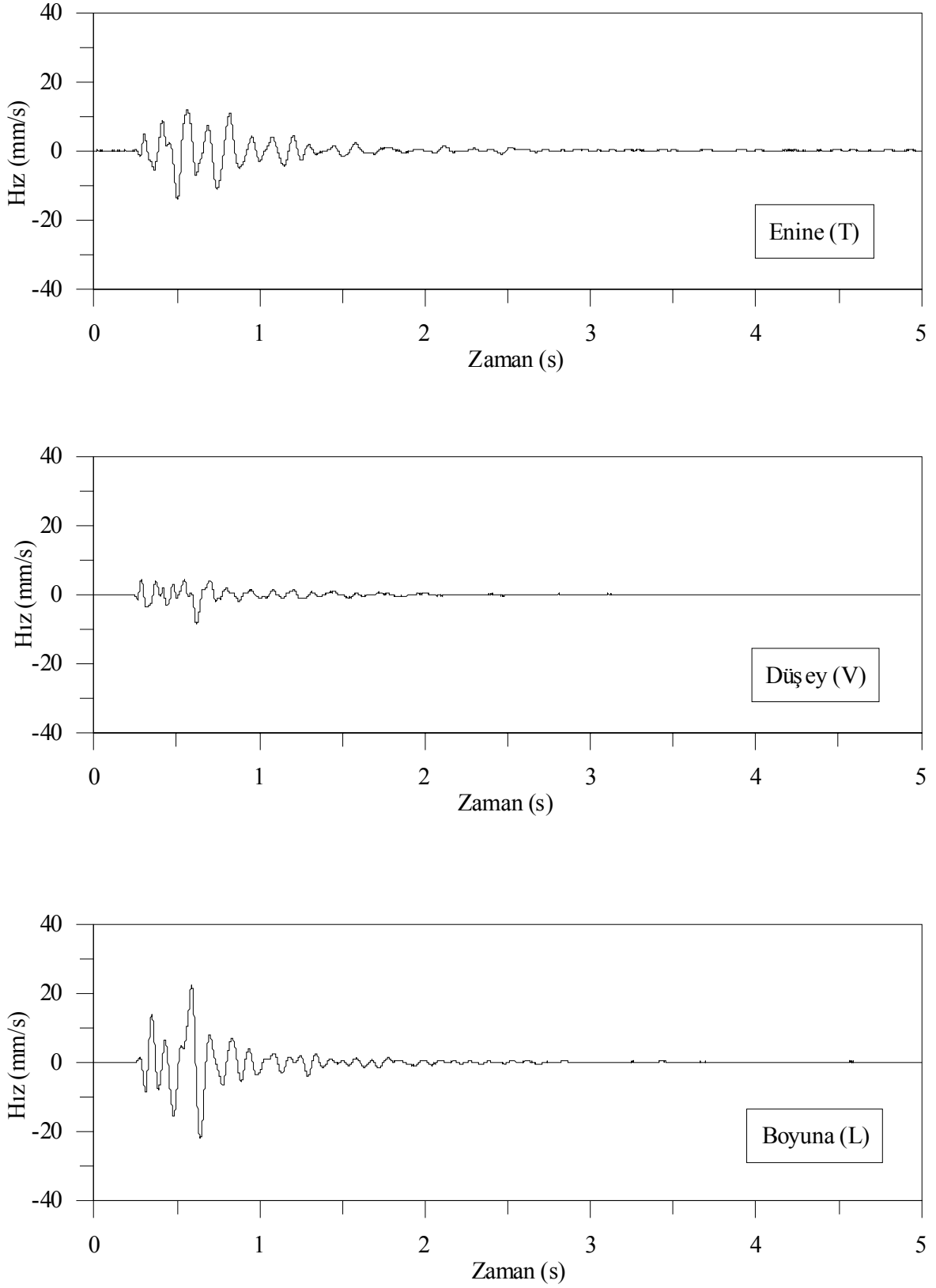
Şekil 2.8. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 37)



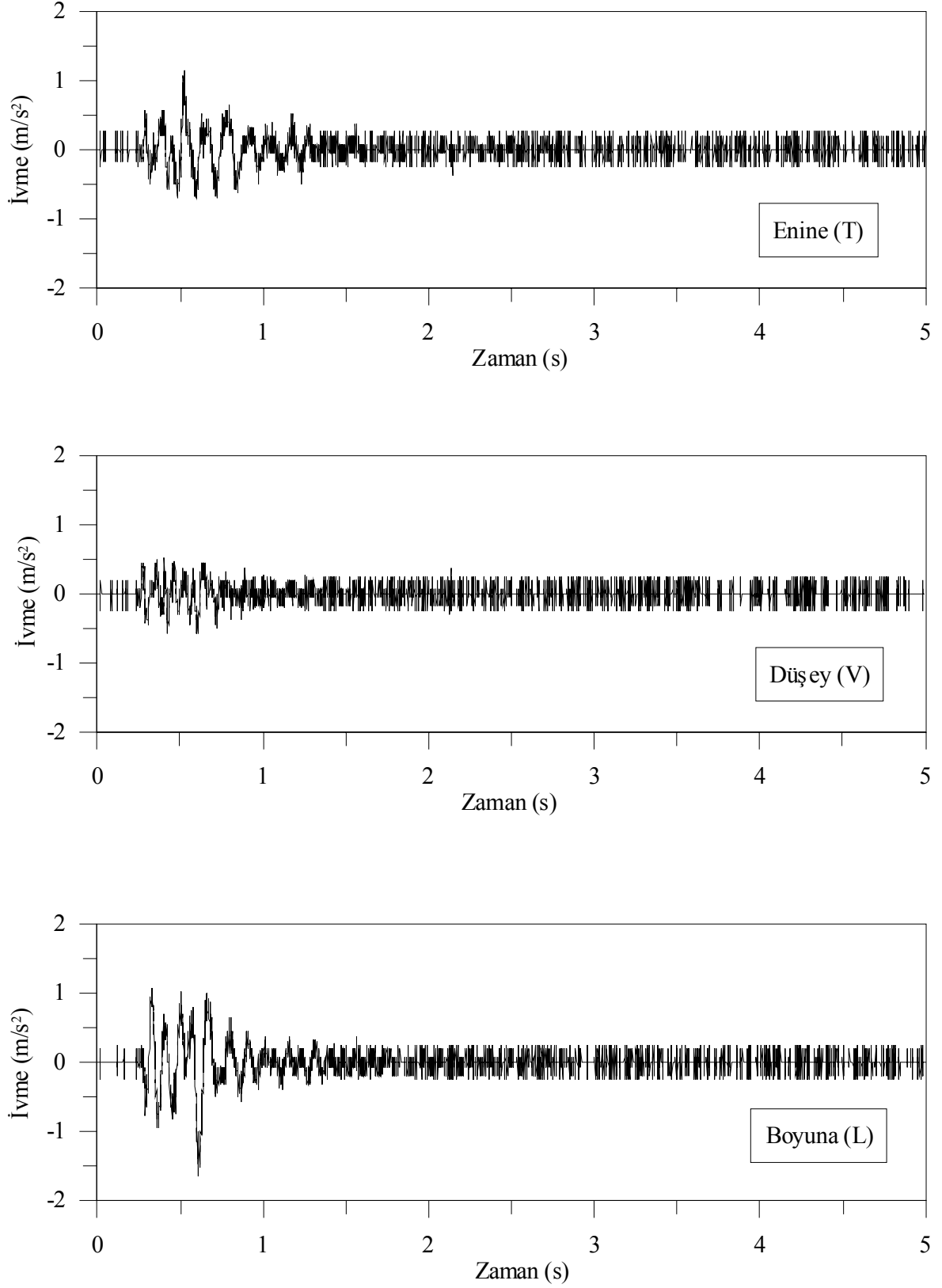
Şekil 2.9. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 37)



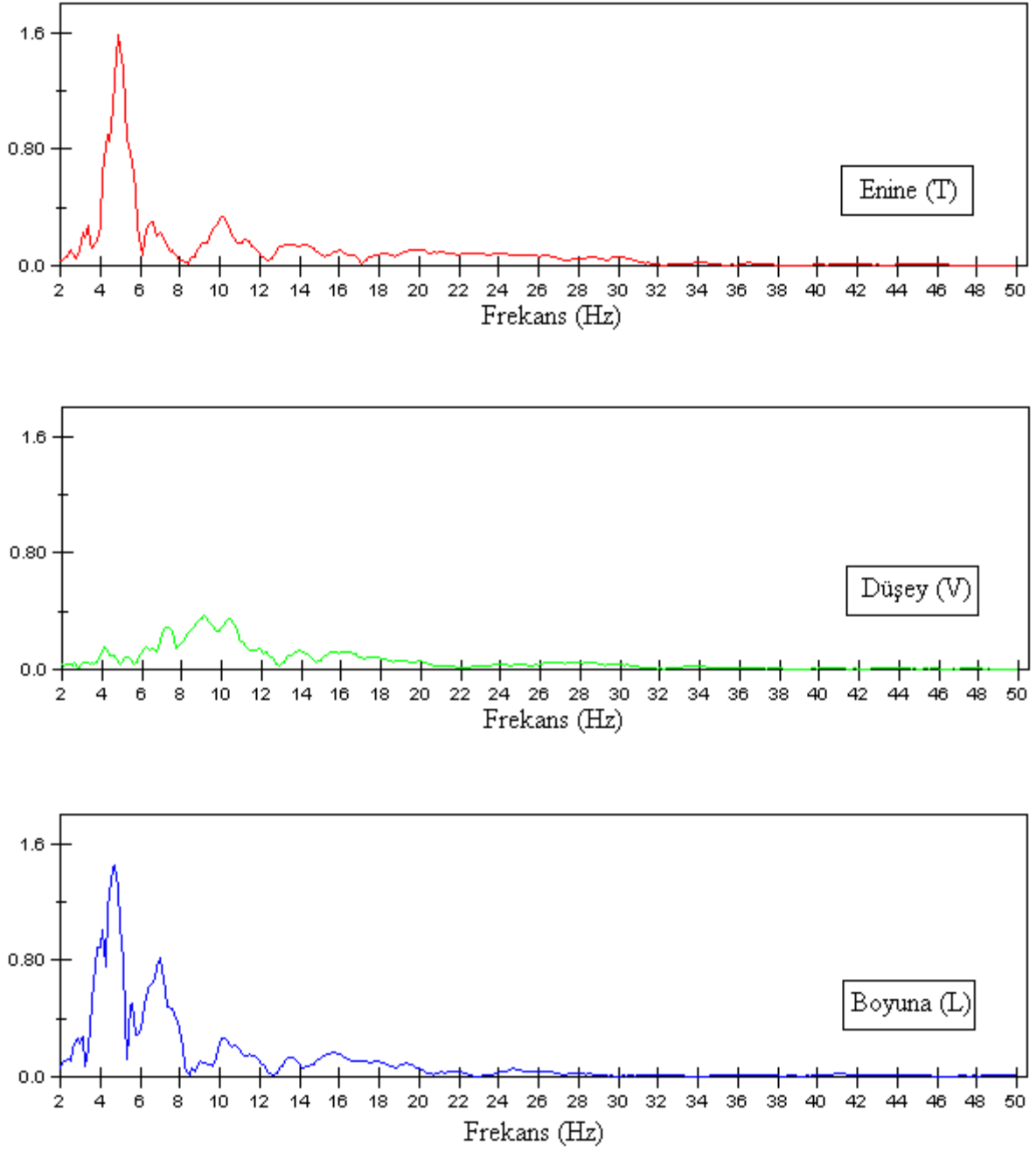
Şekil 2.10. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 37)



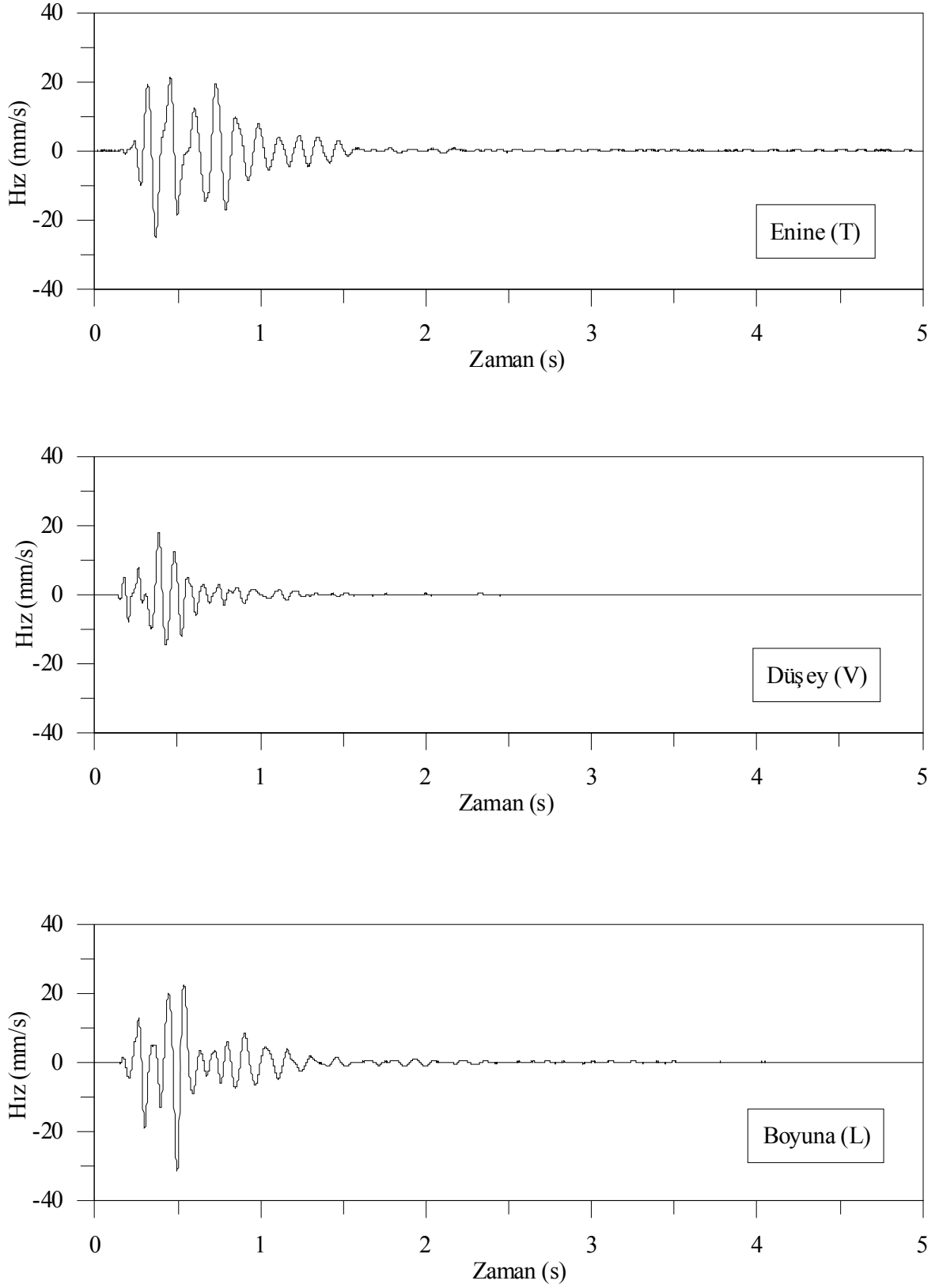
Şekil 2.11. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 38)



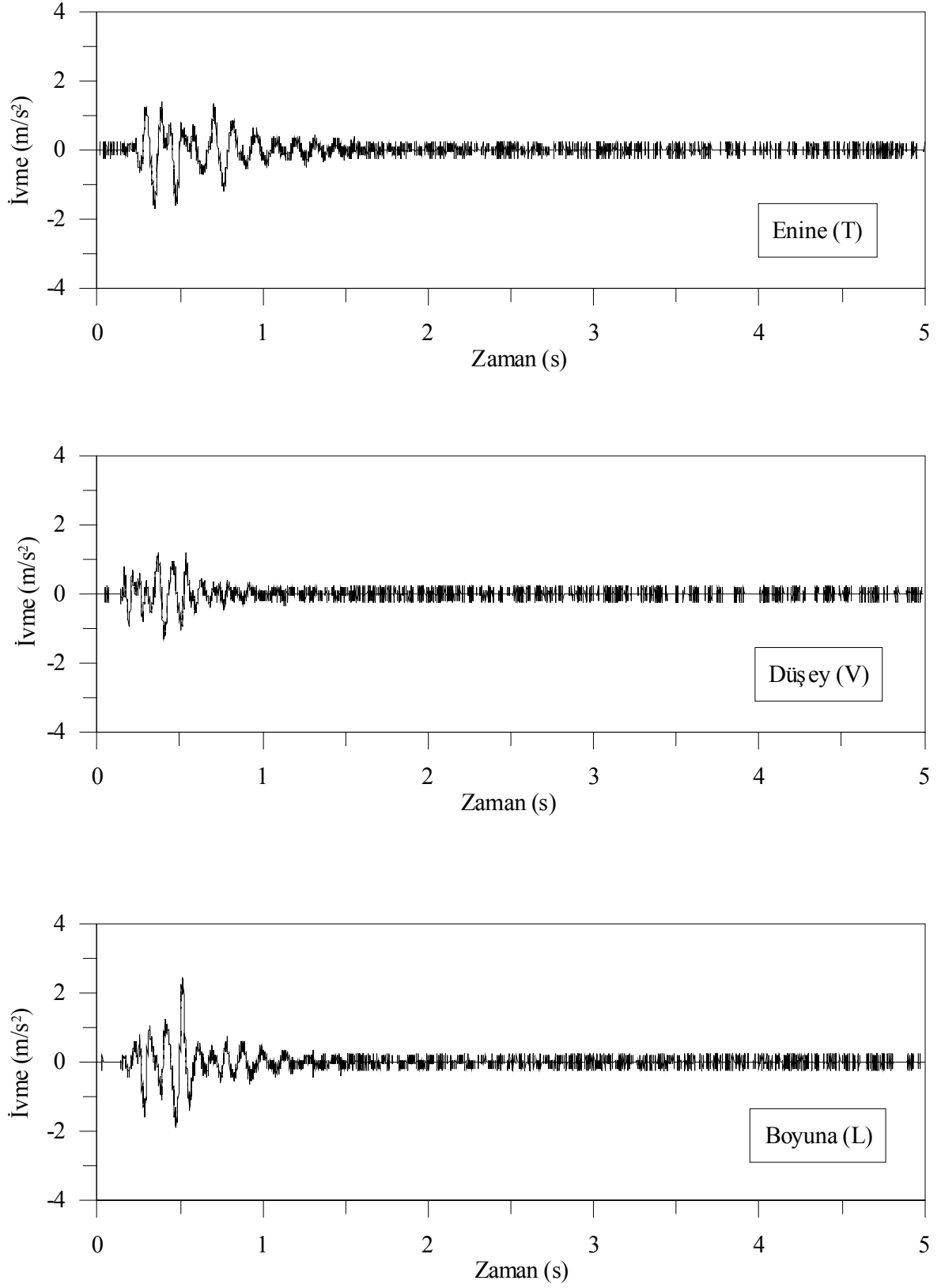
Şekil 2.12. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 38)



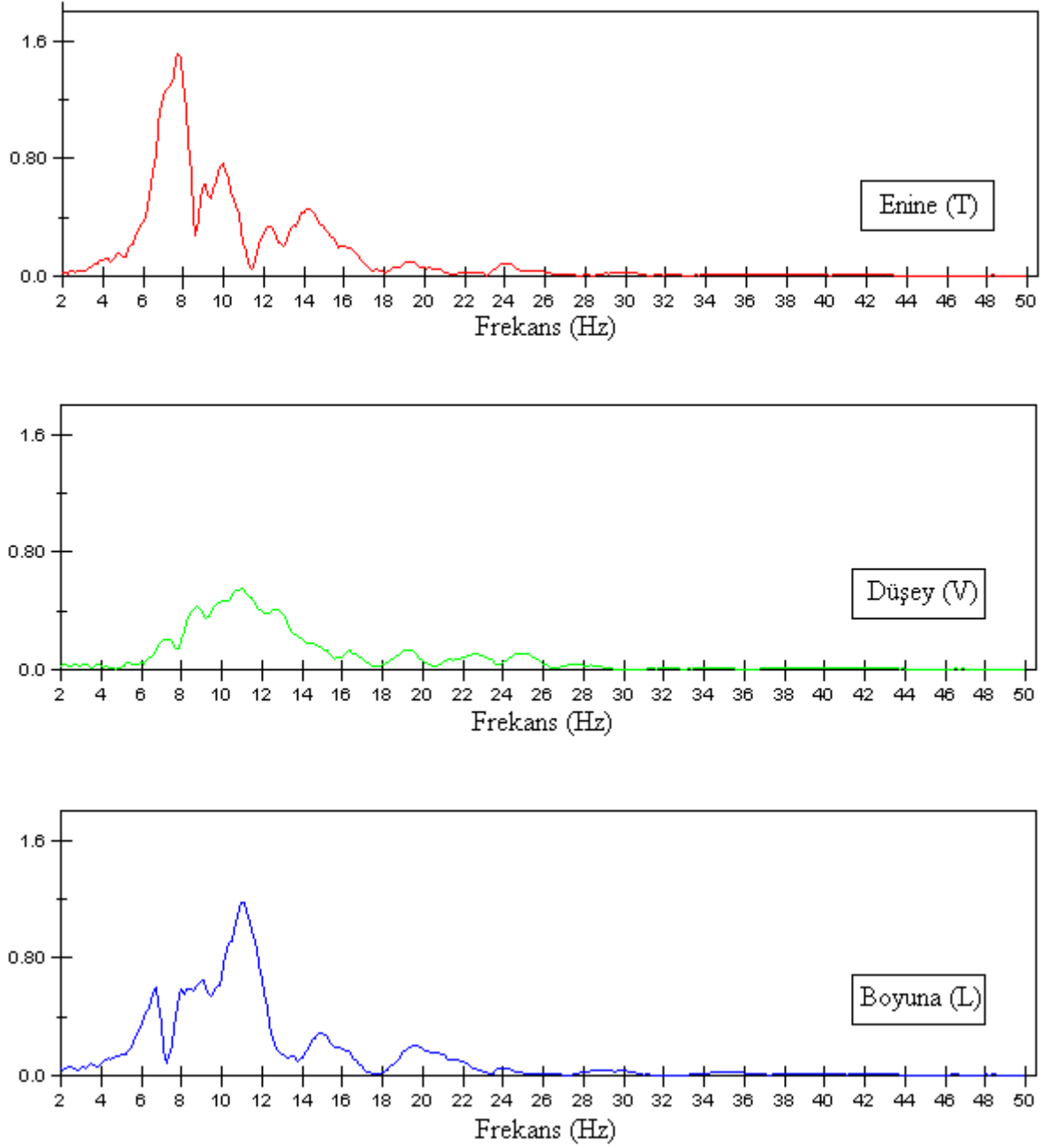
Şekil 2.13. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 38)



Şekil 2.14. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda hız-zaman grafikleri (Ölçüm 40)



Şekil 2.15. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna(L) doğrultuda ivme-zaman grafikleri (Ölçüm 40)



Şekil 2.16. Patlatma kaynaklı yer hareketinin Enine (T), Düşey (V) ve Boyuna (L) doğrultuda frekans spektrumu (Ölçüm 40)

Zeminden yapılan 64 adet ölçüm sonucunda elde edilen patlatma kaynaklı yer hareketine ait titreşim değerleri ile hava şokuna ait değerler Tablo 2.1’de verilmektedir. Patlamalar sonucunda zeminde ölçülen parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı Şekil 2.17-27’de sunulmaktadır.

Tablo 2.1. Patlatmadan dolayı zeminde ölçülen titreşimlere ait en büyük değerler

Ölçüm No	En büyük Yerdeğiştirme (mm)			En büyük Parçacık Hızı (mm/s)			En büyük İvme (m/s ²)			Yer Titreşim Frekansı (Hz)			Maks. Hava Şoku (dB)	Hava Şoku Frekansı (Hz)	Toplam Patlayıcı Miktarı (kg)	Mesafe (m)
	T	V	L	T	V	L	T	V	L	T	V	L				
1	0.014	0.015	0.020	1.52	1.14	2.29	0.26	0.39	0.52	30	34	37	109.9	2.6	1580	1380
2	0.011	0.011	0.008	9.10	5.50	9.40	0.26	0.26	0.39	24	37	24	≤88	Ölçülemedi	1160	1380
3	0.027	0.019	0.022	8.70	4.10	13.3	0.26	0.26	0.26	7.9	9.5	22	109.2	3.0	1780	800
4	0.017	0.020	0.015	1.27	1.02	1.65	0.26	0.26	0.39	19	13	26	108.8	2.1	1360	1380
5	0.019	0.016	0.020	11.1	7.89	13.5	0.26	0.26	0.26	12	26	23	108.8	2.6	1360	500
6	0.012	0.013	0.015	1.40	1.27	2.03	0.26	0.26	0.52	18	16	27	109.2	2.3	1680	1380
7	0.017	0.012	0.020	20.0	7.40	18.6	0.39	0.39	0.65	22	22	26	104.2	2.9	1460	650
8	0.018	0.013	0.024	1.90	1.40	3.05	0.39	0.39	0.52	24	34	23	109.5	2.2	1460	1380
9	0.015	0.017	0.022	1.90	1.40	2.54	0.39	0.39	0.52	23	32	37	106.0	2.2	1780	1380
10	0.013	0.010	0.009	1.40	1.02	1.52	0.26	0.26	0.26	18	17	26	107.5	4.9	1360	700
11	0.023	0.016	0.030	1.40	1.02	1.40	0.26	0.26	0.26	9.5	28	11	106.5	4.7	1360	880
12	0.058	0.028	0.032	15.0	8.27	10.0	0.26	0.26	0.26	4.9	15	15	104.2	3.1	1360	1380
13	0.016	0.015	0.012	1.14	0.89	1.40	0.26	0.26	0.39	19	24	24	97.5	2.0	1260	650
14	0.025	0.016	0.019	1.27	0.89	1.40	0.26	0.26	0.26	7.1	15	23	103.5	2.2	1260	1380
15	0.030	0.030	0.029	2.41	1.52	2.79	0.39	0.39	0.39	20	23	24	101.9	2.2	1260	500
16	0.042	0.028	0.028	1.40	0.89	1.02	0.26	0.26	0.26	4.4	7	11	103.5	2.1	1260	1380

Tablo 2.1'in devamı

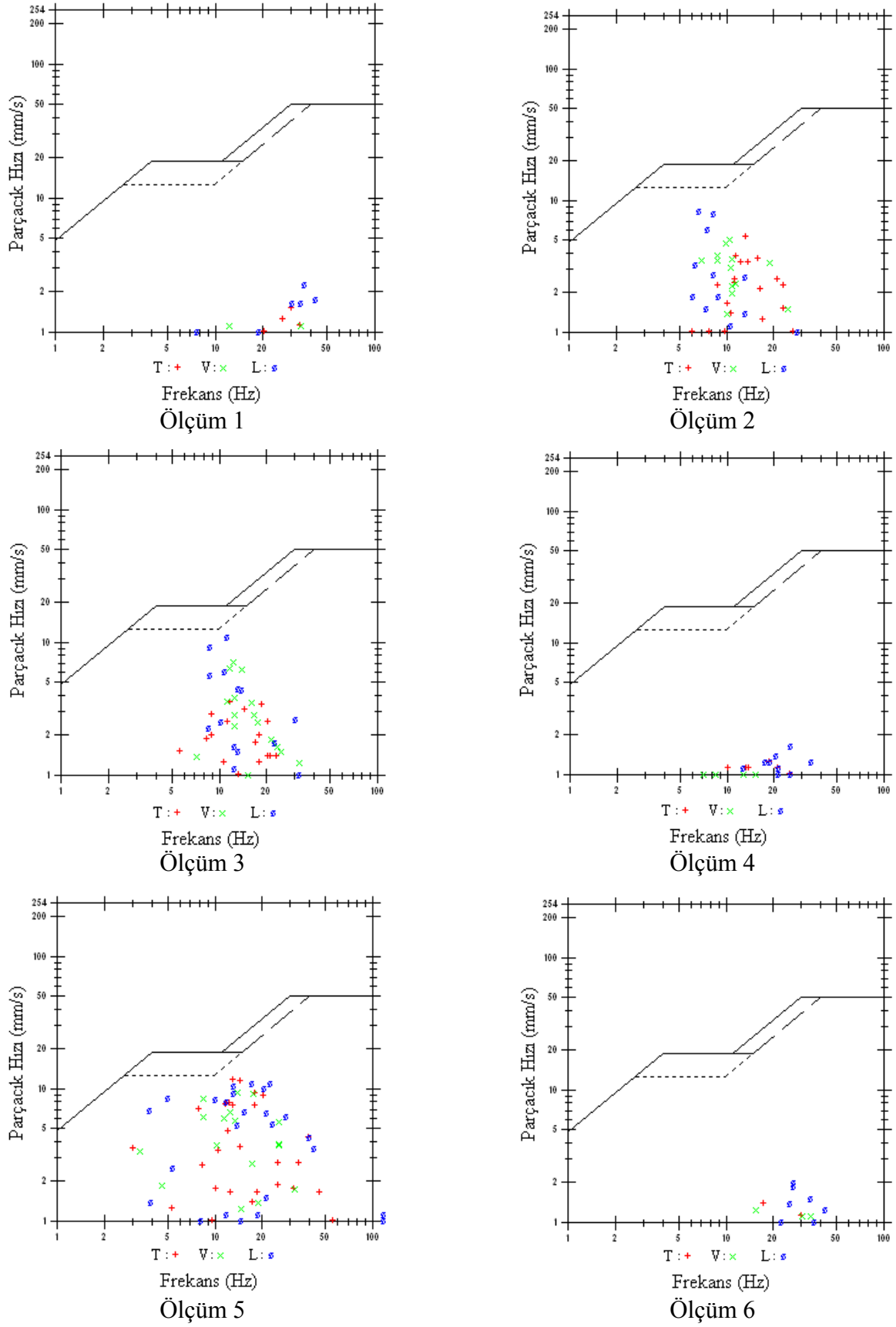
Ölçüm No	En büyük Yerdeğiştirme (mm)			En büyük Parçacık Hızı (mm/s)			En büyük İvme (m/s ²)			Yer Titreşim Frekansı (Hz)			Maks. Hava Şoku (dB)	Hava Şoku Frekansı (Hz)	Toplam Patlayıcı Miktarı (kg)	Mesafe (m)
	T	V	L	T	V	L	T	V	L	T	V	L				
17	0.015	0.014	0.015	4.52	2.27	4.52	0.26	0.26	0.39	22	30	26	100.0	2.6	1260	600
18	0.017	0.012	0.012	5.52	2.89	5.40	0.26	0.26	0.26	14	28	19	105.5	2.6	1260	750
19	0.0444	0.0917	0.162	3.56	7.24	11.2	0.52	0.65	0.91	12	12	11	138.7	5.6	1560	600
20	0.234	0.0848	0.310	12.40	4.83	14.50	0.91	0.39	0.65	10	7.9	6.9	121.7	8.4	1310	600
21	0.261	0.185	0.347	23.10	14.40	32.00	3.12	1.82	3.74	22	16	14	114.2	2.9	1580	600
22	0.060	0.088	0.198	5.33	5.21	8.38	0.52	0.52	0.65	13	10	6.6	108.8	3.0	1460	600
23	0.065	0.031	0.053	2.92	2.29	2.92	0.64	0.64	0.64	5.7	11	8.8	117.2	4.3	1360	600
24	0.272	0.134	0.520	14.2	8.76	2.92	1.04	0.52	1.56	9	9.1	5	117.2	2.8	1360	600
25	0.033	0.019	0.016	2.54	2.54	1.90	0.39	0.39	0.39	12	22	23	124.9	6.0	1360	500
26	0.074	0.035	0.030	5.08	3.94	3.68	0.91	0.65	0.52	9.8	20	15	128.5	6.5	1360	500
27	0.062	0.050	0.071	4.70	5.21	5.71	0.65	0.78	0.78	17	23	10	123.6	3.7	1360	500
28	0.026	0.034	0.035	1.90	2.03	2.41	0.26	0.39	0.26	13	20	10	127.6	5.6	1360	500
29	0.039	0.041	0.063	3.17	6.10	5.59	0.78	0.91	0.91	11	23	13	125.1	7.4	1360	500
30	0.036	0.052	0.059	2.54	2.79	4.06	0.39	0.52	0.39	9.5	15	10	123.2	3.2	1360	500
31	0.068	0.060	0.044	4.44	6.60	4.44	0.52	1.17	0.78	15	17	24	137.9	3.7	1460	500
32	0.033	0.036	0.040	2.67	4.32	3.68	0.52	0.65	0.52	22	18	15	118.3	2.9	1460	500

Tablo 2.1'in devamı

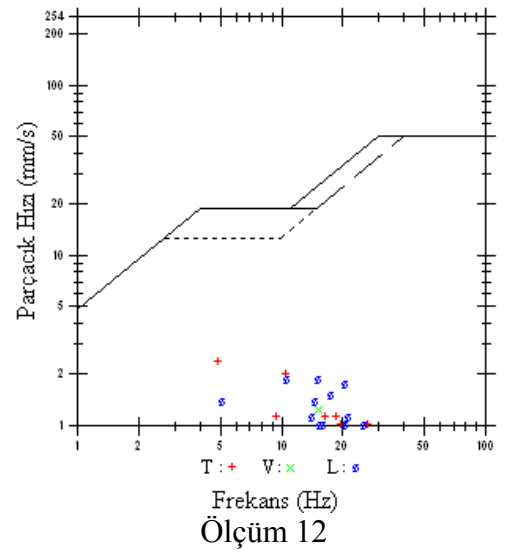
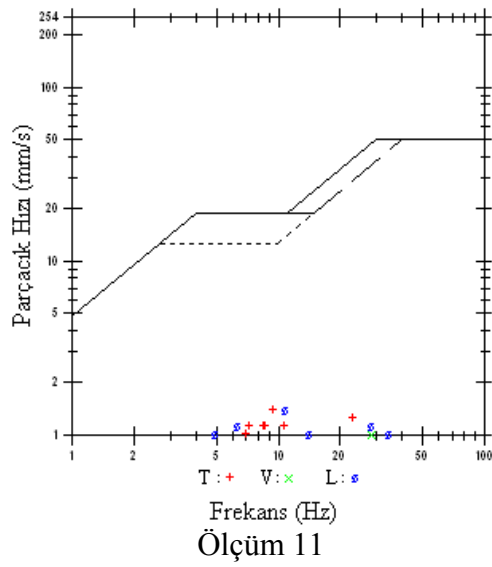
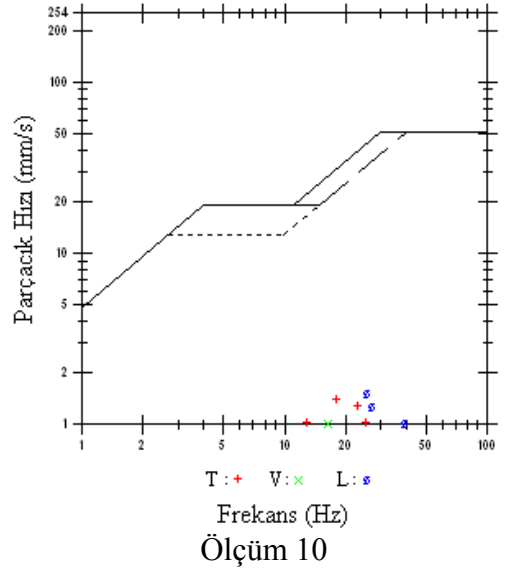
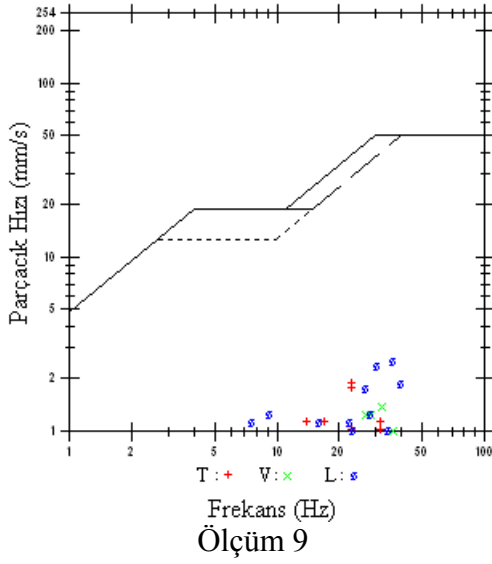
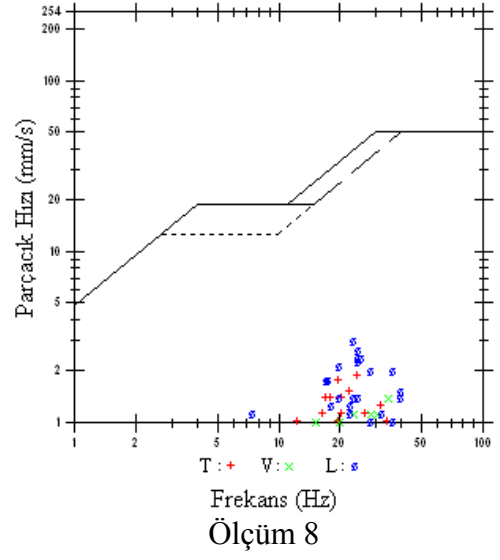
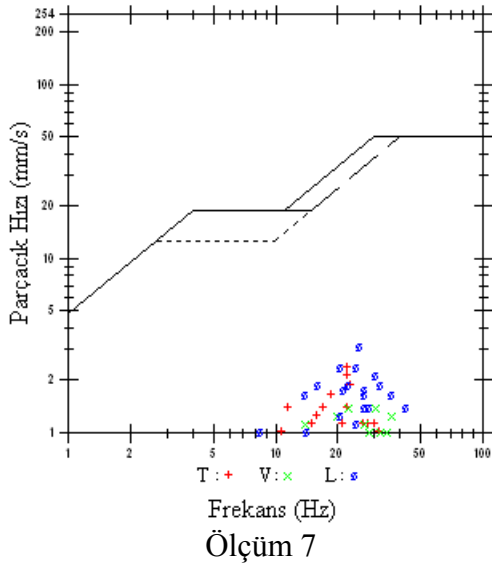
Ölçüm No	En büyük Yerdeğiştirme (mm)			En büyük Parçacık Hızı (mm/s)			En büyük İvme (m/s ²)			Yer Titreşim Frekansı (Hz)			Maks. Hava Şoku (dB)	Hava Şoku Frekansı (Hz)	Toplam Patlayıcı Miktarı (kg)	Mesafe (m)
	T	V	L	T	V	L	T	V	L	T	V	L				
33	0.035	0.028	0.049	2.41	2.54	3.94	0.39	0.39	0.39	10	20	10	131.6	7.1	1460	500
34	0.028	0.030	0.030	2.54	3.81	3.68	0.52	0.78	0.78	21	24	24	129.2	5.1	1360	500
35	0.055	0.026	0.043	4.83	4.06	3.30	0.52	0.91	0.52	12	23	9.5	123	3.6	1260	500
36	0.033	0.017	0.039	3.30	3.05	3.81	0.65	0.65	0.91	16	34	22	125.2	3.2	1260	500
37	0.097	0.093	0.163	9.52	16.6	17.9	1.43	3.12	2.21	16	28	14	107.0	2.1	1900	750
38	0.037	0.043	0.040	6.98	11.9	9.40	1.30	2.99	2.34	28	43	37	109.5	2.2	1460	750
39	0.124	0.120	0.156	11.90	9.52	11.2	1.30	1.82	1.82	13	14	22	115.4	2.9	1360	750
40	0.434	0.244	0.445	25.10	17.70	31.60	1.69	1.30	2.47	9.5	11	11	132.9	4.4	2200	750
41	0.040	0.031	0.030	4.19	6.86	5.33	0.91	1.43	0.91	18	34	28	109.9	1.9	1780	750
42	0.038	0.030	0.031	4.06	5.59	4.57	0.52	1.04	0.78	18	30	27	114.8	5.6	1360	750
43	0.061	0.024	0.061	8.13	3.94	6.22	1.04	0.65	0.78	21	26	20	128.9	3.8	1880	800
44	0.234	0.085	0.310	12.40	4.83	14.5	0.91	0.39	0.65	10	7.9	6.9	121.7	8.4	1310	600
45	0.095	0.055	0.170	5.71	4.70	9.65	0.52	0.65	0.91	7.4	20	12	111.2	2.4	1260	800
46	0.229	0.119	0.401	11.7	5.33	15.20	0.65	0.52	0.78	7.9	6.9	6.3	108.8	9.8	1580	850
47	0.257	0.090	0.197	9.65	2.92	7.11	0.39	0.26	0.39	6.0	5.6	5.3	104.2	7.4	1460	850
48	0.168	0.065	0.114	7.49	2.92	4.44	0.39	0.26	0.39	6.6	8.4	6.6	101.9	11	1680	850

Tablo 2.1'in devamı

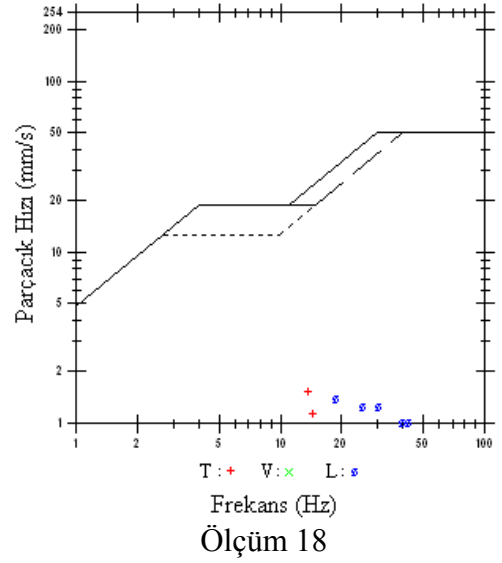
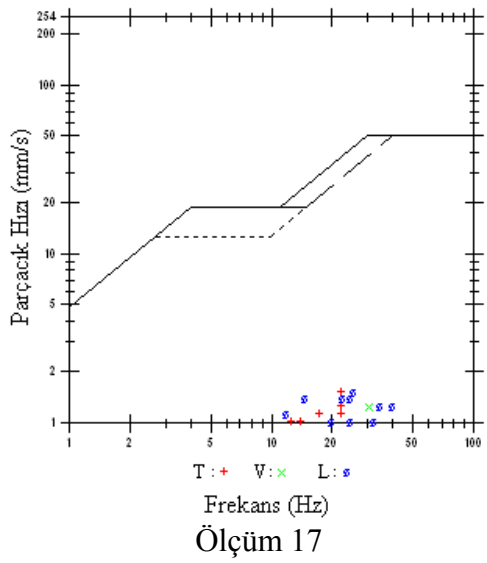
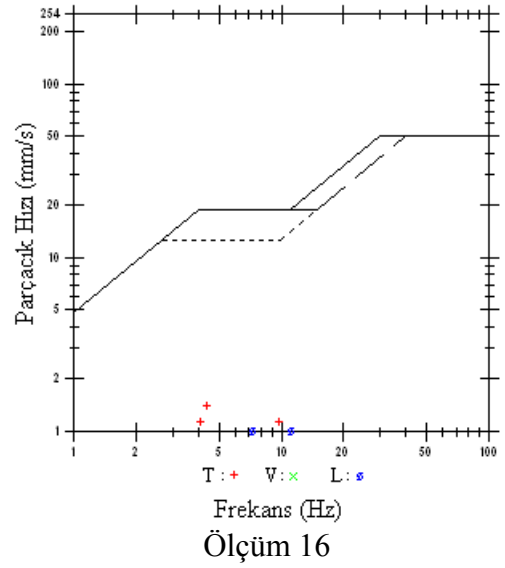
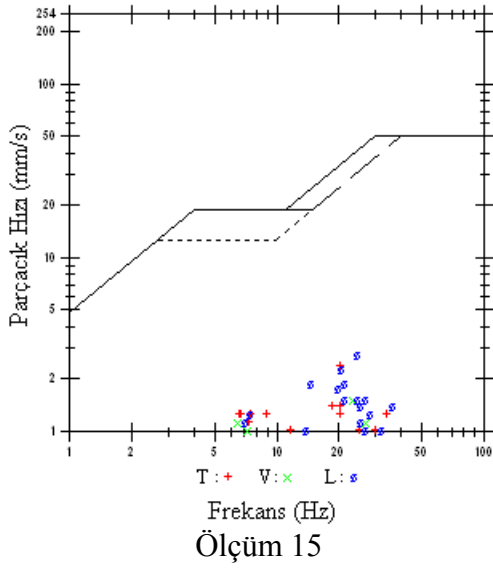
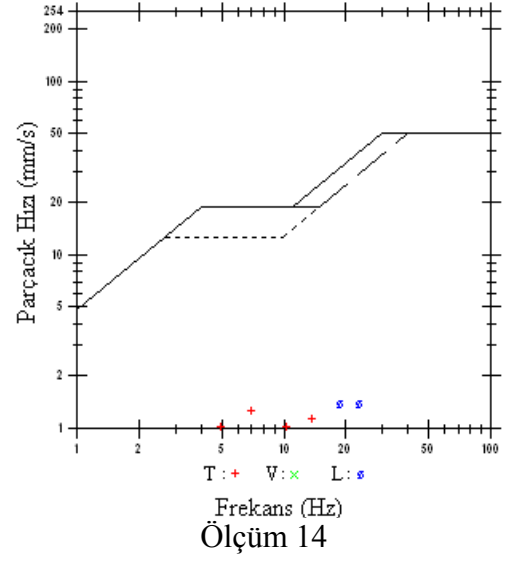
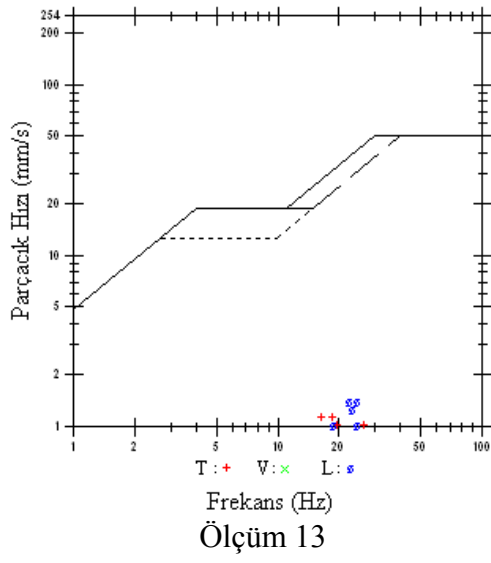
Ölçüm No	En büyük Yerdeğiştirme (mm)			En büyük Parçacık Hızı (mm/s)			En büyük İvme (m/s ²)			Yer Titreşim Frekansı (Hz)			Maks. Hava Şoku (dB)	Hava Şoku Frekansı (Hz)	Toplam Patlayıcı Miktarı (kg)	Mesafe (m)
	T	V	L	T	V	L	T	V	L	T	V	L				
49	0.052	0.062	0.090	3.43	3.56	3.81	0.52	0.52	0.52	14	8.0	13	105.5	2.9	1410	850
50	0.089	0.104	0.125	4.95	5.59	5.59	0.78	0.78	0.78	9.1	7.8	7.8	109.2	3.8	1580	850
51	0.493	0.127	0.502	18.80	7.49	17.80	1.04	1.04	0.91	5.8	16	5.6	111.8	7.2	1360	850
52	0.049	0.020	0.025	2.16	0.64	1.27	0.26	0.26	0.26	5.7	13	5.3	≤88	Ölçülemedi	1730	1250
53	0.009	0.009	0.013	3.17	5.08	4.70	1.43	2.60	2.21	51	>100	51	104.9	2.0	1360	1250
54	0.256	0.118	0.208	9.40	4.83	7.87	0.52	0.65	0.65	6.1	7.1	5.7	107.5	8.3	1680	850
55	0.295	0.156	0.356	13.20	7.11	11.70	0.78	1.04	0.78	6.3	24	4.8	109.9	7.6	1830	850
56	0.206	0.088	0.099	10.20	6.73	8.00	0.91	1.30	0.78	6.6	27	12	108.8	4.8	1730	850
57	0.073	0.134	0.328	4.06	6.73	16.90	0.39	0.52	0.78	11	8.5	7.8	112.3	6.5	1460	650
58	0.017	0.012	0.017	1.65	1.27	1.90	0.26	0.16	0.39	14	20	24	100.0	4.8	1360	1250
59	0.058	0.029	0.051	3.81	2.92	3.94	0.52	0.39	0.52	19	13	9.3	125.9	3.4	1360	500
60	0.015	0.014	0.015	1.52	1.27	1.52	0.26	0.26	0.39	22	30	26	107.0	2.5	1260	1250
61	0.017	0.012	0.012	1.52	0.89	1.40	0.26	0.26	0.26	14	28	19	107.0	2.2	1260	1250
62	0.022	0.013	0.018	1.65	1.14	1.78	0.26	0.39	0.39	11	32	34	105.5	2.4	1060	1250
63	0.014	0.006	0.011	1.78	1.02	1.27	0.26	0.26	0.39	18	30	28	104.9	2.3	1060	1250
64	0.030	0.016	0.031	2.03	1.27	1.52	0.26	0.26	0.26	10	13	6.6	103.5	2.0	1060	1250



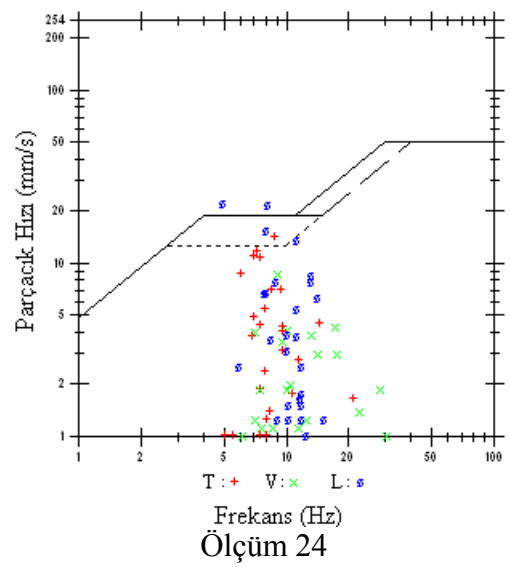
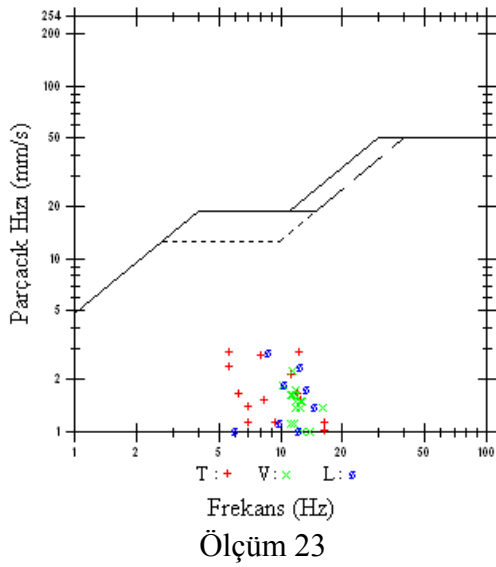
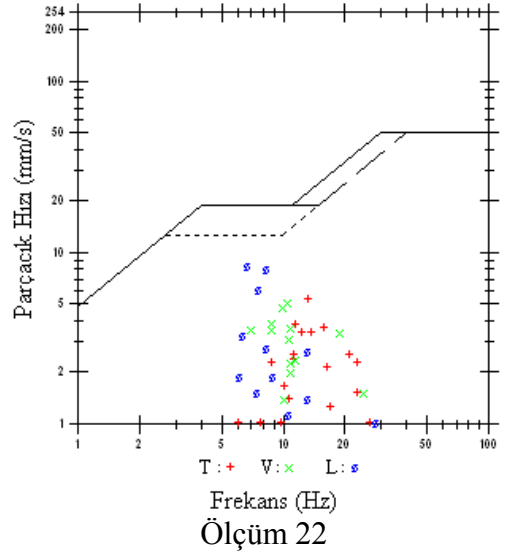
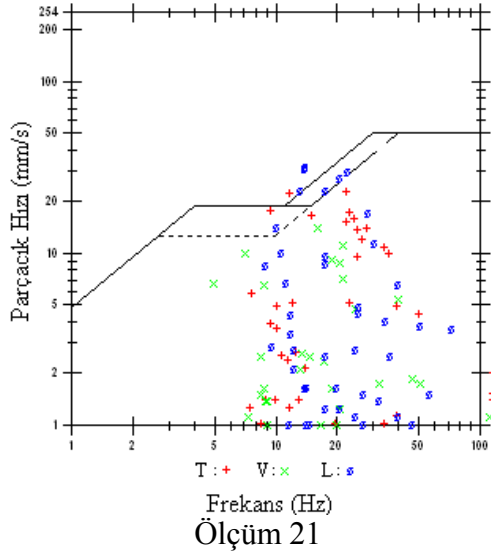
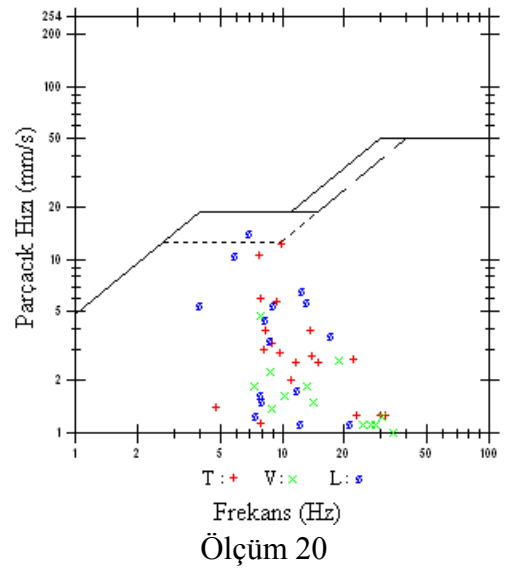
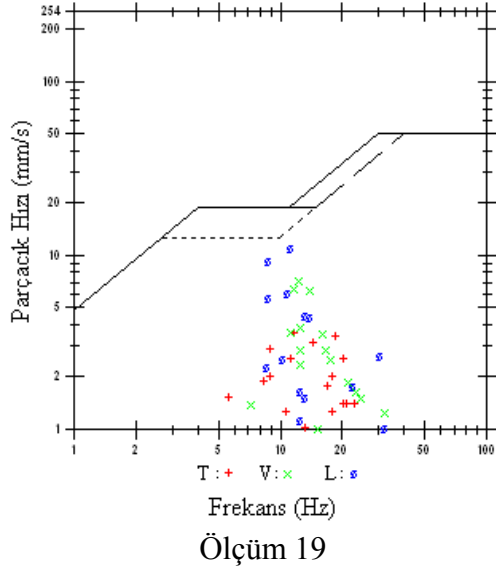
Şekil 2.17. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 1-6)



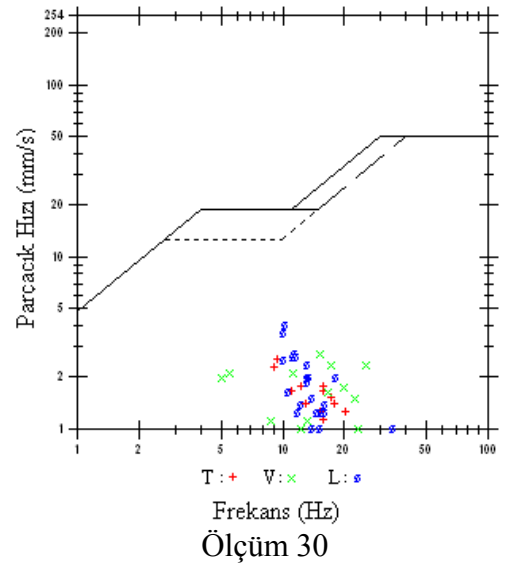
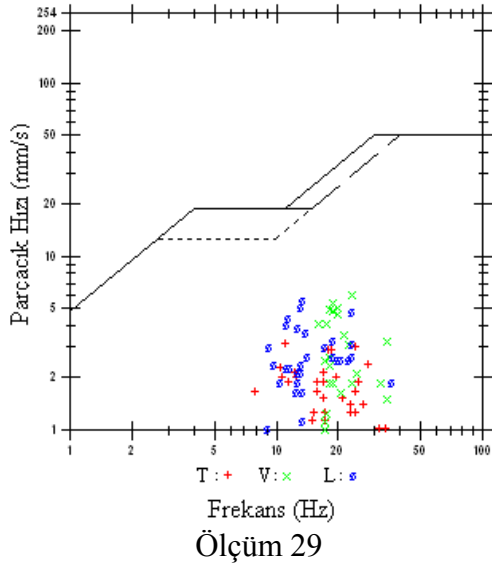
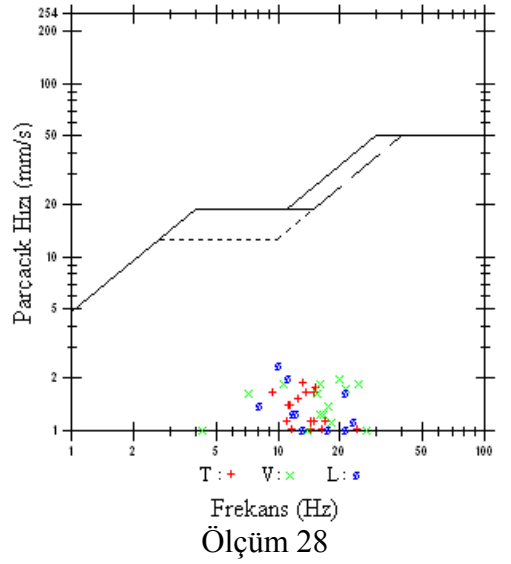
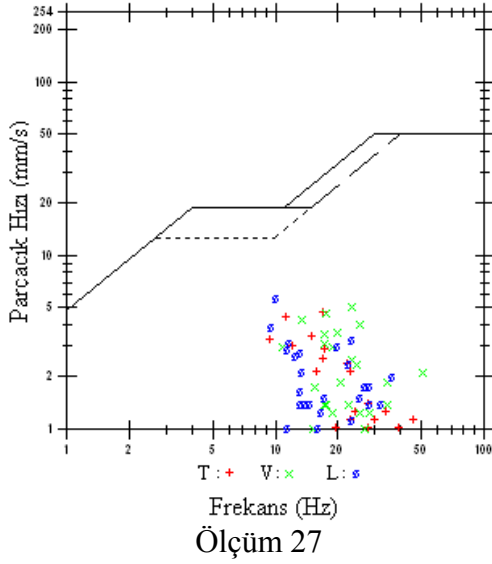
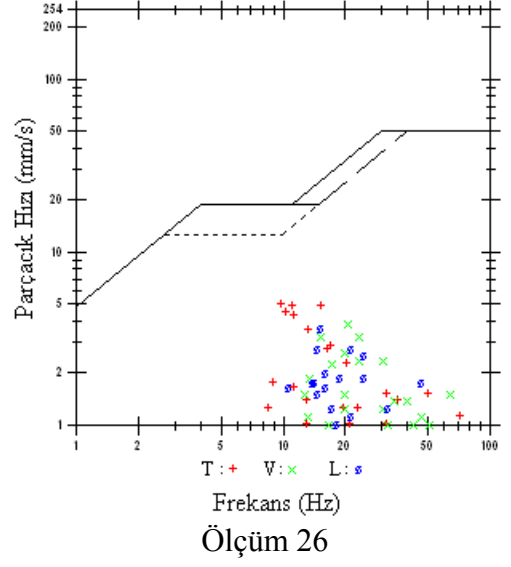
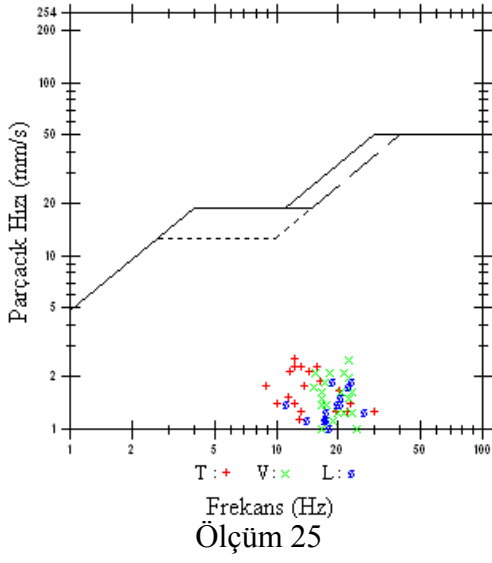
Şekil 2.18. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 7-12)



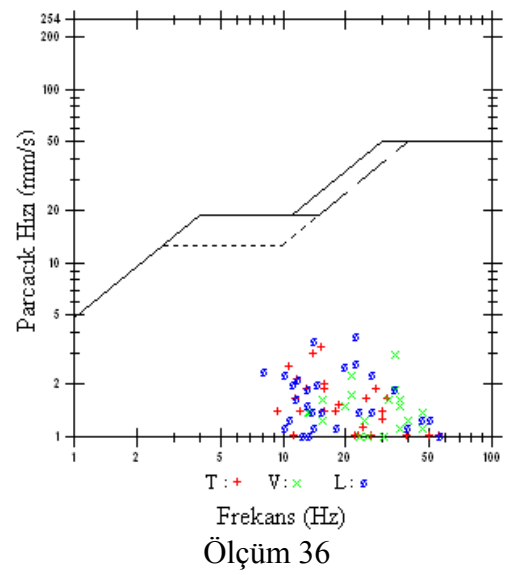
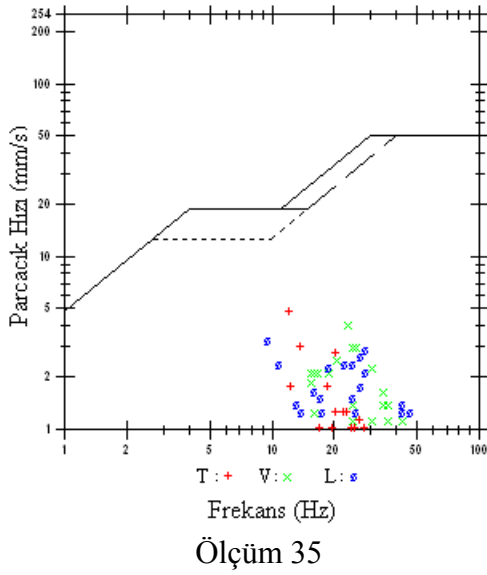
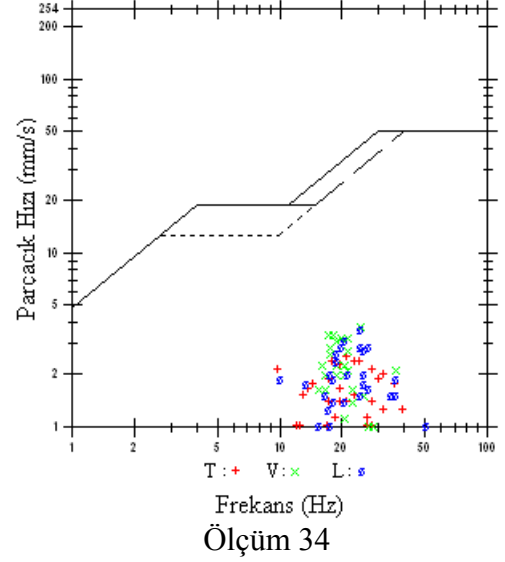
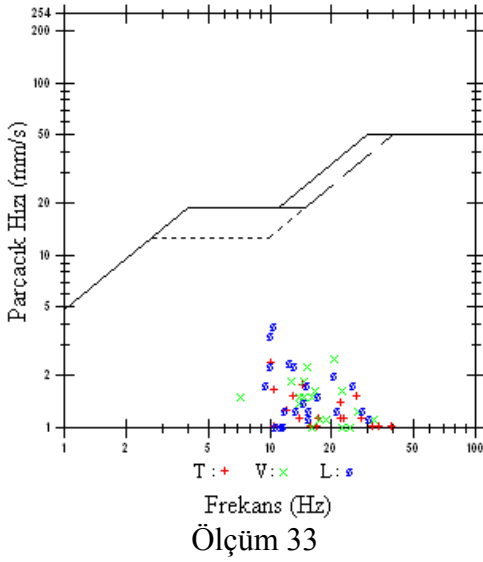
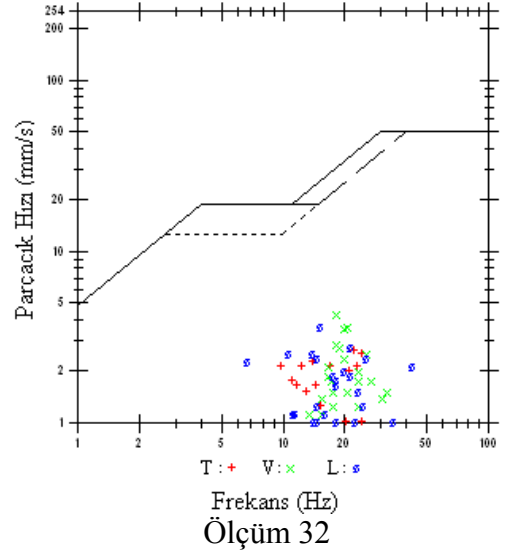
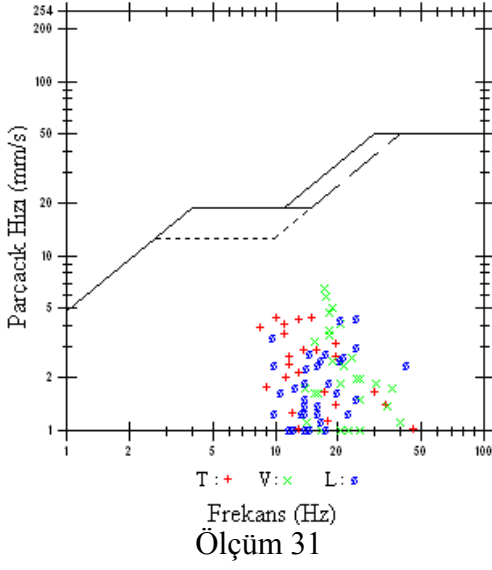
Şekil 2.19. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 13-18)



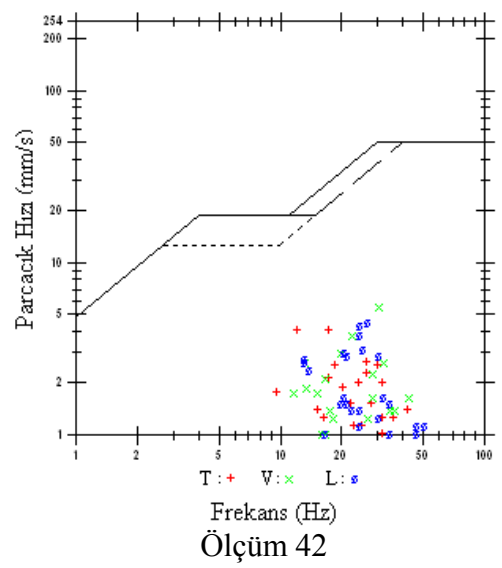
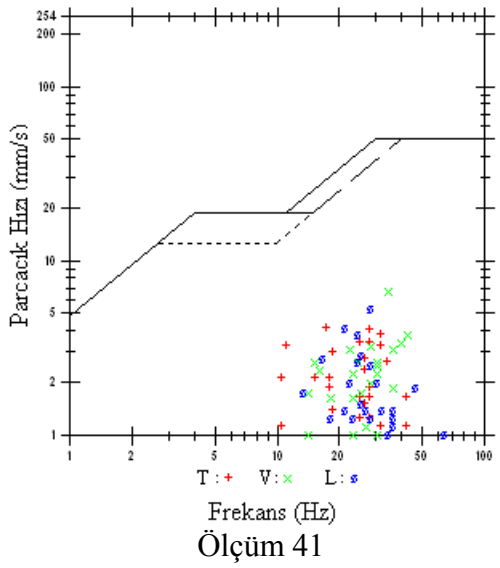
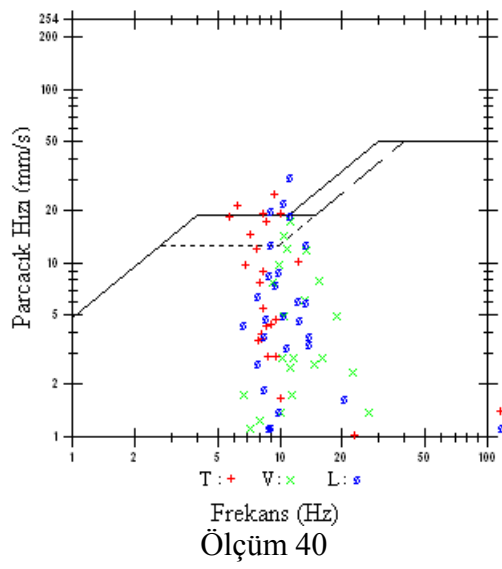
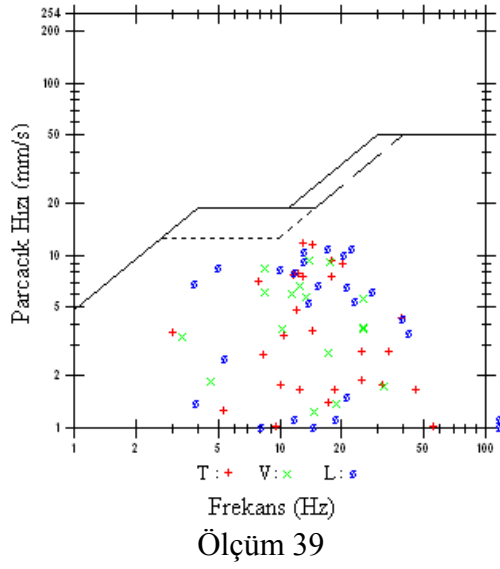
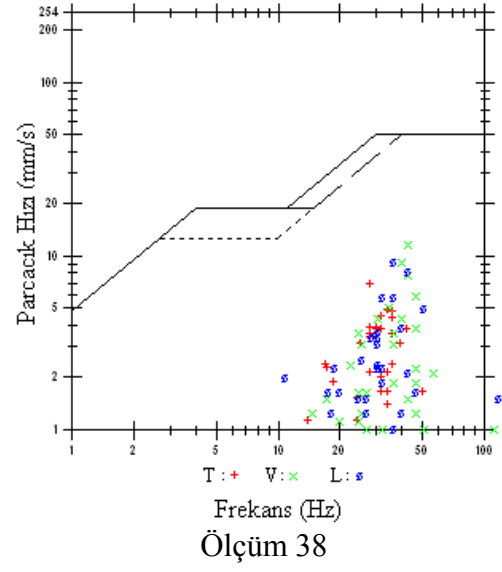
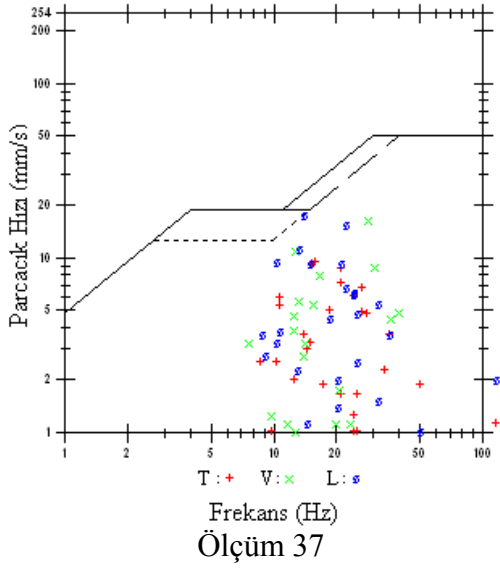
Şekil 2.20. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 19-24)



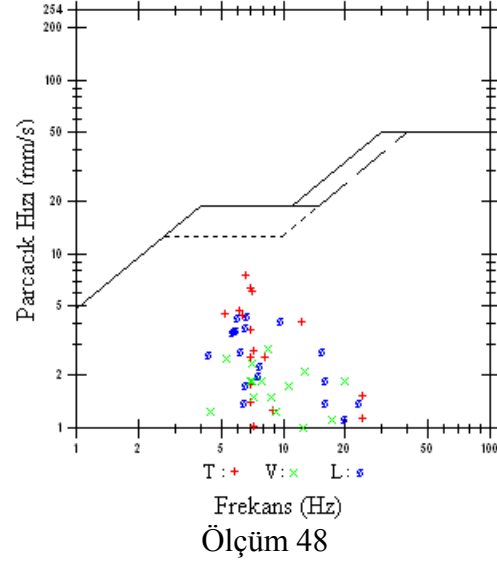
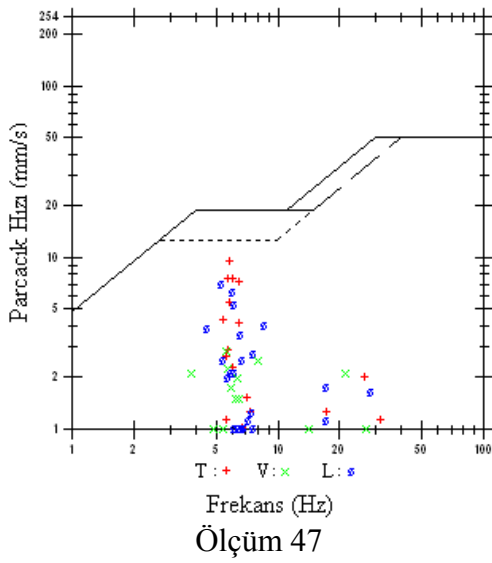
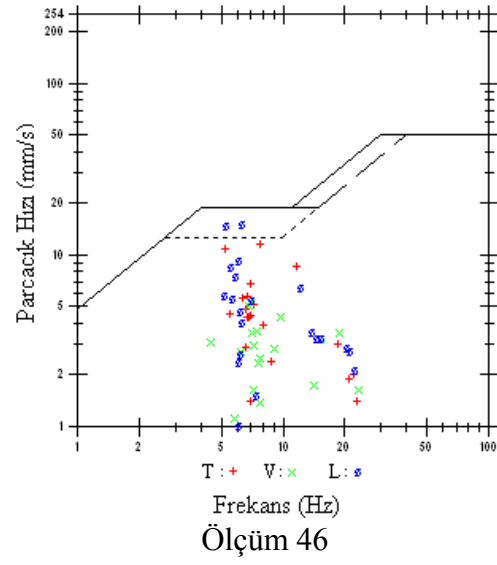
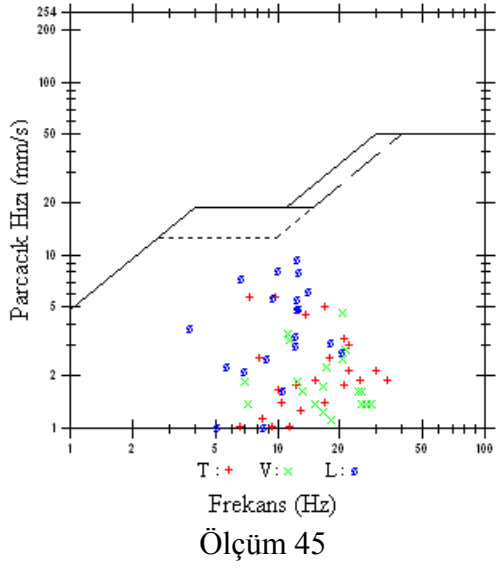
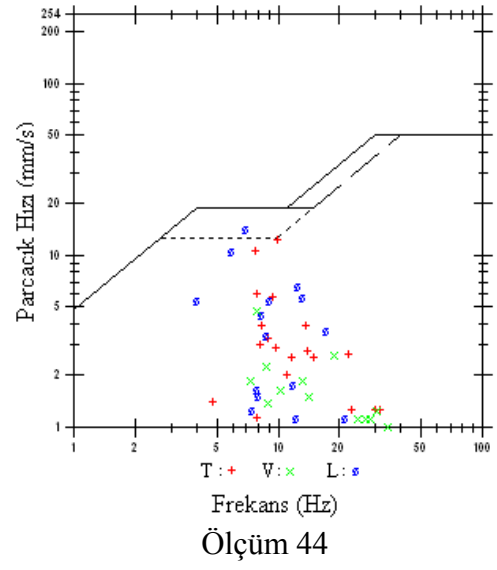
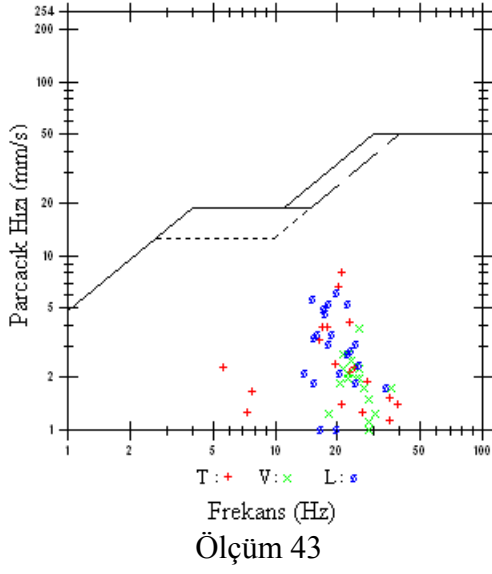
Şekil 2.21. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 25-30)



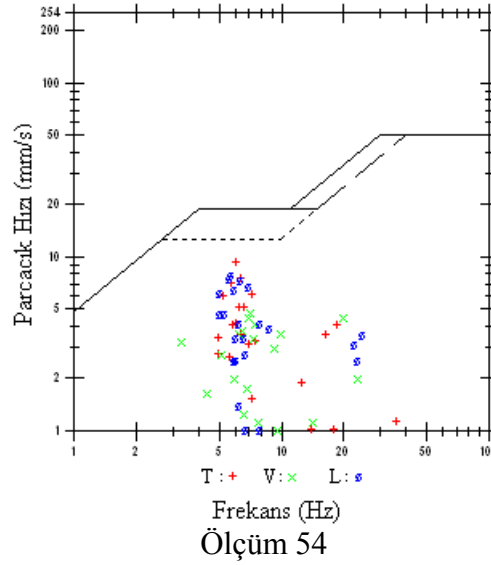
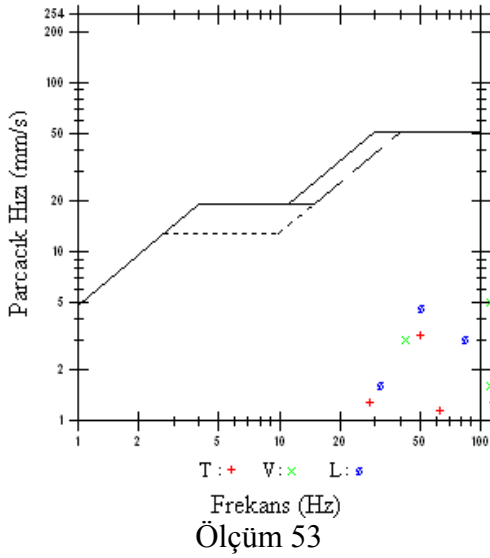
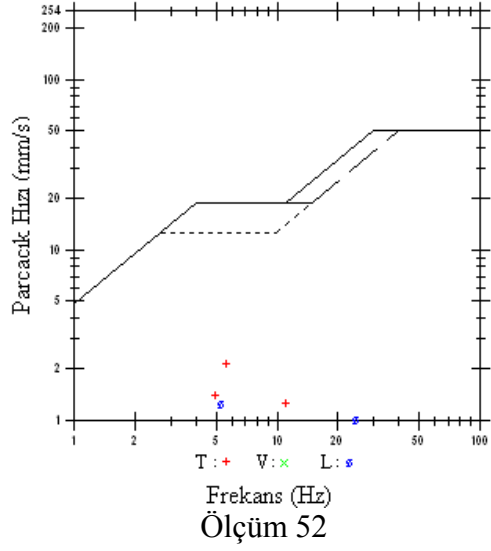
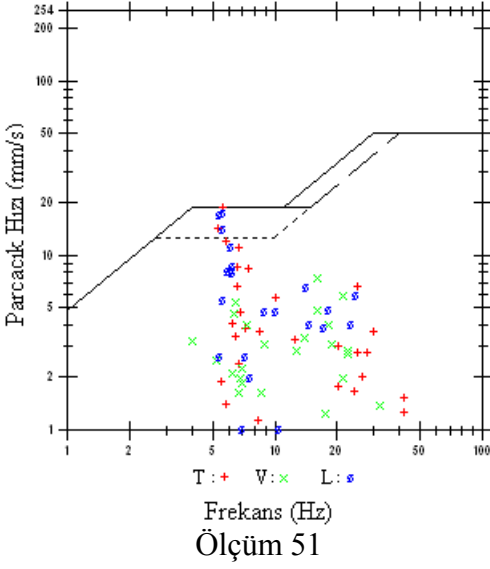
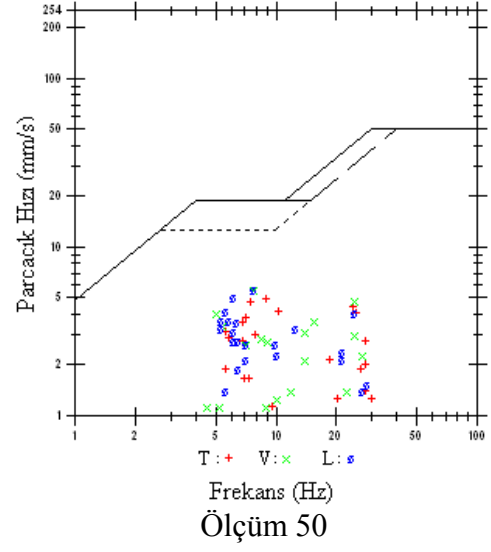
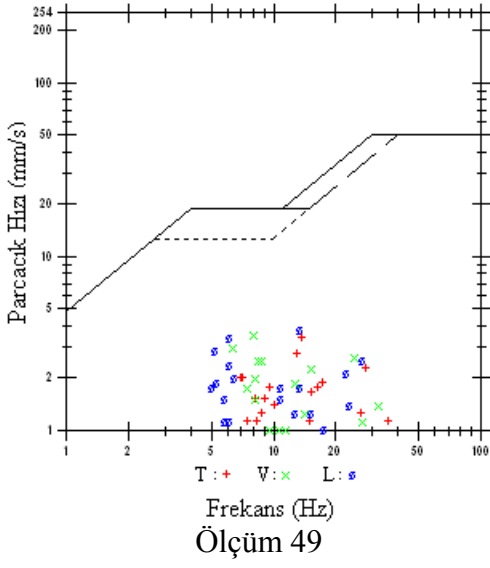
Şekil 2.22. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 31-36)



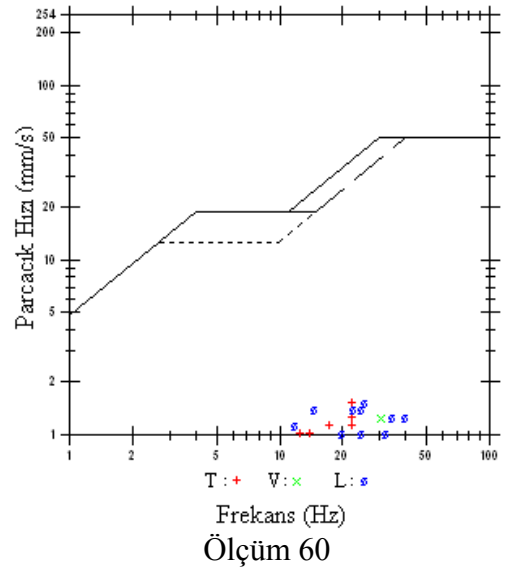
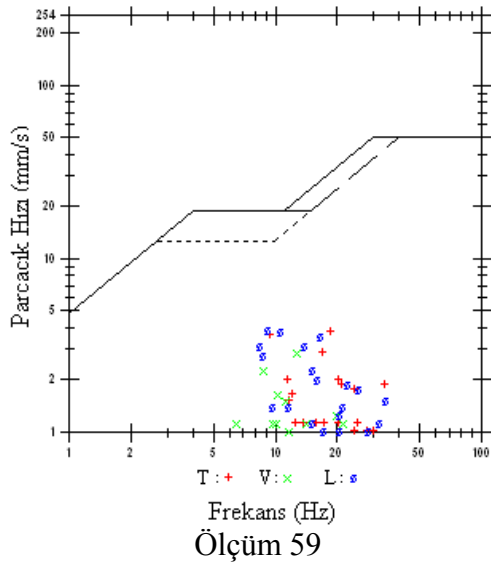
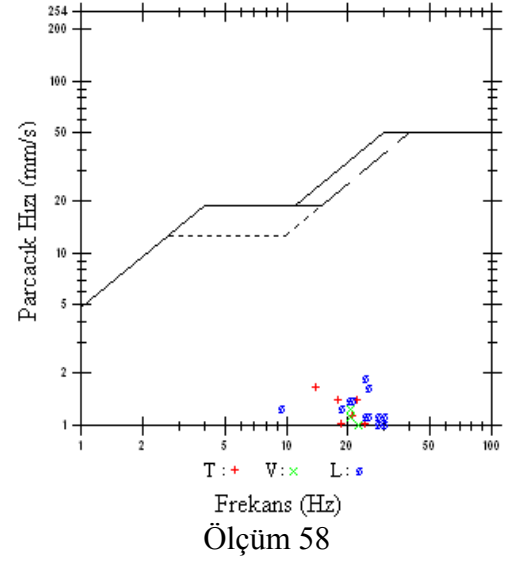
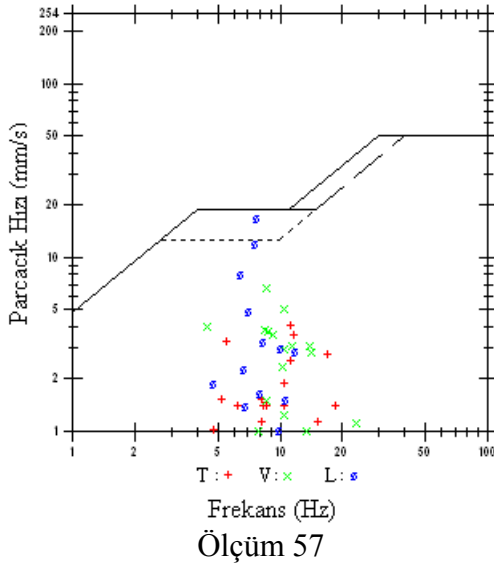
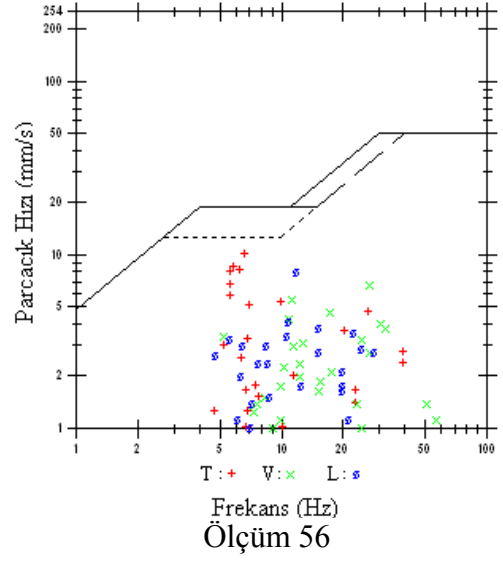
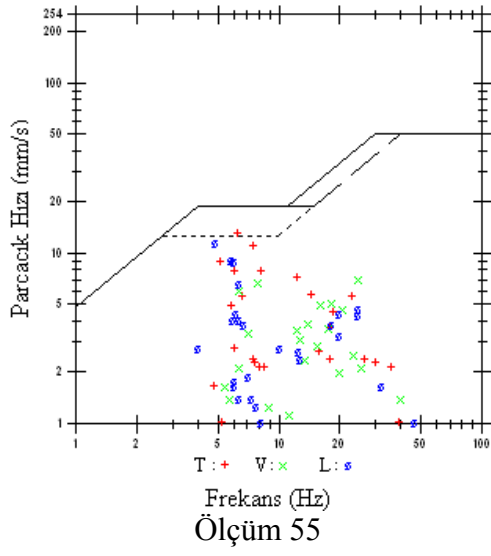
Şekil 2.23. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 37-42)



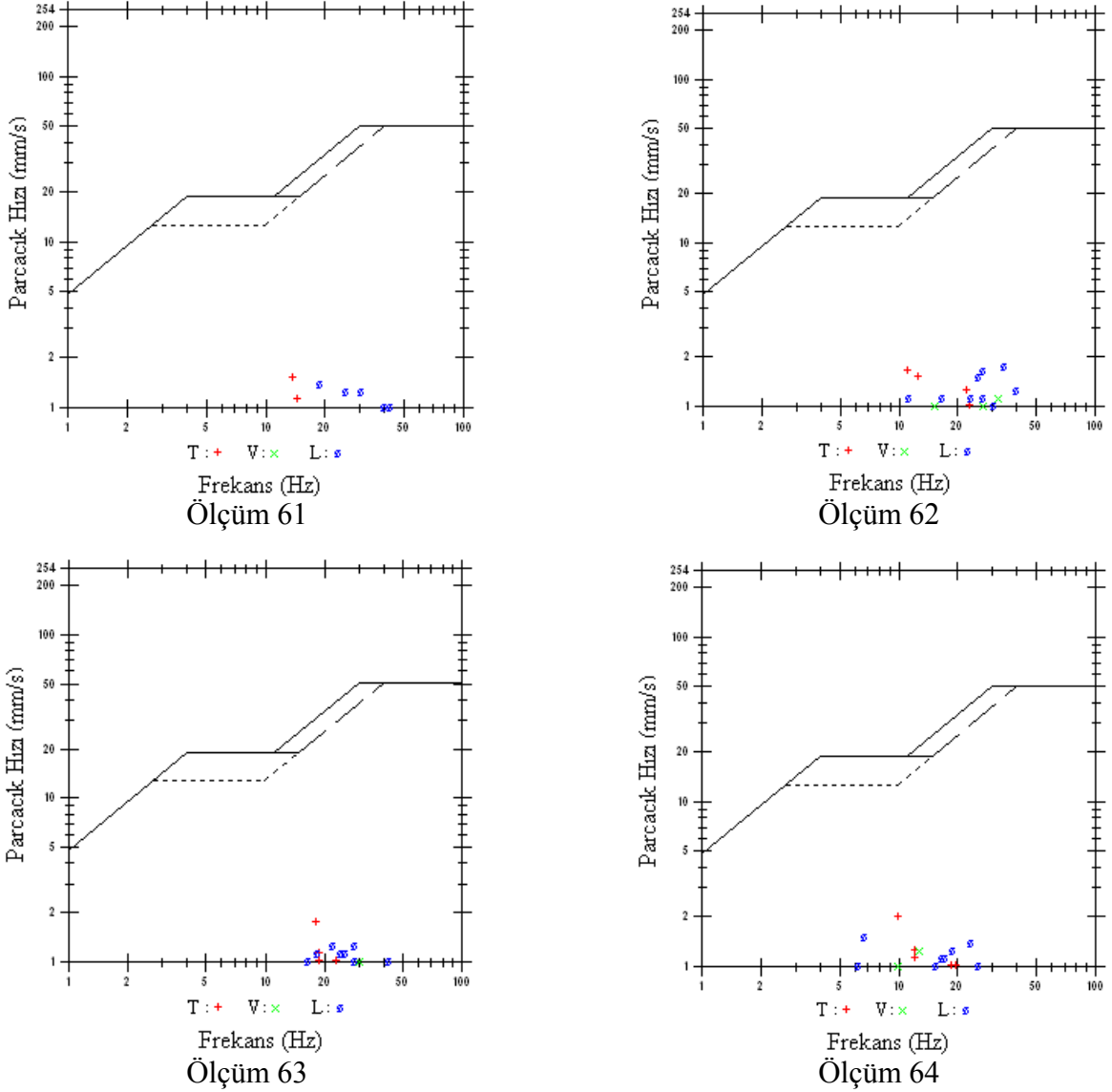
Şekil 2.24. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 43-48)



Şekil 2.25. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 49-54)



Şekil 2.26. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 55-60)



Şekil 2.27. Parçacık hızlarının frekanslara göre dağılımı (Ölçüm 61-64)

2.3. Yapıların Operasyonel Modal Analiz Yöntemiyle Deneysel Dinamik Karakteristiklerinin Belirlenmesi

Operasyonel Modal Analiz yöntemiyle yapılarının dinamik karakteristiklerinin belirlenmesinde kullanılan ölçüm sistemi, 17 kanallı Brüel&Kjaer 3560 tipi veri toplama ünitesi, 12 adet 4507B modeli ve 16 adet 8340 modeli tek eksenden ve 4 adet 4506B modeli üç eksenden veri alabilen ivmeölçerler, verilerin iletimini sağlayan 10 m, 25 m, 30 m, 50 m ve 75 m'lik kablolar, dizüstü bilgisayar ve verilerin işlenip dinamik karakteristiklerin elde edilmesinde kullanılan PULSE (2006) ve OMA (2006) yazılım

programlarından oluşmaktadır. Şekil 2.28’de ölçüm sistemine ait bazı görünüşler yer almaktadır.



Veri toplama ünitesi



Üç eksenli ivme ölçerler (4506B)



Ölçüm düzeneği ve aparatları



Tek eksenli ivme ölçerler (4507B)



Üç eksenli 4506B ivme ölçer kablosu



Tek eksenli 4507B ivme ölçer kablosu

Şekil 2.28. Deneysel ölçüm sistemi ve aparatlarına ait bazı görünüşler

2.3.1. Betonarme Binanın Deneysel Dinamik Karakteristikleri

Patlatmanın binalardaki etkilerini belirleyebilmek amacıyla, patlatma noktasına uzaklığı Küresel Konum Belirleme cihazıyla (GPS) 1380 m olarak ölçülen betonarme bir binadan ölçümler alınmıştır. Ölçüm alınan bina zemin kat dahil olmak üzere beş kattan oluşmaktadır. Bina kolon-kiriş elemanlardan oluşan taşıyıcı sisteme sahiptir (Şekil 2.29).

Binanın dinamik karakteristiklerini belirlemek amacıyla, binaya 8 adet tek eksenli ivmeölçer bağlanarak patlatma sırasında ölçüm alınmıştır (Şekil 2.30). Çevresel titreşim olarak patlatma etkileri dikkate alınarak binanın dinamik karakteristikleri olan doğal frekanslar, mod şekilleri ve sönüm oranları Operasyonel Modal Analiz yöntemi kullanılarak belirlenmiştir.

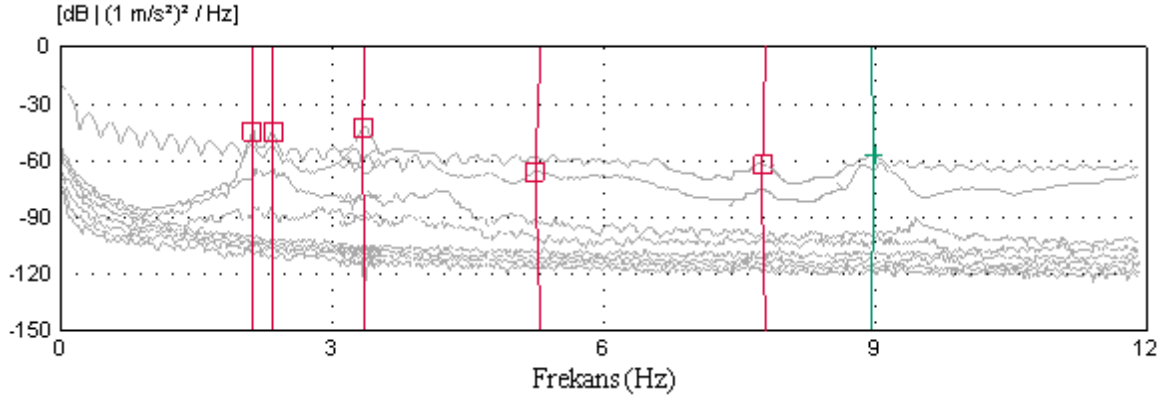


Şekil 2.29. Ölçüm alınan betonarme bina

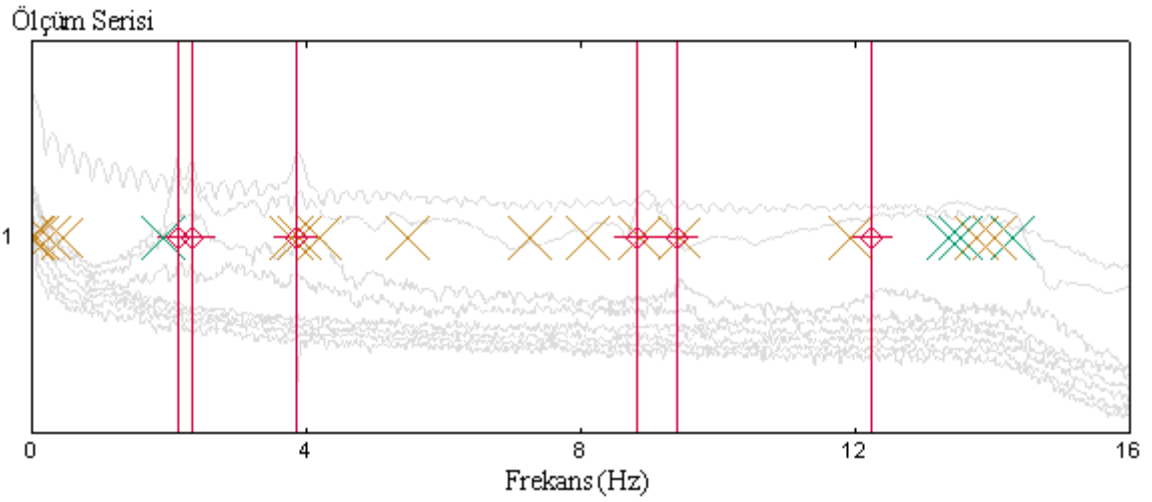


Şekil 2.30. Betonarme binadan ölçüm alınması

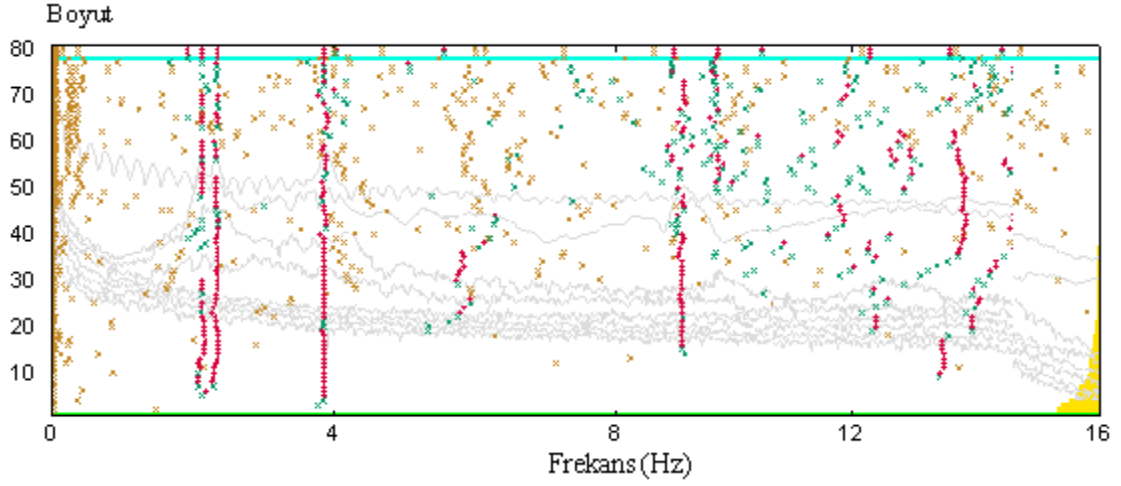
GFTAA ve SAB yöntemleri kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafikleri ve kararlılık diyagramı Şekil 2.31-2.33'te verilmektedir.



Şekil 2.31. Betonarme binada GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

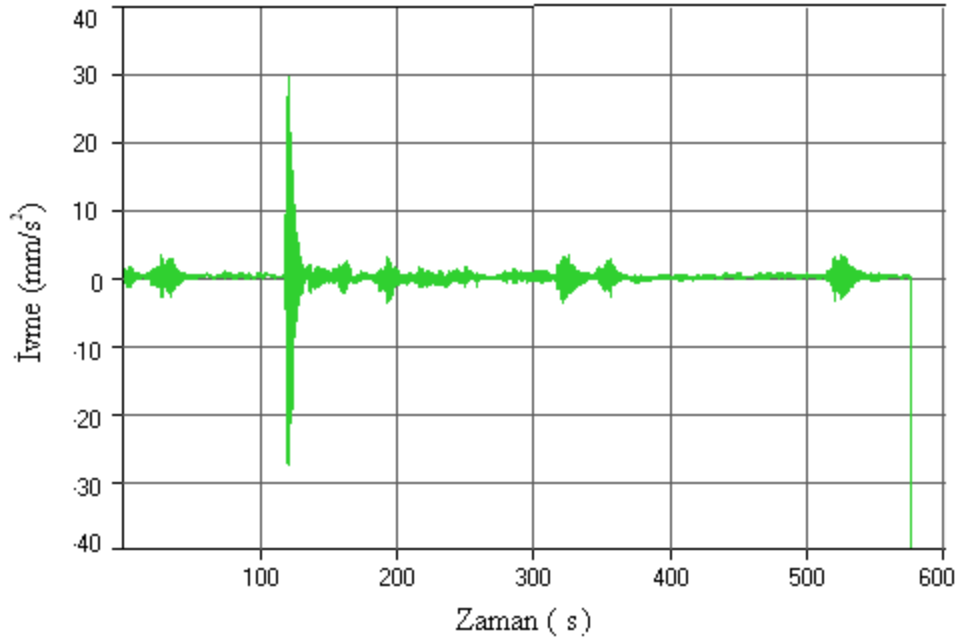


Şekil 2.32. Betonarme binada SAB yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

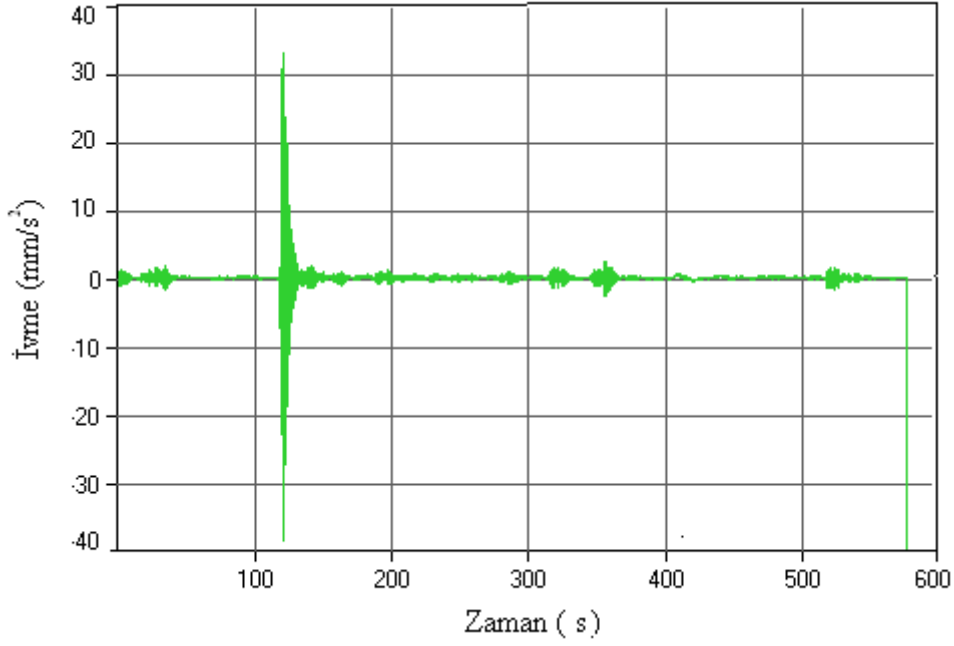


Şekil 2.33. Betonarme binadan alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı

Patlatma anında yapıda oluşan darbe etkisi sonucu ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 2.34 ve Şekil 2.35'te görülmektedir.



Şekil 2.34. Patlatma anında betonarme binadan X yönünde alınan ivme tepki ölçümü



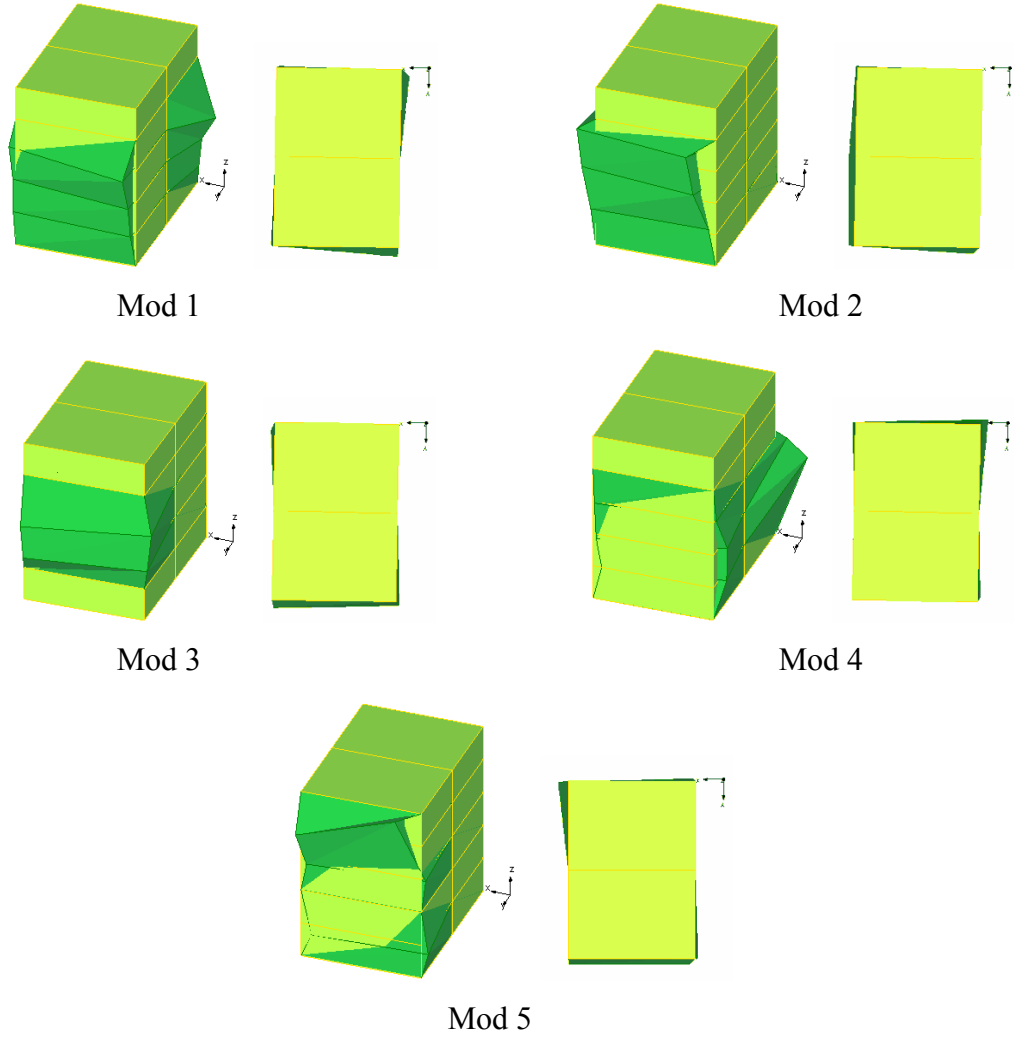
Şekil 2.35. Patlatma anında betonarme binadan Y yönünde alınan ivme tepki ölçümü

Şekil 2.31-2.33 kullanılarak betonarme bina üzerinde gerçekleştirilen ölçümlerden elde edilen ilk beş frekans değeri ve sönüm oranları Tablo 2.2' de verilmektedir.

Tablo 2.2. Betonarme binanın ilk beş doğal frekansı ve sönüm oranları

Mod No	Doğal Frekanslar(Hz)	Sönüm Oranları (%)
1	1.712	1.116
2	1.954	1.467
3	3.177	1.388
4	5.685	2.342
5	7.783	2.661

Operasyonel Modal Analiz yöntemiyle yapılan deneysel ölçümler sonucu elde edilen mod şekilleri Şekil 2.36'da sunulmaktadır.



Şekil 2.36. Betonarme binaya ait deneysel olarak elde edilen mod şekilleri

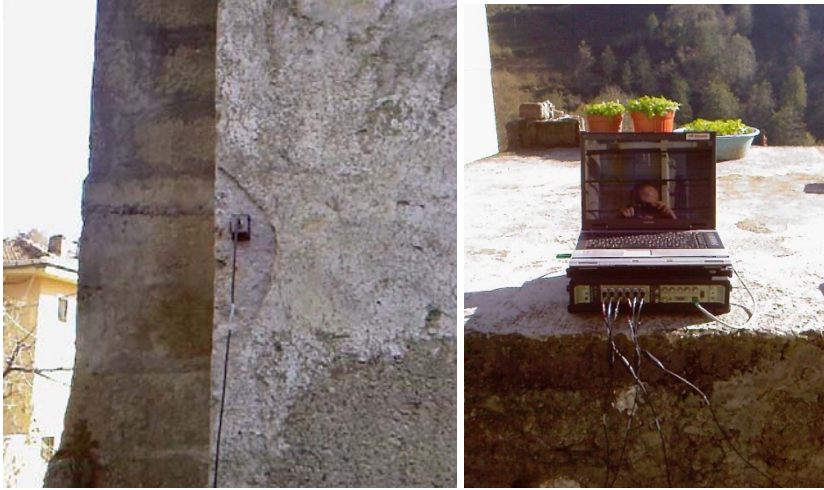
2.3.2. Yiğma Binanın Deneysel Dinamik Karakteristikleri

Patlatmanın yiğma yapılarıdaki etkilerini belirleyebilmek amacıyla, patlatma noktasına uzaklığı Küresel Konum Belirleme cihazıyla (GPS) 600 m olarak ölçülen ve taşıyıcı sistemi yiğma olan bir binadan ölçüm alınmıştır. Ölçüm alınan bina yarım bodrum kat + 2 normal kattan oluşmaktadır. Bina sadece yiğma duvarlardan oluşan taşıyıcı sisteme sahiptir (Şekil 2.37).

Binanın dinamik karakteristiklerini belirlemek amacıyla, binaya 4 adet üç eksenli ivmeölçer bağlanarak patlatma sırasında ölçüm alınmıştır (Şekil 2.38). Patlatma kaynaklı çevresel titreşimler kullanılarak binanın dinamik karakteristikleri olan doğal frekanslar, mod şekilleri ve sönüm oranları Operasyonel Modal Analiz yöntemiyle belirlenmiştir.

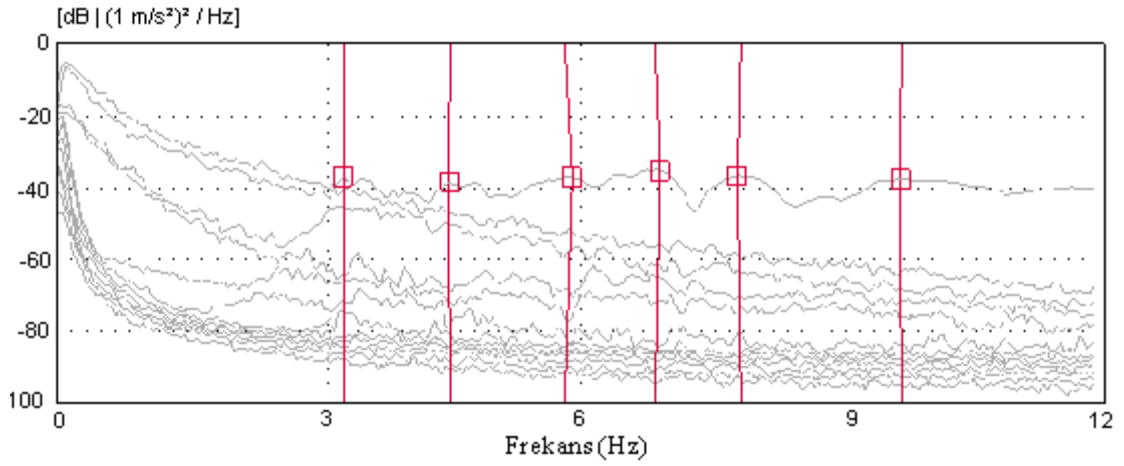


Şekil 2.37. Ölçüm alınan yığma bina

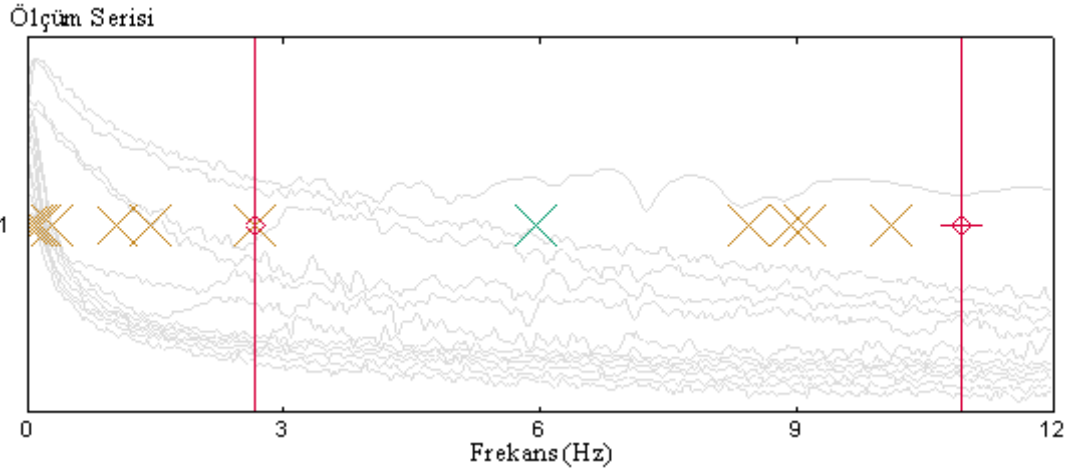


Şekil 2.38. Yığma binadan ölçüm alınması

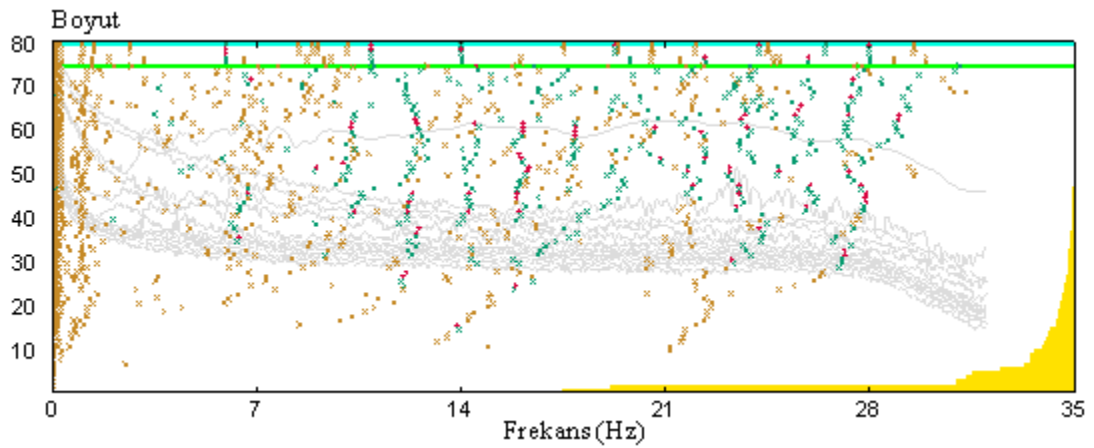
GFTAA ve SAB yöntemleri kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafikleri ve kararlılık diyagramı Şekil 2.39-2.41’de verilmektedir.



Şekil 2.39. Yığma binada GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

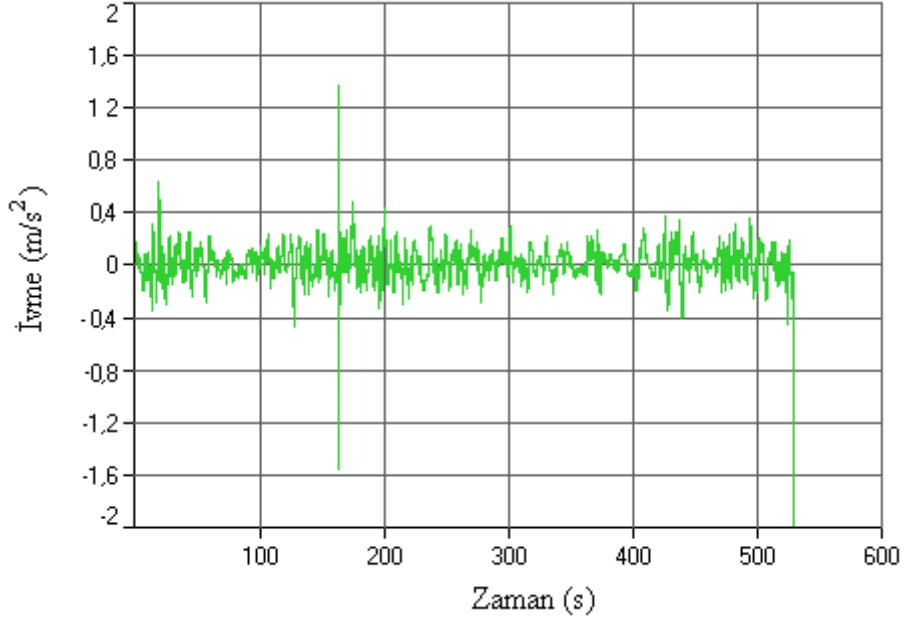


Şekil 2.40. Yığma binada SAB yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

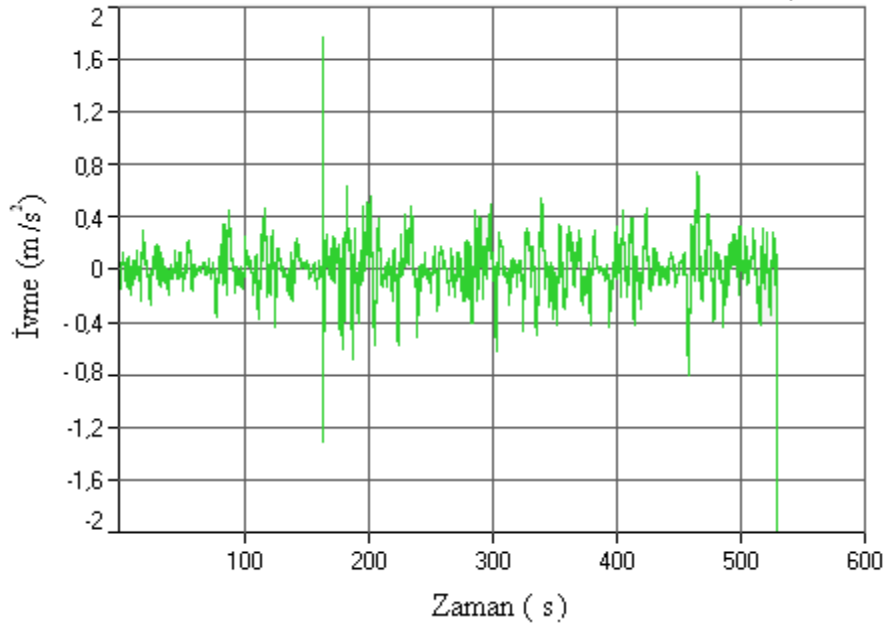


Şekil 2.41. Yığma binadan alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı

Patlatma anında yapıda oluşan darbe etkisi sonucu ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 2.42 ve Şekil 2.43'te görülmektedir.



Şekil 2.42. Patlatma anında yığma binadan X yönünde alınan ivme tepki ölçümü



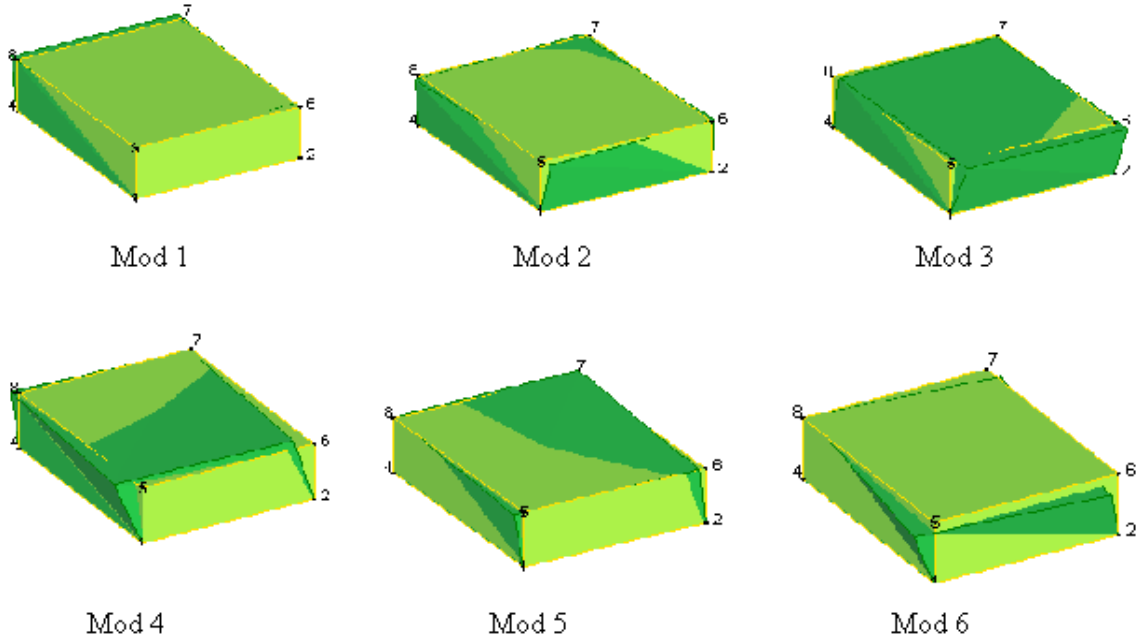
Şekil 2.43. Patlatma anında yığma binadan Y yönünde alınan ivme tepki ölçümü

Şekil 2.39-2.41 kullanılarak bina üzerinde gerçekleştirilen ölçümden elde edilen ilk beş frekans değeri ve sönüm oranları Tablo 2.3'te verilmektedir.

Tablo 2.3. Yığma binanın ilk altı doğal frekansı ve sönüm oranları

Mod No	Doğal Frekanslar (Hz)	Sönüm Oranları (%)
1	3.186	0.84
2	4.356	1.87
3	5.830	3.43
4	6.823	1.82
5	7.754	2.15
6	10.245	1.16

Deneysel ölçümler sonucu yığma binaya ait mod şekilleri Şekil 2.44 deki gibi elde edilmiştir.



Şekil 2.44. Yığma binaya ait deneysel olarak elde edilen mod şekilleri

2.3.3. Betonarme Köprünün Deneysel Dinamik Karakteristikleri

Patlatmanın betonarme köprülerdeki etkilerini belirleyebilmek amacıyla, patlatma noktasına uzaklığı Küresel Konum Belirleme cihazıyla (GPS) 500 m olarak ölçülen betonarme bir köprüden ölçüm alınmıştır. Seçilen köprü yaklaşık 20 yıllık geçmişe sahiptir. Şekil 2.45'te karayolu köprüsüne ait bazı görüşler verilmektedir.



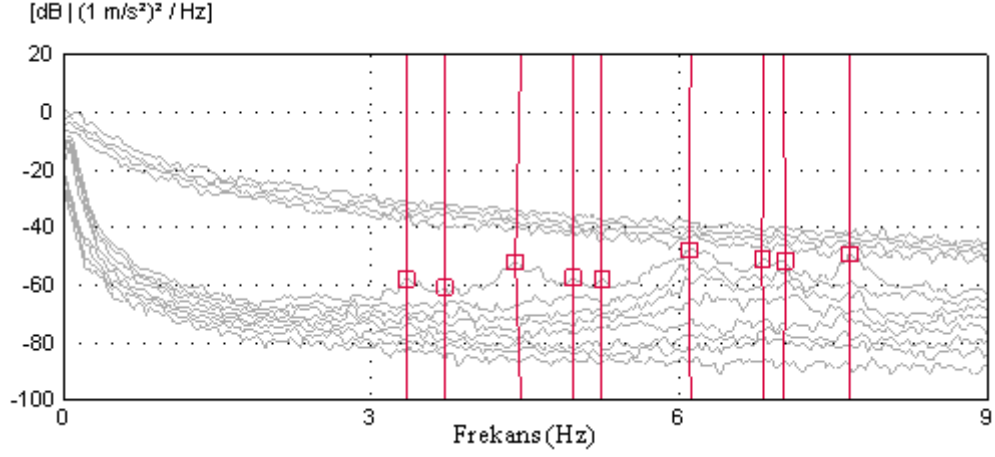
Şekil 2.45. Betonarme karayolu köprüsüne ait bazı görüşler

Betonarme karayolu köprüsünün dinamik karakteristiklerini belirlemek amacıyla, köprüye 4 adet üç eksenli ivmeölçer bağlanarak patlatma sırasında ölçüm alınmıştır (Şekil 2.46). Patlatmadan kaynaklanan çevresel titreşimler dikkate alınarak köprü'nün dinamik karakteristikleri olan doğal frekanslar, mod şekilleri ve sönüm oranları Operasyonel Modal Analiz yöntemiyle belirlenmiştir.

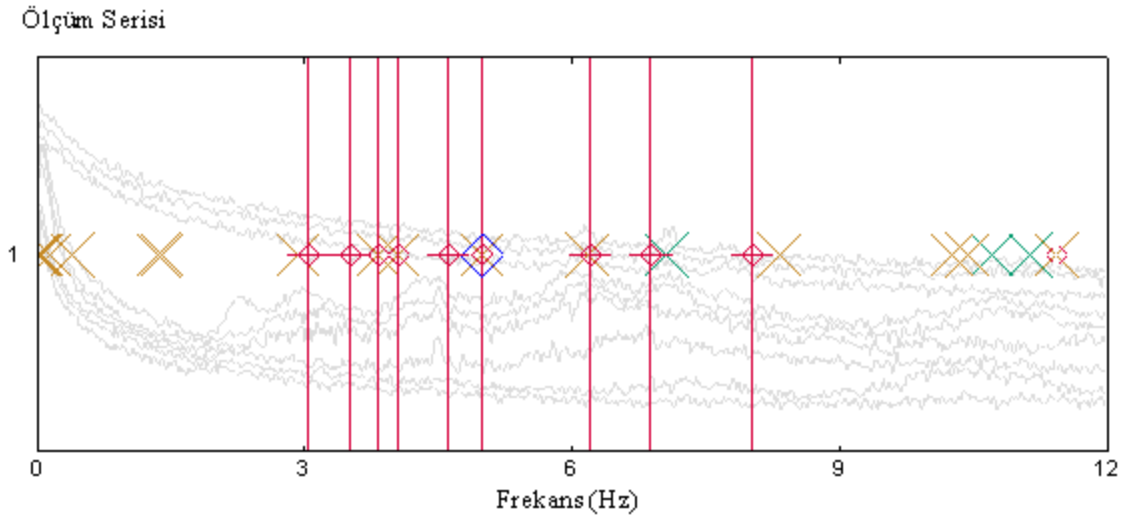


Şekil 2.46. Betonarme köprüde deneysel ölçümlerde kullanılan veri toplama ünitesi ve üç eksenli ivmeölçer

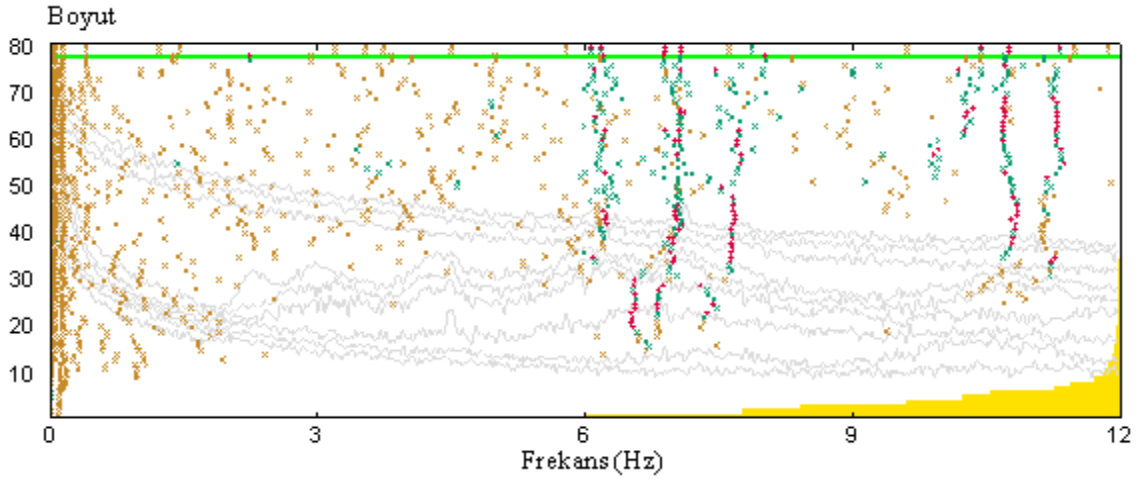
GFTAA ve SAB yöntemleri kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafikleri ve kararlılık diyagramı Şekil 2.47-2.49'da verilmektedir.



Şekil 2.47. Betonarme köprüde GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

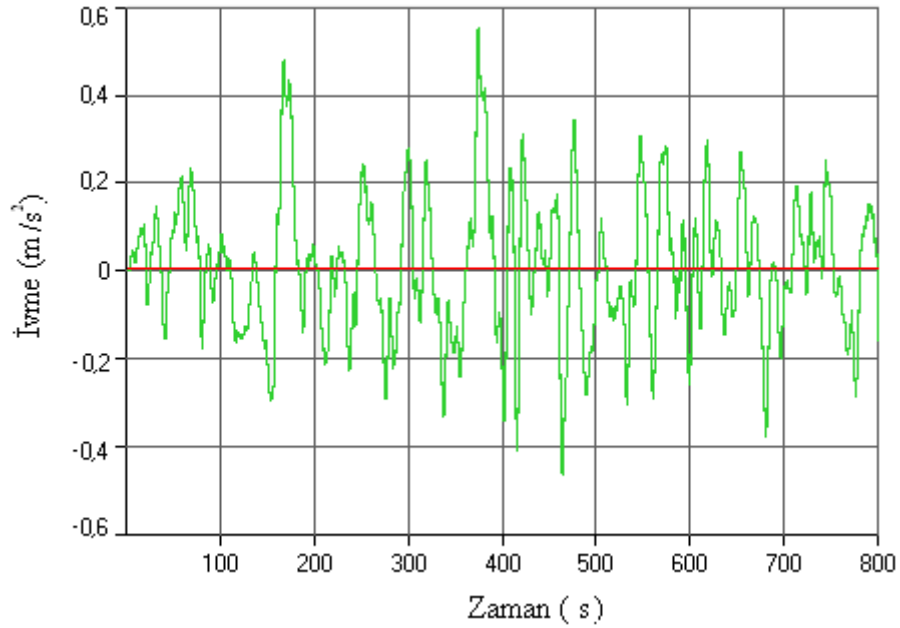


Şekil 2.48. Betonarme köprüde SAB yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

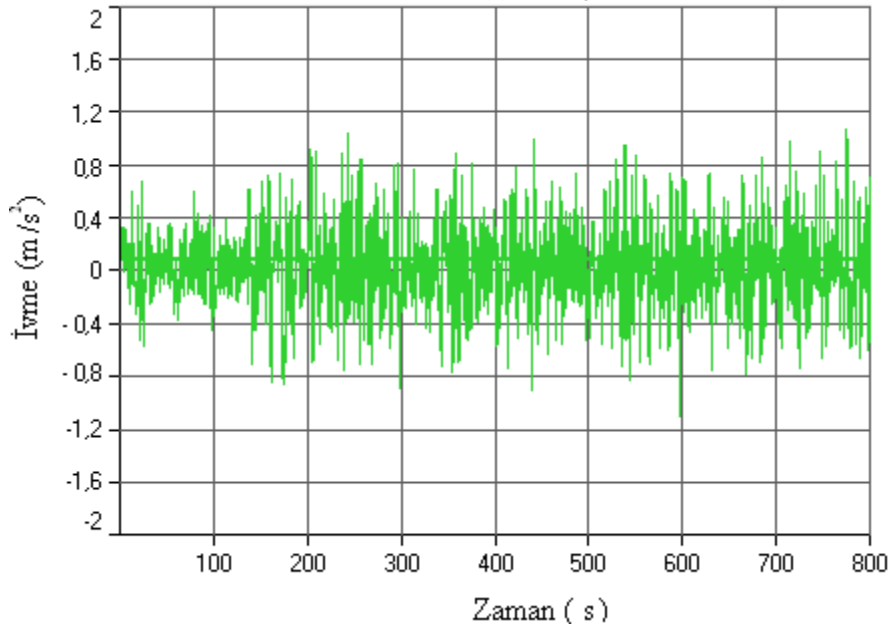


Şekil 2.49. Betonarme köprüden alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı

Patlatma anında yapıda oluşan darbe etkisi sonucu ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 2.50 ve Şekil 2.51’de görülmektedir.



Şekil 2.50. Patlatma anında betonarme köprüden X yönünde alınan ivme tepki ölçümü



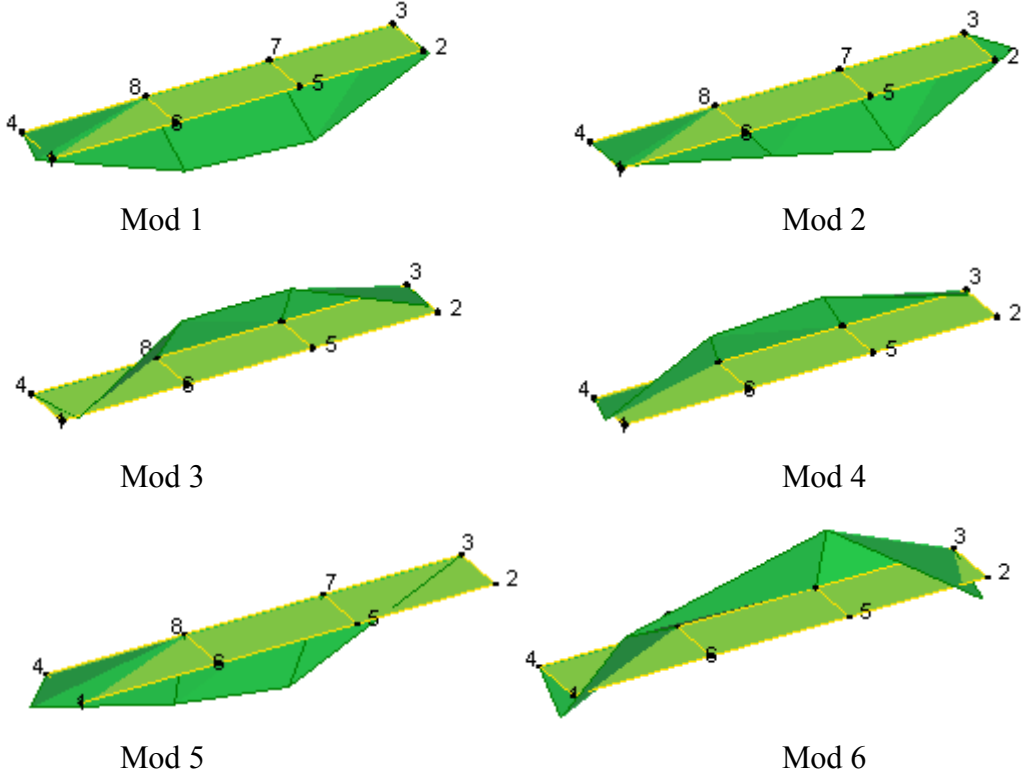
Şekil 2.51. Patlatma anında betonarme köprüden Y yönünde alınan ivme tepki ölçümü

Şekil 2.47-2.49 kullanılarak köprü üzerinde gerçekleştirilen ölçümden elde edilen ilk altı frekans değeri ve sönüm oranları Tablo 2.4'te verilmektedir.

Tablo 2.4. Betonarme karayolu köprüsünün ilk altı doğal frekansı ve sönüm oranları

Mod No	Doğal Frekanslar (Hz)	Sönüm Oranları (%)
1	3.35	1.336
2	3.71	0.689
3	4.46	3.953
4	4.97	0.535
5	5.25	0.508
6	6.11	0.605

Deneysel ölçümler sonucu betonarme köprü için elde edilen mod şekilleri Şekil 2.52'de verilmektedir.



Şekil 2.52. Betonarme köprüye ait deneysel olarak elde edilen mod şekilleri

2.3.4. Yığma Köprünün Deneysel Dinamik Karakteristikleri

Ölçüm alınan köprü 19. yüzyılda inşa edilen Osmanlı taş kemer köprüsüdür. Bu köprü Rize iline bağlı Çamlıhemşin ilçesindeki Fırtına Deresi üzerinde inşa edilen köprülerden bir tanesidir. Köprü çift kemer açıklıklıdır. Köprünün temel yapısal bölümleri olan taş kemerler, yan duvarlar ve yan duvarlar arasında kalan dolgu duvar günümüze kadar herhangi bir restorasyon çalışmasına uğramamıştır. Köprü toplam 51.7 m uzunluğunda olup üzerinde bulunduğu Fırtına Deresi'ni iki kemer açıklıkla geçmiştir. Taş kemerler dairesel kesitli olup açıklıkları sırasıyla 25.2 m ve 6 m'dir. Her iki açıklıkta bulunan taş kemerler iç ve dış kemer olmak üzere iki parçadan meydana gelmişlerdir ve kalınlıkları sırasıyla 58 cm ve 15 cm'dir. Her iki yan duvar genişliği 50 cm olup, duvarlar arasında kalan dolgu duvar genişliği ise 2.5 m'dir. Köprü, taşıyıcı kemer kısım, yan duvarlar, dolgu malzemesi ve üst kısmında korkuluklardan oluşmaktadır. Şekil 2.53'te Osmanlı taş kemer köprüsüne ait bazı görüşler verilmektedir (Birinci, 2010).



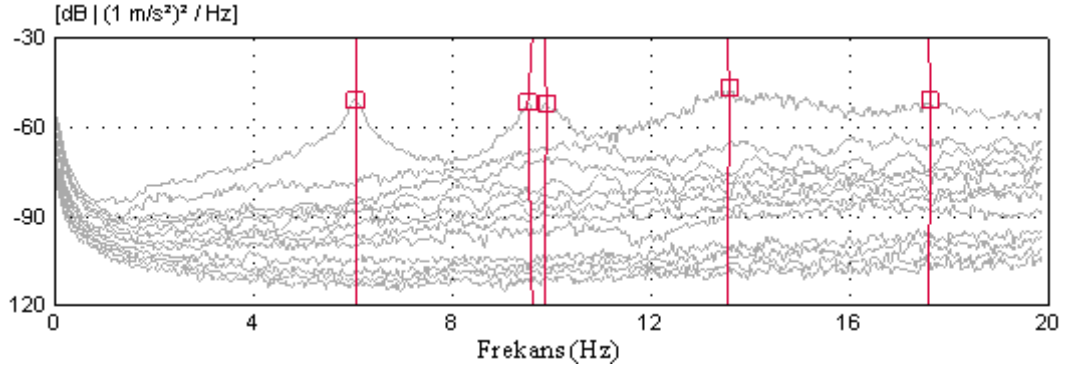
Şekil 2.53. Osmanlı yığma taş kemer köprüsüne ait bazı görüşler

Köprünün dinamik karakteristiklerini belirlemek amacıyla, onbeş adet tek eksenli ivmeölçer kullanılarak köprünün titreşim verileri toplanmıştır (Şekil 2.54). Operasyonel Modal Analiz yöntemi ile köprünün dinamik karakteristikleri olan doğal frekanslar, mod şekilleri ve sönüm oranları belirlenmiştir.

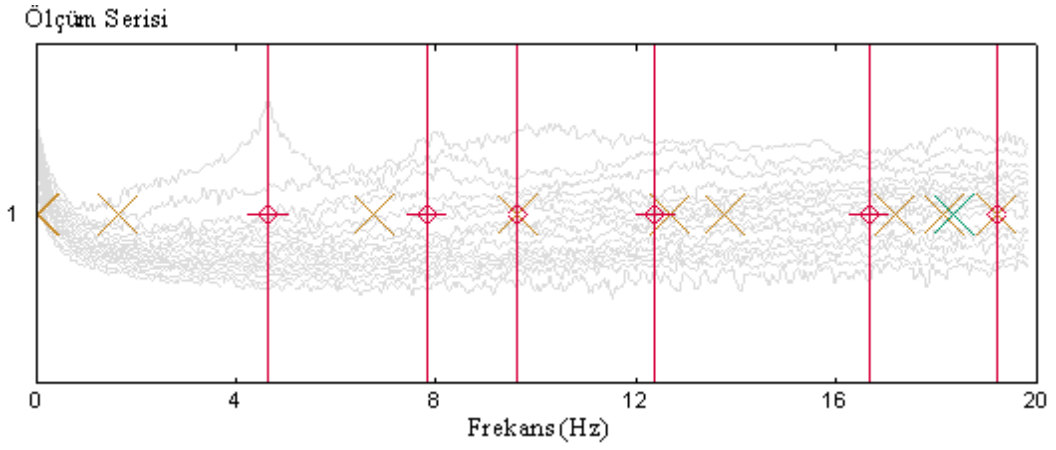


Şekil 2.54. Yığma köprüde deneysel ölçümlerde kullanılan veri toplama ünitesi ve tek eksenli ivmeölçerler

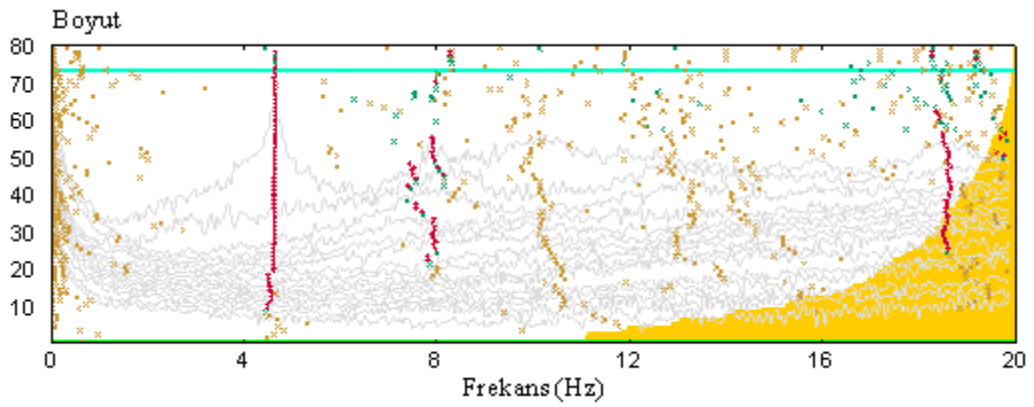
GFTAA ve SAB yöntemleri kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafikleri ve kararlılık diyagramı Şekil 2.55-2.57’de verilmektedir.



Şekil 2.55. Yığma köprüde GFTAA yöntemi kullanılarak elde edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği



Şekil 2.56. Yığma köprüde SAB yöntemi kullanılarak edilen spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği



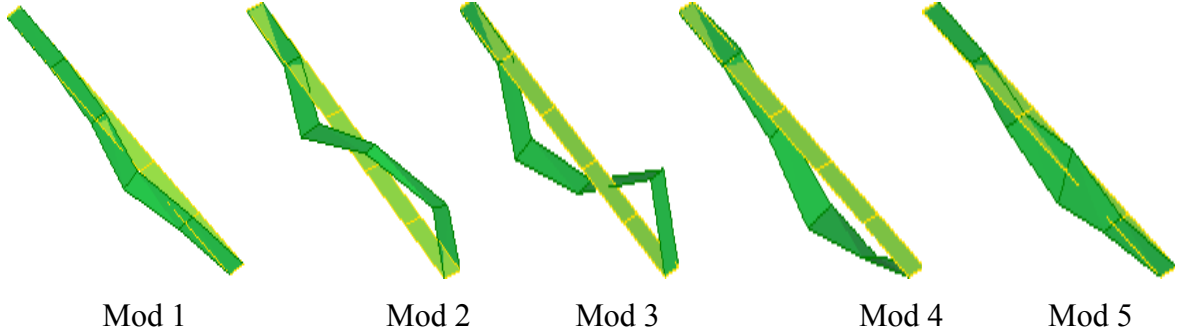
Şekil 2.57. Yığma taş köprüden alınan ölçümlere ait kararlılık diyagramı

Köprü üzerinde gerçekleştirilen ölçümden Şekil 2.55-2.57 kullanılarak elde edilen ilk beş frekans değeri ve sönüm oranları Tablo 2.5’de verilmektedir.

Tablo 2.5. Yığma taş köprünün ilk beş doğal frekansı ve sönüm oranları

Mod No	Doğal Frekanslar (Hz)	Sönüm Oranları (%)
1	4.644	1.644
2	8.114	0.720
3	9.858	5.939
4	12.560	0.206
5	15.580	0.159

Operasyonel Modal Analiz ölçümleri sonucu elde edilen deneysel mod şekilleri Şekil 2.58’de verilmektedir.



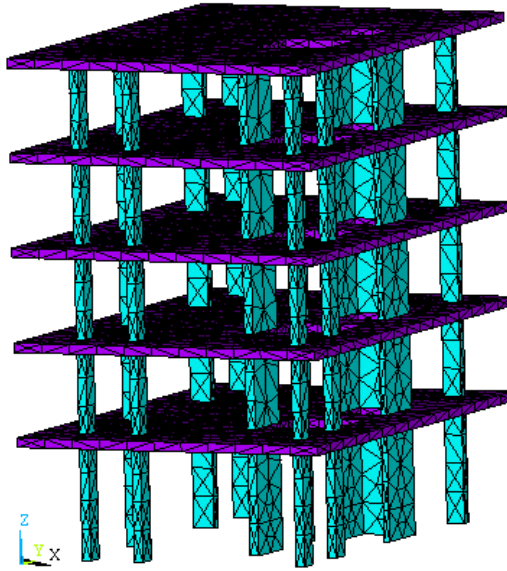
Şekil 2.58. Yığma taş köprüye ait deneysel olarak elde edilen ilk beş mod şekli

2.4. Yapıların Sonlu Eleman Yöntemiyle Analitik Dinamik Karakteristiklerin Belirlenmesi

Operasyonel Modal Analiz yöntemi kullanılarak patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yapılarda oluşan titreşimler ölçülmüştür. Böylelikle yapıların deneysel dinamik karakteristikleri olan mod şekilleri, frekansları ve sönüm oranları belirlenmiştir. Yapıların patlatma kaynaklı doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi için öncelikle, ANSYS (2008) sonlu eleman programı ile yapıların modellenmesi ve modal analizleri yapılarak analitik dinamik karakteristiklerinin bulunması amaçlanmıştır.

2.4.1. Betonarme Binanın Analitik Dinamik Karakteristikleri

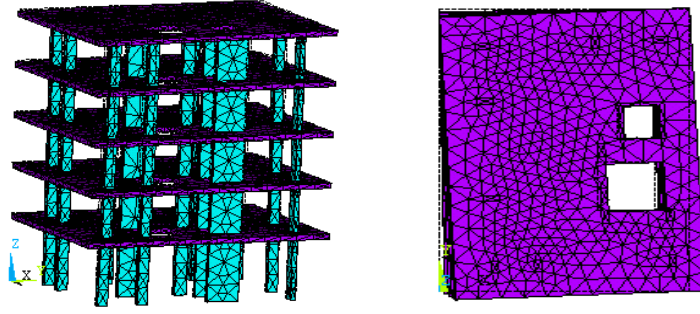
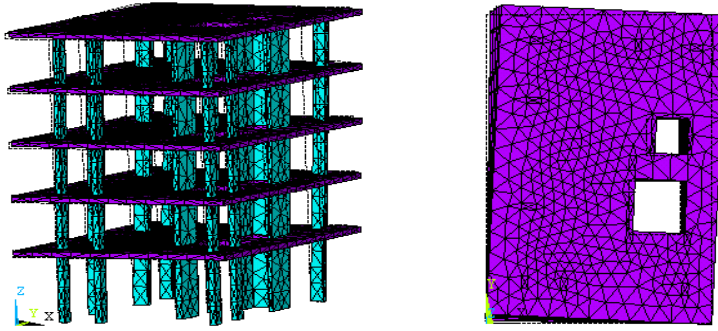
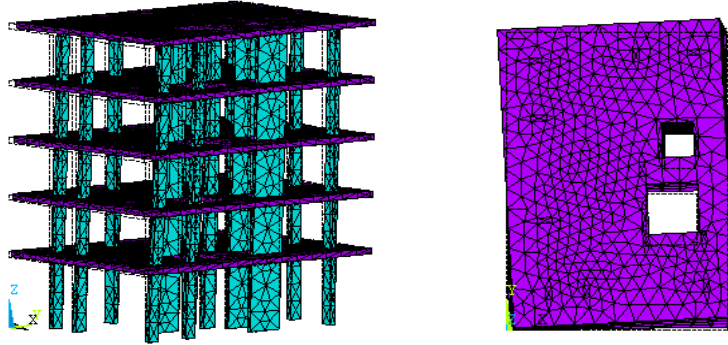
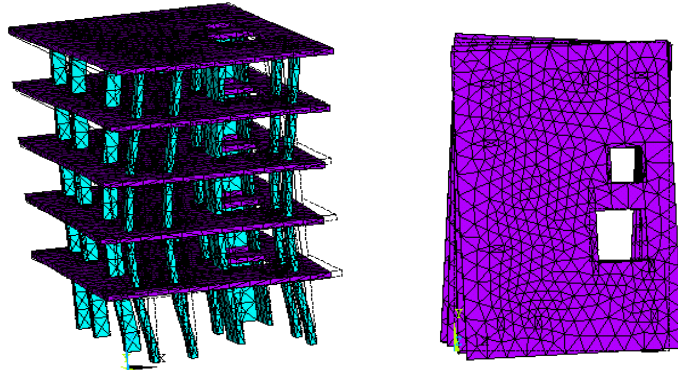
Analizi gerçekleştirilen bina, zemin + 4 normal kattan oluşmaktadır. Zemin kat yüksekliği 4 m ve normal kat yüksekliği 3 m'dir. İnşaa halindeki 5 katlı betonarme karkas binanın kat alanı yaklaşık 150 m²'dir. Binanın 70 cm yüksekliğinde bir radye temeli mevcuttur. ANSYS paket programı kullanılarak oluşturulan sonlu eleman modeli Şekil 2.59'da verilmektedir. Toplam 24040 elemandan oluşan modelde, 8 nodlu ve herbir nodda 3 serbestlik derecesi olan SOLID 65 eleman tipi kullanılmıştır. Binada C20 betonunu kullanılmıştır. Analizde dikkate alınan malzeme özellikleri Tablo 2.6' da verilmektedir. Betonarme binanın analitik frekanslarını ve mod şekillerini elde etmek için modal analizi yapılmıştır. Binanın ilk 4 frekans değeri ve mod şekilleri Şekil 2.60'da verilmektedir.



Şekil 2.59. Betonarme bina sonlu eleman modeli

Tablo 2.6. Betonarme binanın analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri

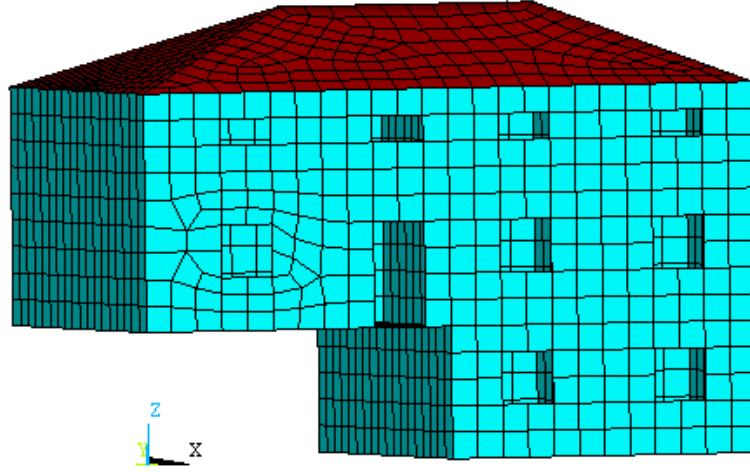
Eleman	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)
Kolon	28500	0.2	2400
Perde	28500	0.2	2400
Döşeme	28500	0.2	2400

Mod 1 ($f_1= 1.820$ Hz)Mod 2 ($f_2= 2.568$ Hz)Mod 3 ($f_3= 3.390$ Hz)Mod 4 ($f_4= 5.784$ Hz)

Şekil 2.60. Betonarme binaya ait ilk dört mod şekli ve doğal frekanslar

2.4.2. Yığma Binanın Analitik Dinamik Karakteristikleri

Sonlu eleman modeli oluşturulan yığma bina yaklaşık 30 sene önce yapılmıştır. Bina boyutları 8.40 m x10 m olup, yarım açık bodrum katı ve 2 normal kattan oluşmaktadır. Taşıyıcı sistemi yığma duvardır. Döşeme kalınlığı 15 cm'dir. ANSYS paket programı kullanılarak oluşturulan sonlu eleman modeli Şekil 2.61'de verilmektedir. Toplam 12846 elemandan oluşan modelde, 8 nodlu ve herbir nodda 3 serbestlik derecesi olan SOLID 65 tipi eleman kullanılmıştır. Yığma bina için dikkate alınan malzeme özellikleri Tablo 2.7'de verilmektedir.

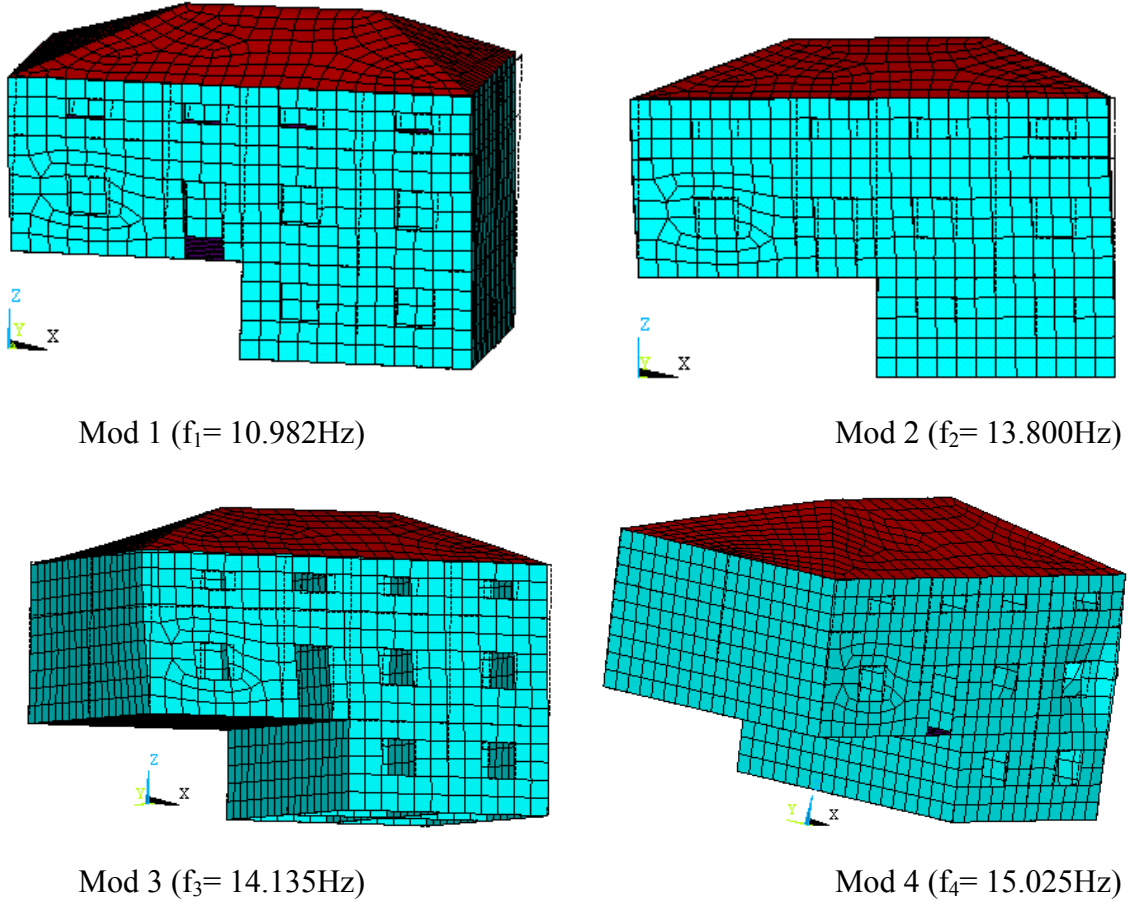


Şekil 2.61. Yığma binanın üç boyutlu sonlu eleman modeli

Tablo 2.7. Yığma binanın analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri

Eleman	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)
Döşeme	22500	0.2	2400
Duvar	9000	0.2	1400
Çatı	2500	0.2	1000

Modal analiz sonucunda yığma binanın analitik frekansları ve mod şekilleri elde edilmiştir. Yığma binanın ilk 4 frekans değeri ve mod şekilleri Şekil 2.62'de verilmektedir.

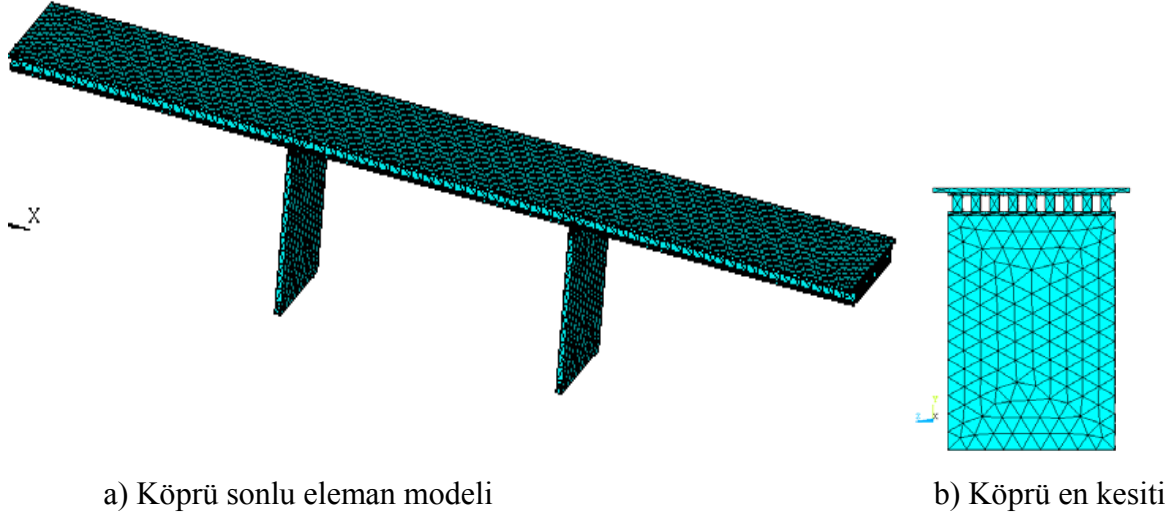


Şekil 2.62. Yığma binaya ait ilk dört mod şekli ve doğal frekanslar

2.4.3. Betonarme Köprünün Analitik Dinamik Karakteristikleri

Sonlu eleman modeli oluşturulan karayolu köprüsünün toplam boyu ve eni sırasıyla 61.5 m ve 8.5 m olup, tabliye kalınlığı 20 cm'dir. Tabliyenin alt kısmında boyuna doğrultuda uzunluğu 20.5 m ve yüksekliği 1 m olan üç sıra betonarme I en kesitli kiriş bulunmaktadır. Her bir sırada enine doğrultuda yan yana dokuz adet I en kesitli kirişler yer almaktadır. Kirişler kıyıda kenar, ortalarda ise kolon ayaklara oturmaktadır. Her bir kolon 10 m yüksekliğinde olup, 6.40 m x 0.50 m en kesitlidir. Tabliye kenarlarında 50 cm genişliğinde ve 20 cm kalınlığında yaya kaldırımı bulunmaktadır. Köprü kenarlarında 80cm yüksekliğinde korkuluklar mevcuttur. ANSYS paket programı kullanılarak oluşturulan sonlu eleman modeli Şekil 2.63'te verilmektedir. Toplam 33636 elemandan oluşan modelde, 20 nodlu ve herbir noddada 3 serbestlik derecesi olan SOLID 186 eleman kullanılmıştır. Köprü kolon ayaklarının zemine oturduğu bölümlerin bütün hareketleri,

köprü tabliyesinin kıyıdaki kenarlarının ise hem yatay hem de düşey hareketi engellenmiştir. Karayolu köprüsü için dikkate alınan malzeme özellikleri Tablo 2.8’de verilmektedir.

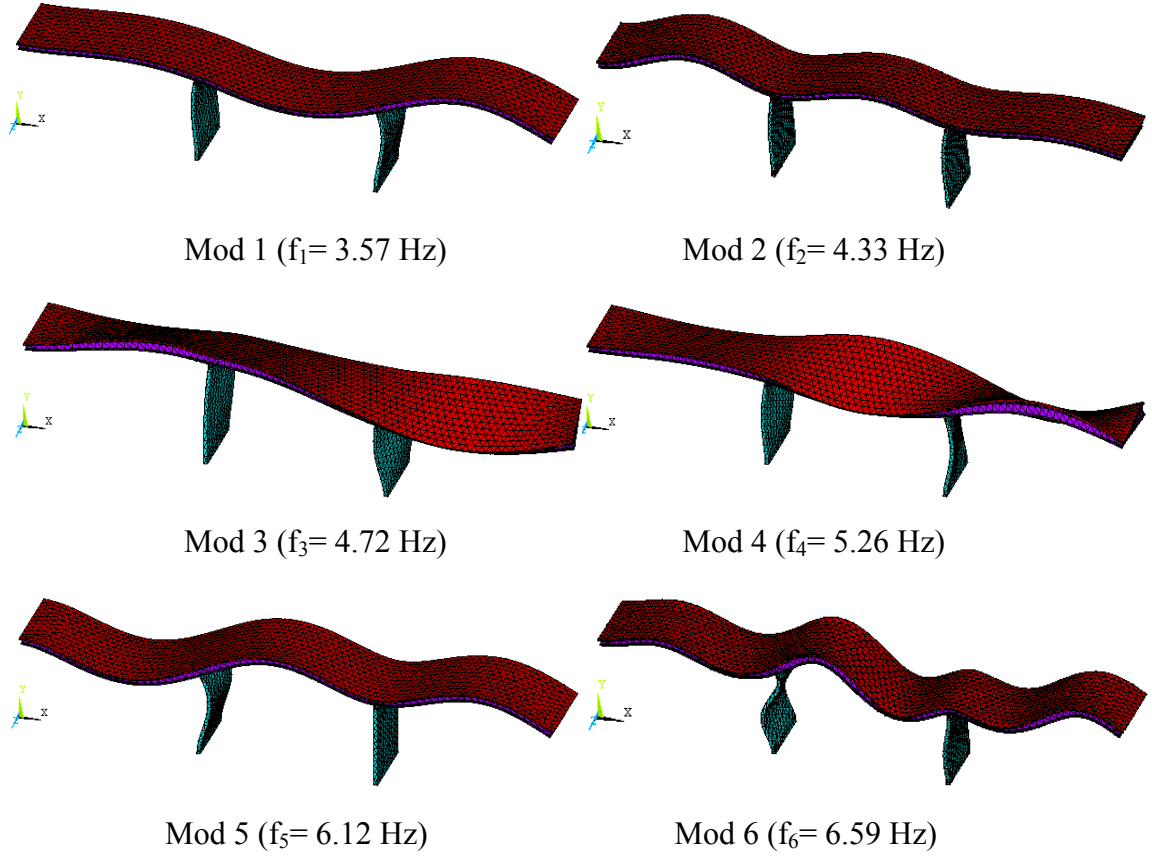


Şekil 2.63. Betonarme karayolu köprüsünün üç boyutlu sonlu eleman modeli

Tablo 2.8. Betonarme karayolu köprüsünün analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri

Eleman	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)
Tabliye	25000	0.2	2400
Kirişler	26500	0.2	2400
Ayaklar	26500	0.2	2400

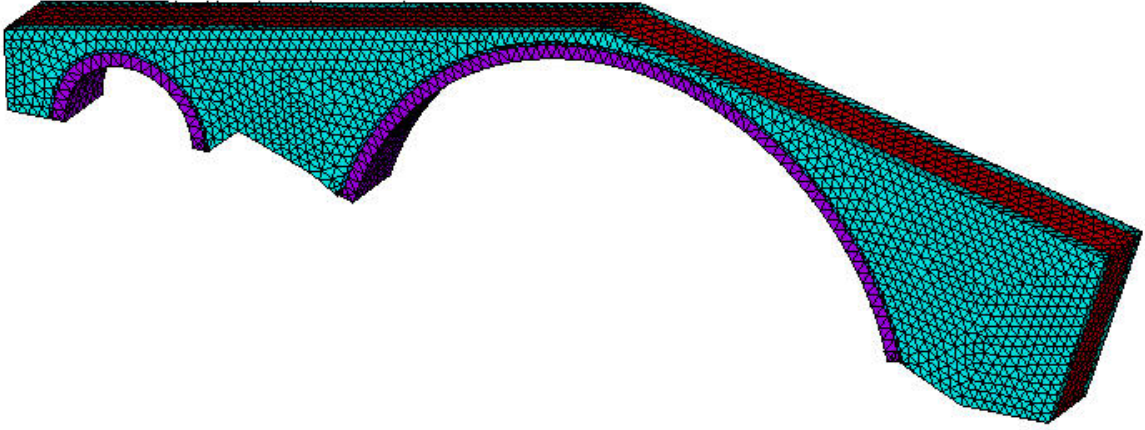
Betonarme karayolu köprüsünün analitik frekanslarını ve mod şekillerini elde etmek için modal analizi yapılmıştır. Bulunan ilk 6 frekans değerleri ve mod şekilleri Şekil 2.64’te verilmektedir.



Şekil 2.64. Betonarme karayolu köprüsüne ait ilk altı mod şekli ve doğal frekans

2.4.4. Yığma Köprünün Analitik Dinamik Karakteristikleri

ANSYS sonlu eleman programı kullanılarak Osmanlı taş kemer köprüsünün oluşturulan üç boyutlu model Şekil 2.65'te verilmektedir. Toplam 38771 elemandan oluşan modelde, 20 nodlu ve herbir noda 3 serbestlik derecesi olan SOLID 186 eleman kullanılmıştır. Yığma taş köprü için dikkate alınan malzeme özellikleri Tablo 2.9'da verilmektedir.

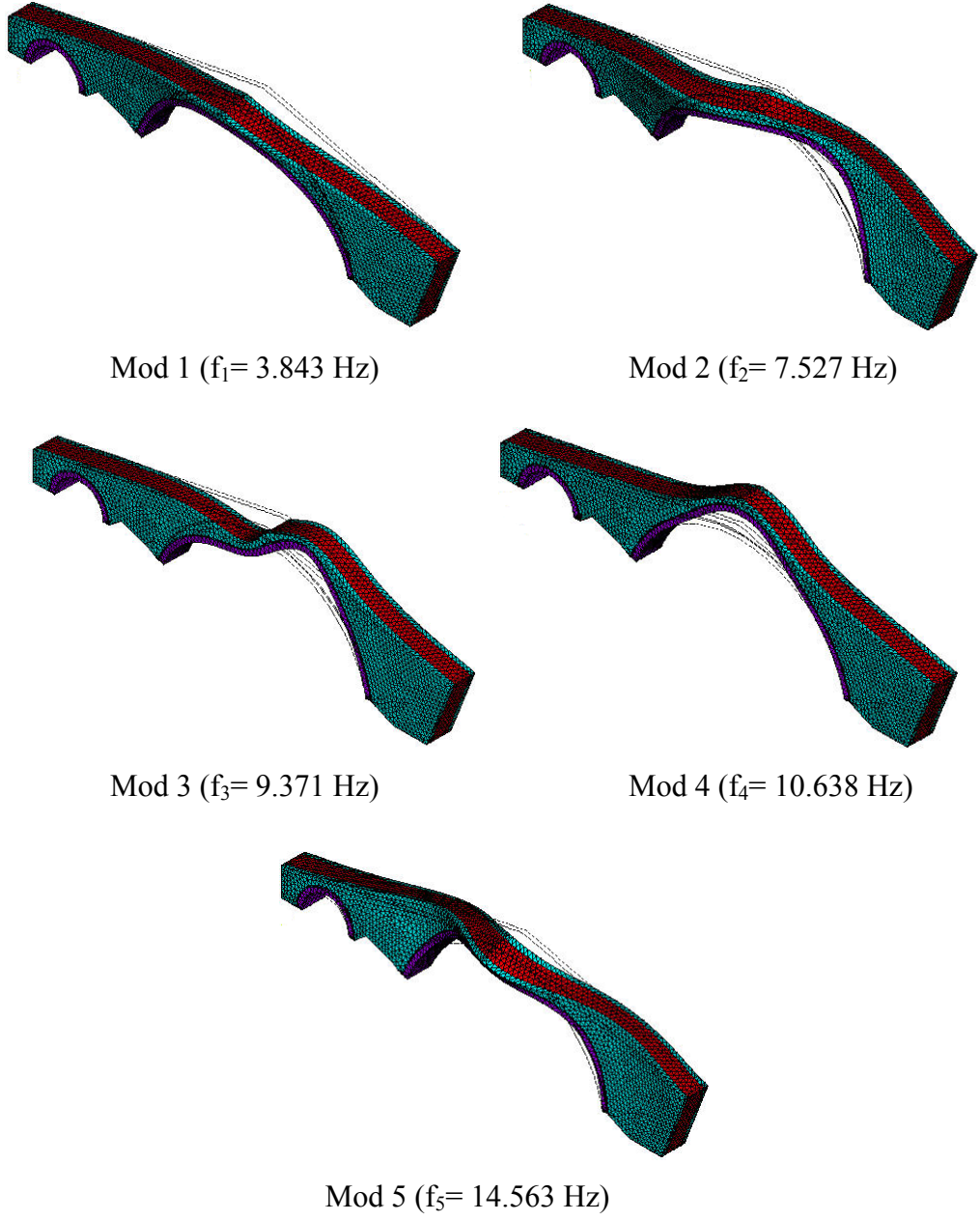


Şekil 2.65. Yığma taş köprünün üç boyutlu sonlu eleman modeli

Tablo 2.9. Yığma taş köprünün analitik analizlerinde dikkate alınan malzeme özellikleri

Eleman	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)
Taş Kemer	3200	0.25	1600
Dolgu Duvar	1700	0.05	1400
Yan Duvarlar	2800	0.20	1300

Yığma taş köprünün analitik frekanslarını ve mod şekillerini elde etmek için modal analizi yapılmıştır. Bulunan ilk 5 frekans değerleri ve mod şekilleri Şekil 2.66'da verilmektedir.



Şekil 2.66. Yığma taş köprüye ait ilk beş mod şekli ve doğal frekanslar

3. BULGULAR VE İRDELEMELER

3.1. Patlatma Kaynaklı Zemin Titreşim Ölçümlerinden Yapı Tiplerine Göre Hasar Tahmin Kriterlerinin Belirlenmesi

Kullanım amaçları ve yapım teknikleri farklı olan yapıların zemininden toplam 64 adet patlatma kaynaklı yer hareketi kayıtları alınıp, bunlara ait parçacık hızı-frekans grafikleri çizilmiştir. Elde edilen bu grafikler yardımıyla ölçüm alınan yapı tipleri için Patlatma Hasar Tahmin Kriteri oluşturulmaya çalışılmıştır. Bunlar sırasıyla aşağıda sunulmaktadır.

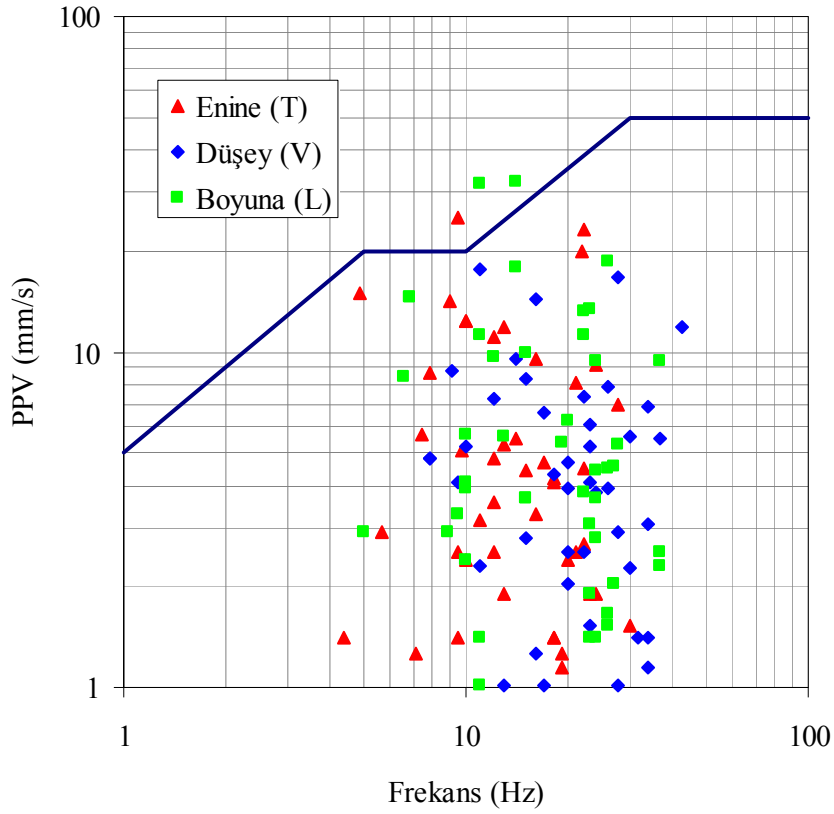
3.1.1. Betonarme Yapılar İçin Hasar Tahmin Kriteri

Betonarme yapılar için hasar tahmin kriterinin belirlenebilmesi amacıyla, betonarme bina ve betonarme karayolu köprüsünden patlatmalar sırasında ölçüm alınmıştır. Yapılan 45 adet ölçüm sonucunda elde edilen parçacık hızı - frekans bağıntılarına ait değerler Şekil 3.1’de görülmektedir.

Patlatmalar anında yapılan ölçümler ve sonrasında yapılan gözlemler sonucunda incelenen betonarme binalarda ve betonarme karayolu köprüsünde bir hasar oluşmadığı tespit edilmiştir. Eldeki veriler ışığında betonarme yapılar için Tablo 3.1’de verilen sınır değerlerin Patlatma Hasar Tahmin Kriteri olarak alınabileceği düşünülmektedir. Bu değerler ayrıca Şekil 3.1’de grafik olarak verilmektedir.

Tablo 3.1. Betonarme yapılar için önerilen en büyük parçacık hızı-frekans sınır değerleri

Yapı Tipi	En Büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
Betonarme	5~20	1~4
	20	4~10
	20~50	10~30
	50	>30



Şekil 3.1. Betonarme yapılar için önerilen Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

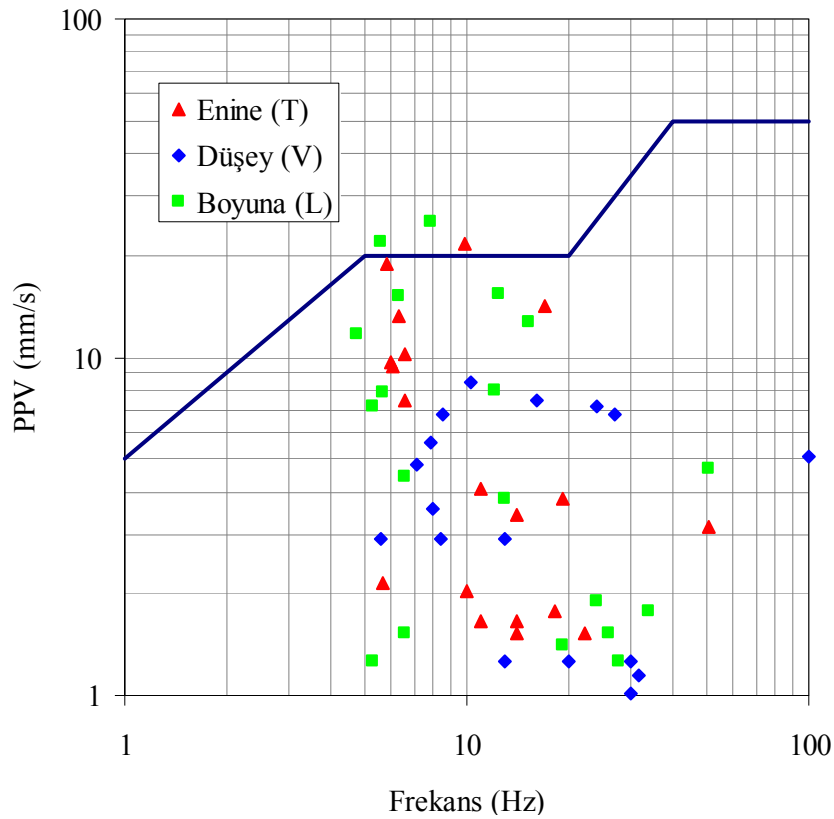
3.1.2. Yığma Yapılar İçin Hasar Tahmin Kriterleri

Yığma yapılar için hasar tahmin kriterinin belirlenebilmesi amacıyla yapılan 19 adet ölçüm sonucunda elde edilen parçacık hızı - frekans bağıntılarına ait değerler Şekil 3.2’de görülmektedir.

Patlatmalar anında yapılan ölçümler ve sonrasında yapılan gözlemler sonucunda incelenen binalarda bir hasar oluşmadığı tespit edilmiştir. Fakat yığma yapıların yapım teknikleri düşünüldüğünde hasar oluşmamasına rağmen hasar tahmin kriteri belirlenirken bir miktar azaltıma gidilmiştir. Eldeki veriler ışığında yığma yapılar için Tablo 3.2’de verilen sınır değerlerin Patlatma Hasar Tahmin Kriteri olarak alınabileceği düşünülmektedir. Bu değerler ayrıca Şekil 3.2’de grafik olarak verilmektedir.

Tablo 3.2. Yığma yapılar için önerilen en büyük parçacık hızı-frekans sınır değerleri

Yapı Tipi	En Büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
Yığma	5~20	1~4
	20	4~20
	20~50	20~50
	50	>50



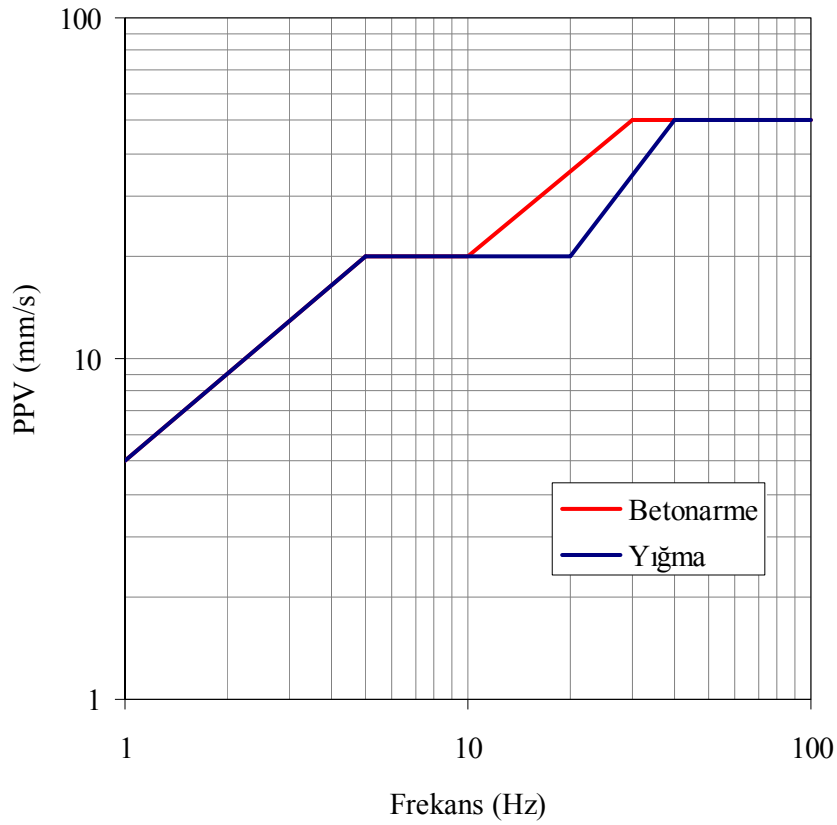
Şekil 3.2. Yığma yapılar için önerilen Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

3.1.3. Betonarme ve Yığma Yapılar İçin Birleştirilmiş Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

Betonarme ve yığma taşıyıcı sisteme sahip yapılar için birleştirilmiş patlatma hasar tahmin kriteri Tablo 3.3'te verilmektedir. Şekil 3.1 ve Şekil 3.2'de sırasıyla betonarme ve yığma yapılar için önerilen patlatma hasar tahmin kriterleri birleştirilmiş ve Şekil 3.3'te yapılar için genel olarak önerilen "Patlatma Hasar Tahmin Kriteri" sunulmuştur.

Tablo 3.3. Yapılar için önerilen en büyük parçacık hızı-frekans sınır değerleri

Yapı Tipi	En Büyük Parçacık Hızı (mm/s)	Frekans (Hz)
Yığma	5~20	1~4
	20	4~20
	20~50	20~50
	50	>50
Betonarme	5~20	1~4
	20	4~10
	20~50	10~30
	50	>30

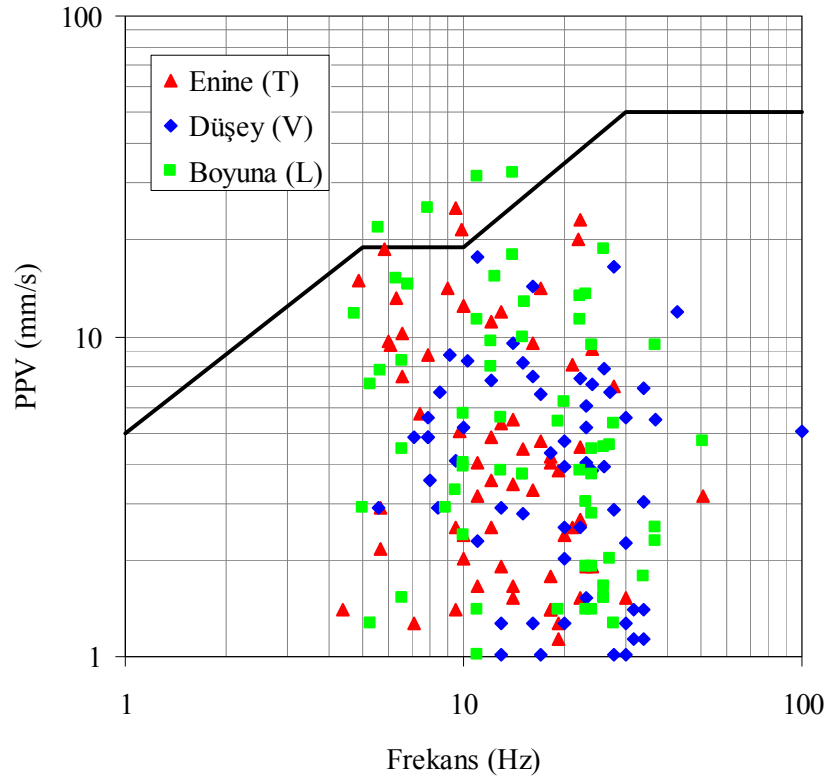


Şekil 3.3. Yapılar için önerilen Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

3.1.4. Mevcut Patlatma Yönetmeliğine Göre Değerlendirme

Yapılar için patlatma hasar tahmin kriteri belirleme çalışması için 64 adet patlatma sırasında ölçüm alınmıştır. Bu ölçümlerde taş ocağı çevresindeki okul, fabrika, konut ve köprü gibi farklı yapılardan patlatma anında hem zeminden jeofonla hem de yapılardan OMA düzeneği ile veriler alınmıştır.

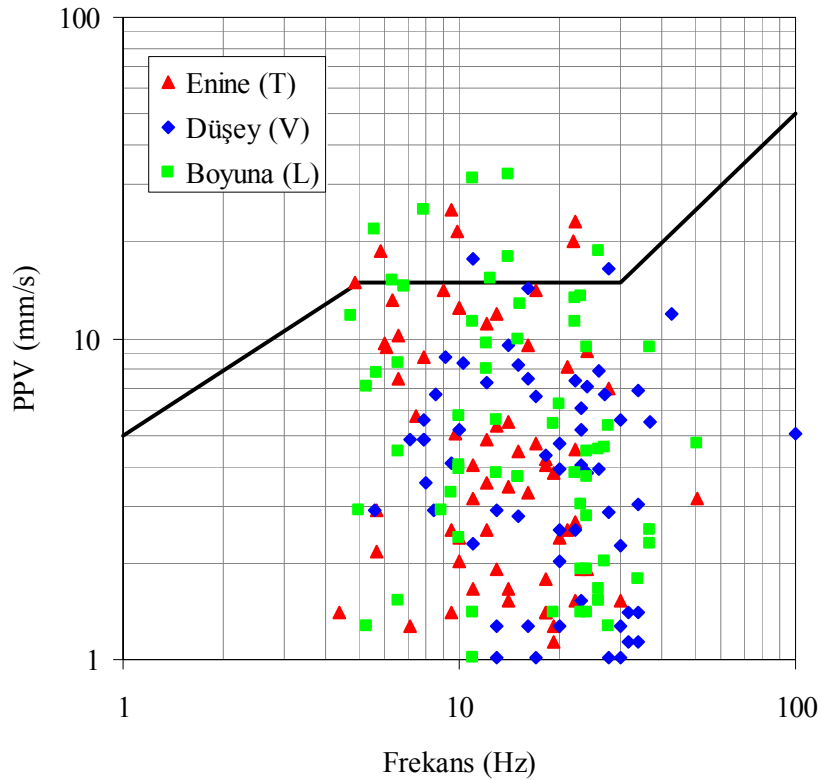
Bu ölçümlerde elde edilen hareketin enine, düşey ve boyuna doğrultuda parçacık hızlarına ait toplam 192 adet veri mevcuttur. Bu veriler *Çevre ve Orman Bakanlığı* tarafından düzenlenen ve Ülkemizde halen yürürlükte olan yönetmeliğe göre incelendiğinde, 6 adet parçacık hızı değerinin sınır değerleri aştığı, 187 adet parçacık hız değerinin ise hasar kriteri sınırları içerisinde olduğu görülmektedir. Şekil 3.4'te *Çevre ve Orman Bakanlığı* tarafından önerilen patlatma hasar tahmin kriteri ve ölçümler sonucu elde edilen 192 adet parçacık hızı değeri grafiksel olarak sunulmaktadır.



Şekil 3.4. Yürürlükte olan yönetmeliğe göre ölçüm alınan patlatmaların değerlendirilmesi

Patlatmalar yapıldıktan sonra gerek ölçüm yapılan yapılar ve gerekse diğer yapılar incelendiğinde yapılarda bir hasar oluşmadığı sonucuna varılmıştır. Bu durum yürürlükte olan yönetmelikte verilen sınır değerlerin 6 parçacık hız değeri hariç aşılmaması ile de uyum içerisinde bir davranış göstermektedir. Dolayısıyla mevcut yönetmelik ile önerilen patlatma hasar tahmin kriteri patlatma kayıtlarının alındığı bölge için kullanılabilir olarak değerlendirilebilir.

Ayrıca, yapım tekniği ve malzemesi bakımından daha yetersiz ve zayıf olan yapılar için, Şekil 3.5'te 192 adet parçacık hızı verisi incelenerek alternatif bir patlatma hasar tahmin kriteri önerilmiştir. Önerilen kriterde en büyük parçacık hızı değeri 1 Hz ile 5 Hz frekans aralığında 5 mm/s ile 15 mm/s arasında doğrusal olarak artmakta, 4 Hz ile 30 Hz frekans aralığında 15 mm/s sabit ve 30 Hz'ten büyük frekans değerleri için 15 mm/s ile 50 mm/s arasında doğrusal olarak artmaktadır.



Şekil 3.5. Yapım tekniği ve malzeme dayanımı bakımından zayıf yapılar için önerilen alternatif Patlatma Hasar Tahmin Kriteri

3.2. Yapı Sonlu Eleman Modellerinin Operasyonel Modal Analiz Sonuçları Kullanılarak İyileştirilmesi

Yapıların Operasyonel Modal Analiz yöntemi kullanılarak elde edilen dinamik karakteristikleri ile analitik olarak bulunan frekans değerleri incelendiğinde bunlar arasında farklılıklar olduğu görülmüştür. Deneysel olarak elde edilen değerlerin, yapıları oldukları gibi yansıttığı düşünülerek, bu değerler baz alınmış ve sonlu eleman modellerinde iyileştirmeler yapılmıştır. Bu iyileştirme işlemi sırasında yapıların durumuna göre gerek malzeme özellikleri ve gerekse sınır şartları üzerinde değişiklikler yapılmıştır.

3.2.1. Betonarme Bina İçin Model İyileştirme

Betonarme binanın analitik ve deneysel modal analiz sonuçları incelendiğinde, bu iki analiz sonuçları arasında farklılıklar olduğu görülmektedir. Deneysel modal analizin yapıyı yerinde daha iyi temsil ettiği düşünülerek, sonlu eleman modeli üzerinde iyileştirme çalışması yapılmıştır. Model iyileştirmede inşa halindeki yapının döşemeleri üzerinde bulunan kereste, çimento ve kum gibi malzemelerin ve balkon parapetlerinin ağırlıkları döşeme betonuna ilave kütle olarak etki ettirilmiştir. Ayrıca başlangıçta C20 olarak alınan beton sınıfı da C18 sınıfına çekilerek elastisite modülü $E=27000$ MPa olarak alınmıştır. Döşemelerin kütle yoğunluğu da 2800 kg/m^3 olarak belirlenmiştir (Tablo 3.4). Binanın iyileştirilen sonlu eleman modelinin yeniden yapılan analitik modal analizleri sonucu elde edilen değerler Tablo 3.5'te verilmektedir. İyileştirme sonucunda deneysel ve analitik sonuçlar arasındaki fark %5'in altına düşmüştür.

Tablo 3.4. Betonarme bina için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri

Eleman	Model İyileştirilmesinden Önce		Model İyileştirilmesinden Sonra	
	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m^3)	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m^3)
Kolon	28500	2400	27000	2500
Perde	28500	2400	27000	2500
Döşeme	28500	2400	27000	2800

Tablo 3.5. Betonarme binanın iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekansları

Mod No	Frekanslar (Hz)			Fark (%)
	Analitik		Deneysel	
	Başlangıç	İyileştirilmiş		
1	1.820	1.698	1.712	0.8
2	2.568	2.025	1.954	3.6
3	3.390	3.028	3.177	4.6
4	5.784	5.438	5.635	3.5

3.2.2. Yığma Bina İçin Model İyileştirme

Yığma binanın analitik modeli yapının gerçek durumunu yansıtacak şekilde iyileştirilmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, yapının mevcut durumundaki sınır şartlarının analitik modelde yeterince dikkate alındığı varsayılarak sadece malzeme özelliklerindeki değişim göz önüne alınarak analitik model iyileştirilmiştir. İyileştirme işleminde malzemelerde zamanla oluşan dayanım kaybı ile döşemelerde binanın kullanımı dolayısıyla oluşan ilave kütlelerin etkisi özellikle dikkate alınmıştır. Analitik ve deneysel doğal frekanslar arasındaki farkın en az olması amaçlanan analitik model iyileştirme işleminde farklı malzeme özellikleri için analizler tekrarlanmıştır. Deneysel olarak belirlenen doğal frekanslar ile en iyi uyumun elde edildiği durumda, seçilen malzeme özelliklerinin yığma binayı daha doğru temsil ettiği kabul edilmiştir. İyileştirilmiş modelde kullanılan her bir malzemeye ait özellikler Tablo 3.6'da verilmektedir. İyileştirilmiş analitik modelden elde edilen analitik doğal frekansların deneysel frekanslar ile karşılaştırılması Tablo 3.7'de verilmektedir. Deneysel ve iyileştirilmiş sonlu eleman modeli sonuçları arasındaki fark %5'in altına düşmüştür.

Tablo 3.6. Yığma bina için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri

Eleman	Model İyileştirilmesinden Önce		Model İyileştirilmesinden Sonra	
	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)
Döşeme	22500	2400	15000	3200
Duvar	9000	1400	6700	1600
Çatı	2500	1000	2500	1000

Tablo 3.7. Yığma binanın iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekanslar

Mod	Frekanslar (Hz)			Fark (%)
	Analitik		Deneysel	
	Başlangıç	İyileştirilmiş		
1	10.982	6.725	6.639	1.29
2	13.800	8.010	8.205	2.38
3	14.135	9.480	9.116	1.17
4	15.025	10.179	10.180	0.01

3.2.3. Betonarme Köprü İçin Model İyileştirme

Karayolu köprüsünün deneysel olarak elde edilen frekans değerleri ile analitik sonlu eleman modal analizinden elde edilen değerler arasındaki farklılıkları gidermek için model iyileştirme yapılmıştır. Bunun için deneysel modal analiz sonuçlarının köprüyü mevcut haliyle yansıttığı kabulü ile malzeme bakımında modelde iyileştirme yapılmıştır. Kullanılan malzeme özellikleri Tablo 3.8’de verilmektedir.

Tablo 3.8. Betonarme köprü için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri

Eleman	Model İyileştirilmesinden Önce		Model İyileştirilmesinden Sonra	
	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)
Tabliye	25000	2400	22000	3500
Kirişler	26500	2400	22000	2200
Ayaklar	26500	2400	22000	2200

Tablo 3.9’den görüleceği üzere başlangıç analitik ve deneysel frekanslar arasında bir miktar farklılıklar bulunmaktadır. Model iyileştirmede tabliye kenarlarında 50 cm genişliğinde ve 20 cm kalınlığında yaya kaldırımları ve köprü kenarlarında 80 cm yüksekliğinde korkuluklar dikkate alınarak bunların kütleleri tabliye betonuna eklenmiştir. İyileştirilmiş model üzerinde yapılan modal analiz sonucunda elde edilen frekans değerleri Tablo 3.9’da verilmektedir. İyileştirilen model ile deneysel sonuçlar arasındaki fark %5’ten küçüktür.

Tablo 3.9. Betonarme köprünün iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekansları

Mod No	Frekanslar (Hz)			Fark (%)
	Analitik		Deneysel	
	Başlangıç	İyileştirilmiş		
1	3.57	3.34	3.35	0.03
2	4.33	3.87	3.71	4.31
3	4.72	4.35	4.46	2.46
4	5.26	4.85	4.97	2.41
5	6.12	5.45	5.25	3.80
6	6.59	6.08	6.11	0.50

3.2.4. Yığma Köprü İçin Model İyileştirme

Operasyonel Modal Analiz yöntemiyle yığma köprü için elde edilen deneysel doğal frekanslar ile analitik olarak elde edilen doğal frekanslar arasındaki farklılıkların azaltılması için sonlu eleman modelinde iyileştirmelere gidilmiştir. Köprünün model iyileştirilmesinde kemer ayaklarda oluşan mesnetleşmeler dikkate alınmıştır. Şekil 3.6'da köprü kemer ayaklarında zamanla oluşan mesnetleşmeler görülmektedir. Model iyileştirmede mesnetleşmelerin yanı sıra malzeme özellikleri de dikkate alınarak iyileştirme yapılmıştır. Tablo 3.10'da model iyileştirmede kullanılan değerler verilmektedir.



Şekil 3.6. Kemer ayaklarda ve yan duvarlarda zamanla oluşan mesnetleşmeler

Tablo 3.10. Yığma taş köprü için model iyileştirmede kullanılan malzeme özellikleri

Eleman	Model İyileştirilmesinden Önce		Model İyileştirilmesinden Sonra	
	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)	Elastisite Modülü (MPa)	Kütle Yoğunluğu (kg/m ³)
Taş Kemer	3200	1800	3000	1600
Dolgu	1700	1300	1500	1300
Yan Duvarlar	2800	1500	2500	1400

İyileştirilmiş model üzerinde yapılan modal analiz sonucunda elde edilen frekans değerleri Tablo 3.11’de verilmektedir. İyileştirilmiş ve deneysel frekanslar arasındaki fark %5’ten küçüktür.

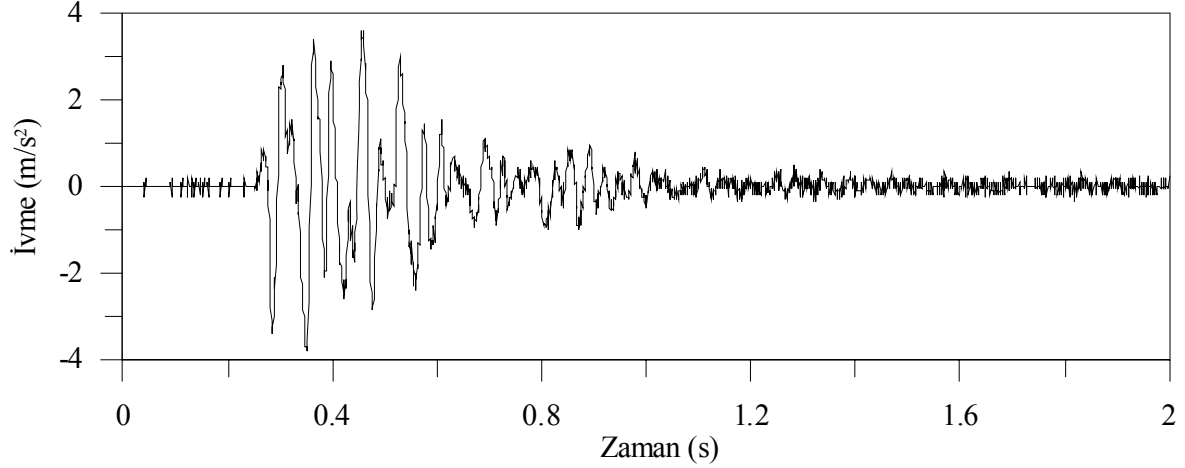
Tablo 3.11. Yığma taş köprüünün iyileştirilen modeline ait analitik ve deneysel doğal frekansları

Mod No	Frekanslar (Hz)			Fark (%)
	Analitik		Deneysel	
	Başlangıç	İyileştirilmiş		
1	3.843	4.640	4.644	0.01
2	7.527	8.757	8.114	1.38
3	9.371	9.875	9.858	1.17
4	10.638	11.967	12.560	1.01
5	14.563	15.703	15.580	0.82

3.3. Yapıların Patlatma Kaynaklı Yer Hareketine Göre Doğrusal Olmayan Dinamik Analizi

Bölüm 3.2’de sonlu eleman modelleri iyileştirilen yapıların patlatma kaynaklı yer hareketine göre doğrusal olmayan dinamik davranışlarının belirlenmesi için yer hareketi olarak Şekil 3.7’de verilen patlatma kaynaklı ivme kaydı kullanılmıştır. Patlatma kaydına ait en büyük ivme değeri 3.74 m/s² ve en büyük parçacık hızı 32 mm/s’dir. Hem sonlu eleman modelindeki eleman sayısının fazla olması hem de patlatma kaynaklı yer

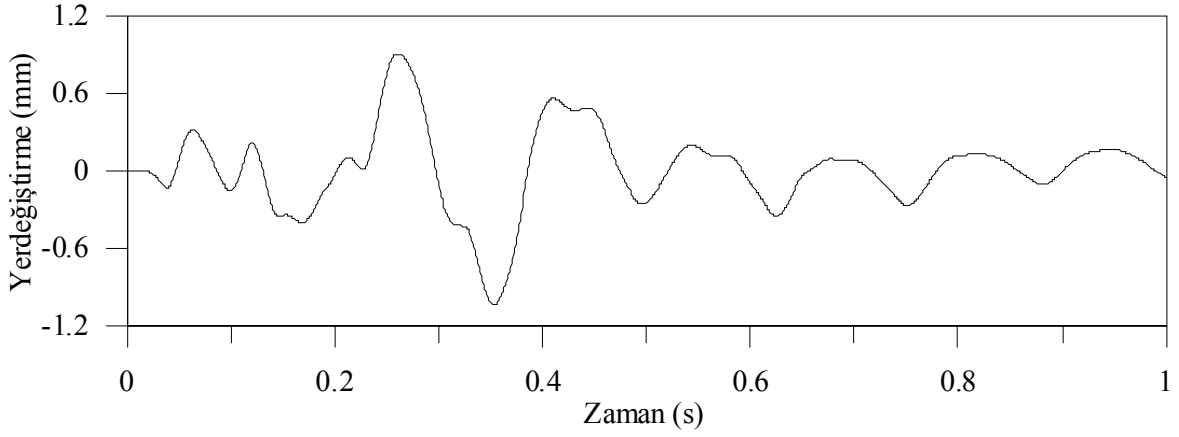
hareketinin etkili olduğu kısmın 0.2 - 1.2 s aralığında olması dikkate alınarak, doğrusal olmayan dinamik analizler ivme kaydının 1 s'lik kısmı için yapılmıştır.



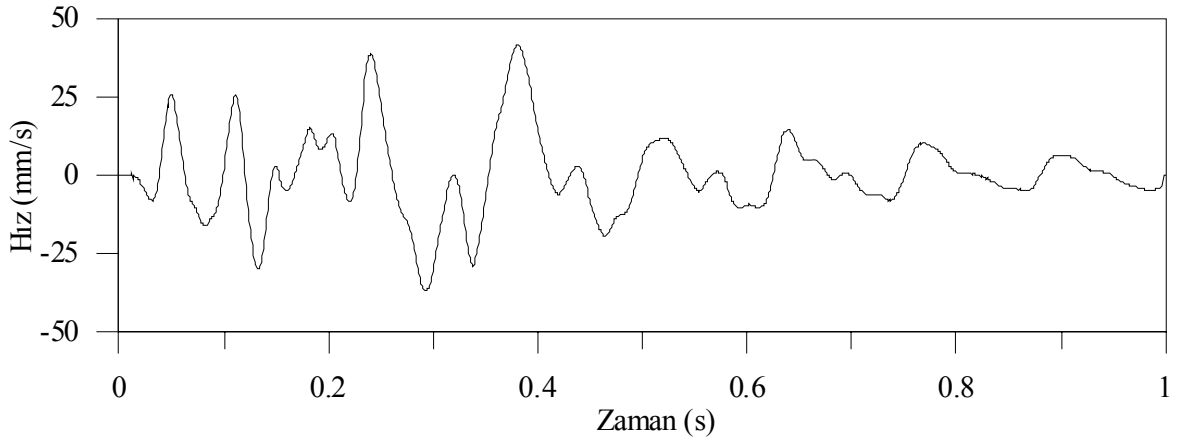
Şekil 3.7. Patlatma kaynaklı yer hareketi ivme kaydı

3.3.1. Betonarme Binanın Dinamik Analizi

Sonlu eleman model iyileştirmesi yapılan 5 katlı betonarme karkas binanın patlatma kaynaklı yer hareketine maruz kaldığı durum için doğrusal olmayan dinamik analiz yapılmıştır. ANSYS paket programında oluşturulan sonlu eleman modelinde Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır. Doğrusal olmayan malzeme parametreleri olarak kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) sırasıyla $c = 3.2$ MPa, $\phi = 32^\circ$ olarak alınmıştır. Analiz sonucu binanın tepe noktasındaki en büyük yerdeğiştirme 1 mm ve en büyük hız değeri 45 mm/s olarak bulunmuştur. Binanın tepe noktasına ait yerdeğiştirme-zaman ve hız-zaman grafikleri Şekil 3.8 ve Şekil 3.9'da verilmektedir.

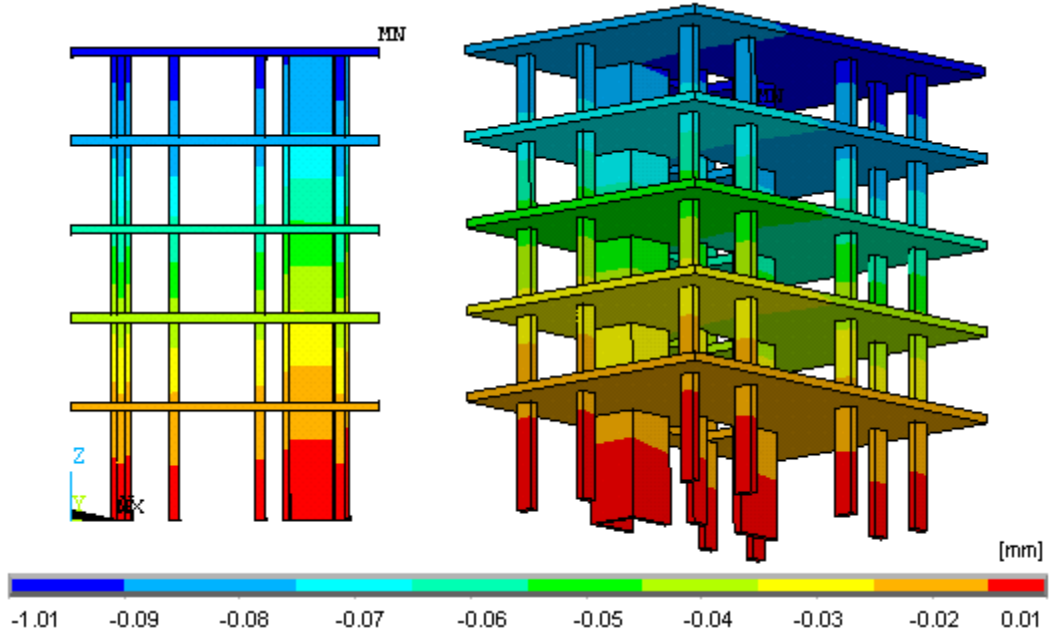


Şekil 3.8. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi



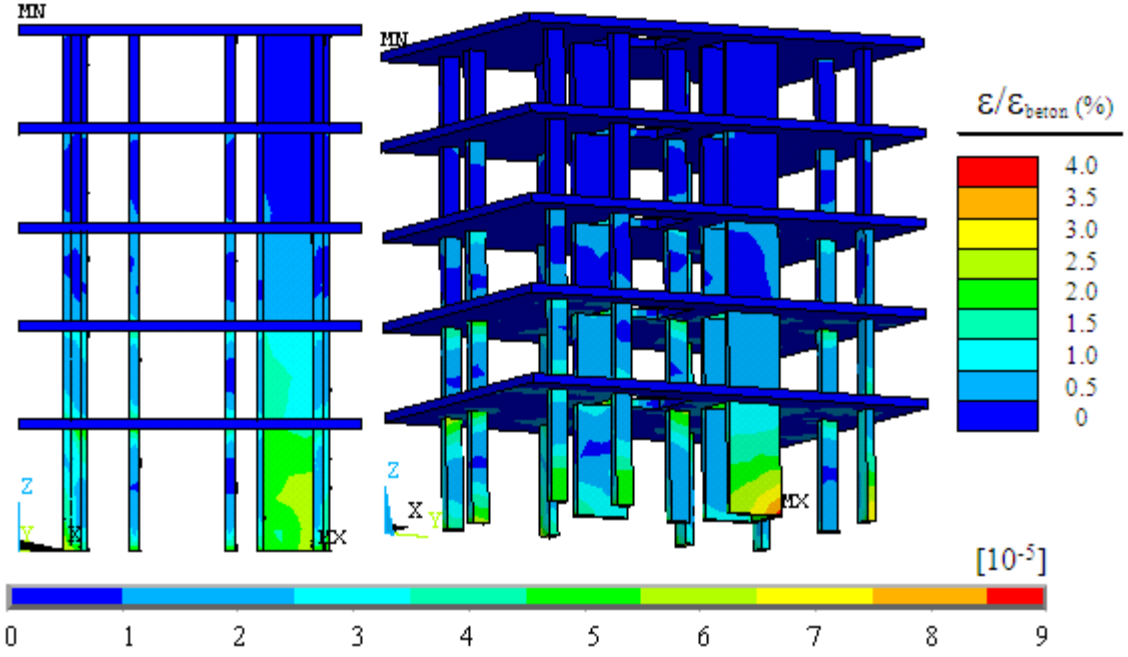
Şekil 3.9. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan hızın zamana göre değişimi

Yapılan doğrusal olmayan analiz sonucu binada elde edilen yerdeğiştirme kontur diyagramı da Şekil 3.10'da verilmektedir. Burada yerdeğiştirmenin yapı yüksekliği boyunca arttığı görülmektedir.

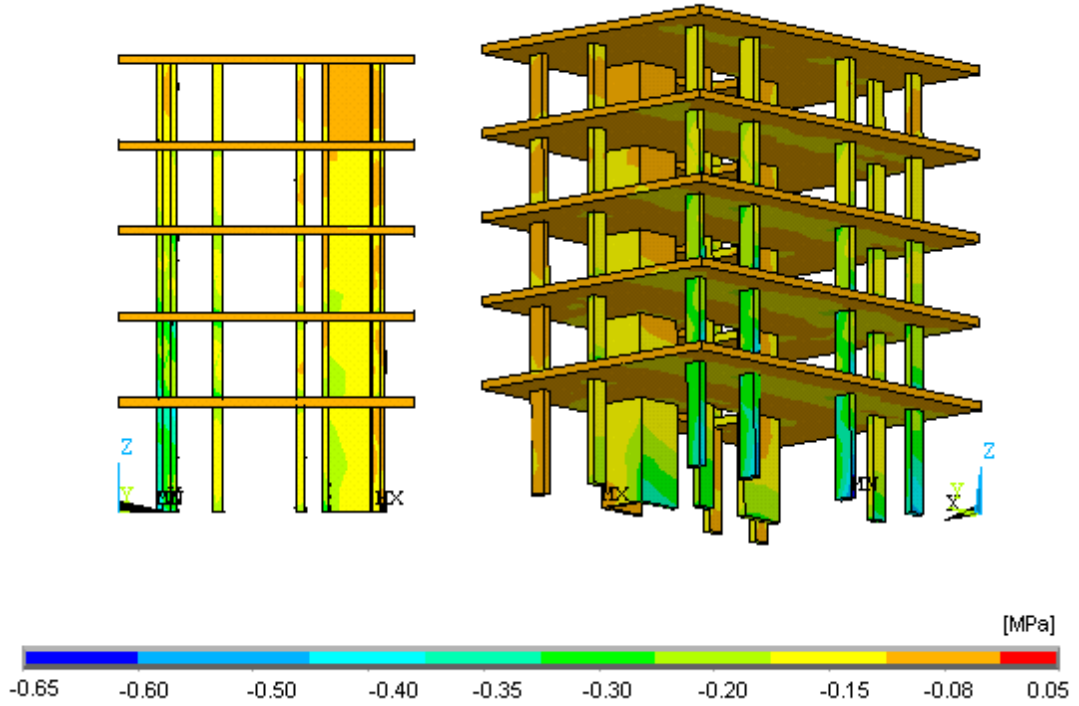


Şekil 3.10. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme binada oluşan yerdeğiştirme kontur diyagramı

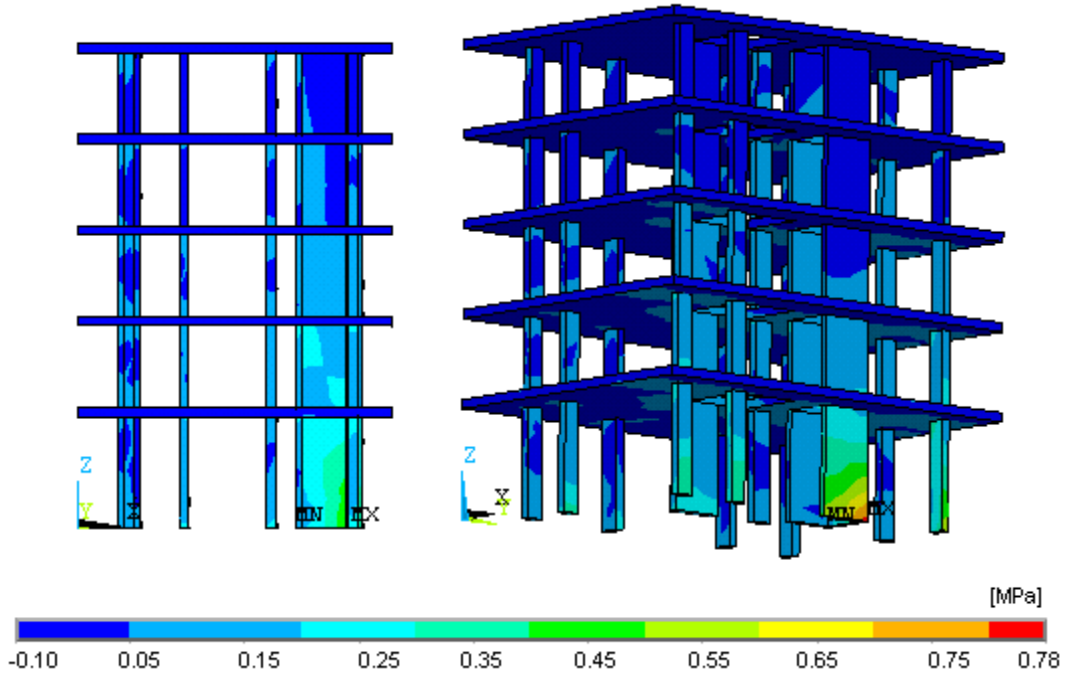
Beton için birim şekildeğiştirme (ϵ_{beton}) 0.0025 alınmış ve sonlu eleman analizinden elde edilen şekildeğiştirme değerleri (ϵ) ile oranlanmıştır. Bu oranın %4 değerini aşmadığı Şekil 3.11’de görülmektedir. Elde edilen analiz sonuçlarına göre binada oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmelerine ait kontur diyagramları Şekil 3.12 ve Şekil 3.13’te verilmektedir. Burada en büyük asal basınç gerilmesinin 0.65 MPa ve en büyük asal çekme gerilmesinin 0.78 MPa olduğu görülmektedir. Betonarme binada kullanılan betonun C18 betonu olduğu ve basınç gerilmesinin 18 MPa, çekme gerilmesinin de yaklaşık 2.0 MPa olduğu dikkate alınır, oluşan gerilmeler yapıda bir hasar oluşturamayacak kadar küçük olmaktadır. Daha önce verilen patlatma hasar tahmin kriteri incelendiğinde de bu büyüklükte bir patlatmanın yapıda hasar oluşturmayacağı belirtilmişti. Diğer bir ifadeyle, yapıda hasar oluşturmadığı ölçüm ve gözlemlerle belirlenmiş olan bir patlatma kaydı, binanın iyileştirilmiş sonlu eleman modeline etki ettirilmiş ve malzeme bakımından doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda hasar oluşmadığı görülmüştür.



Şekil 3.11. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme binada oluşan şekildeğişirmeye ait kontur diyagramı



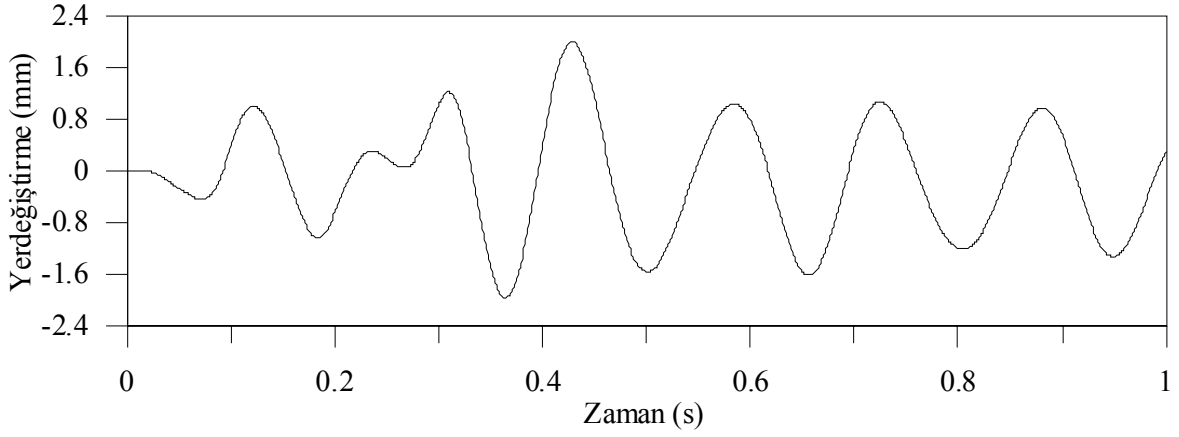
Şekil 3.12. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı



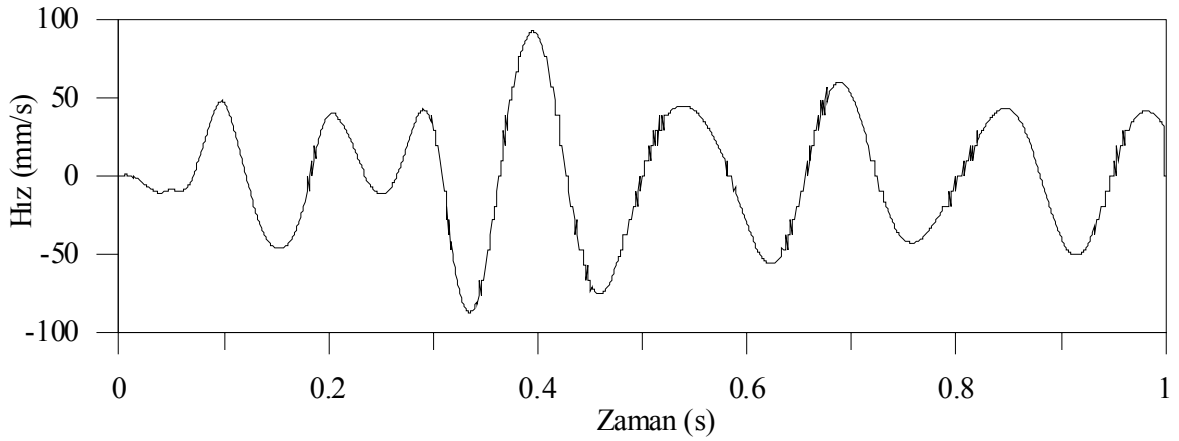
Şekil 3.13. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme binada oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı

3.3.2. Yığma Binanın Dinamik Analizi

Sonlu eleman model iyileştirmesi yapılan yığma taşıyıcı sisteme sahip binanın patlatma kaynaklı yer hareketine maruz kaldığı durum için doğrusal olmayan dinamik analizi yapılmıştır. ANSYS paket programında oluşturulan iyileştirilmiş sonlu eleman modelinde Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır. Doğrusal olmayan malzeme parametreleri olarak kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) sırasıyla, duvarlar için $c = 1.1 \text{ MPa}$ ve $\phi = 38^\circ$; döşeme betonu için $c = 2.2 \text{ MPa}$ ve $\phi = 30^\circ$ olarak alınmıştır. Analiz sonucu yığma binanın son kat döşemesindeki en büyük yerdeğiştirme 1.9 mm ve en büyük hız değeri 95 mm/s olarak bulunmuştur. Binanın son kat döşemesine ait yerdeğiştirme-zaman ve hız-zaman grafikleri Şekil 3.14 ve Şekil 3.15'te verilmektedir.

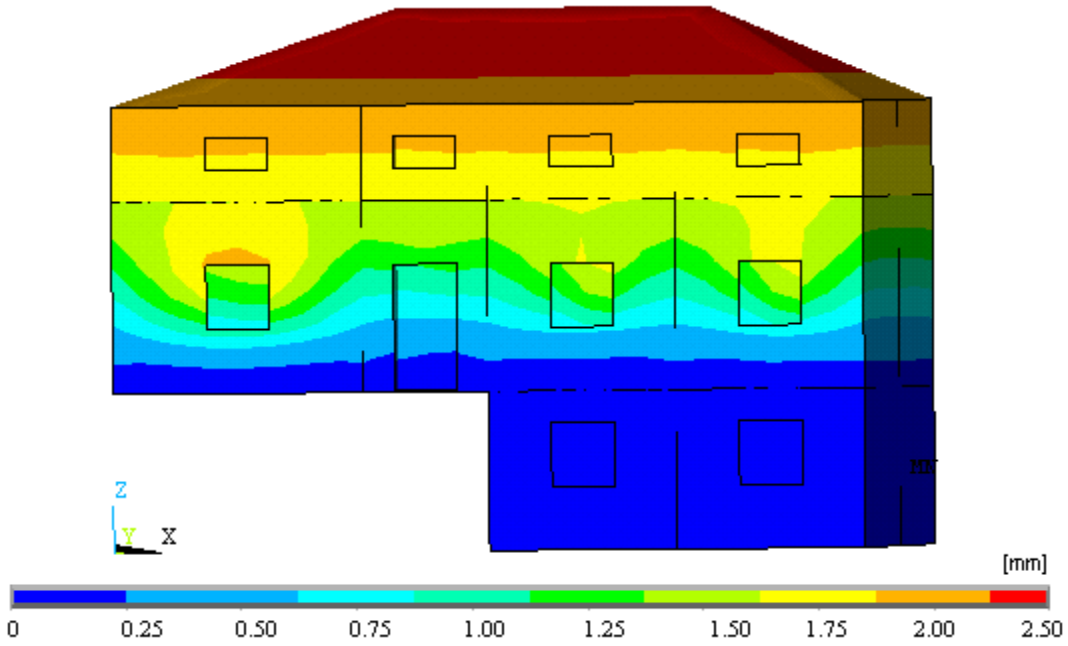


Şekil 3.14. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi



Şekil 3.15. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan en büyük hızın zamana göre değişimi

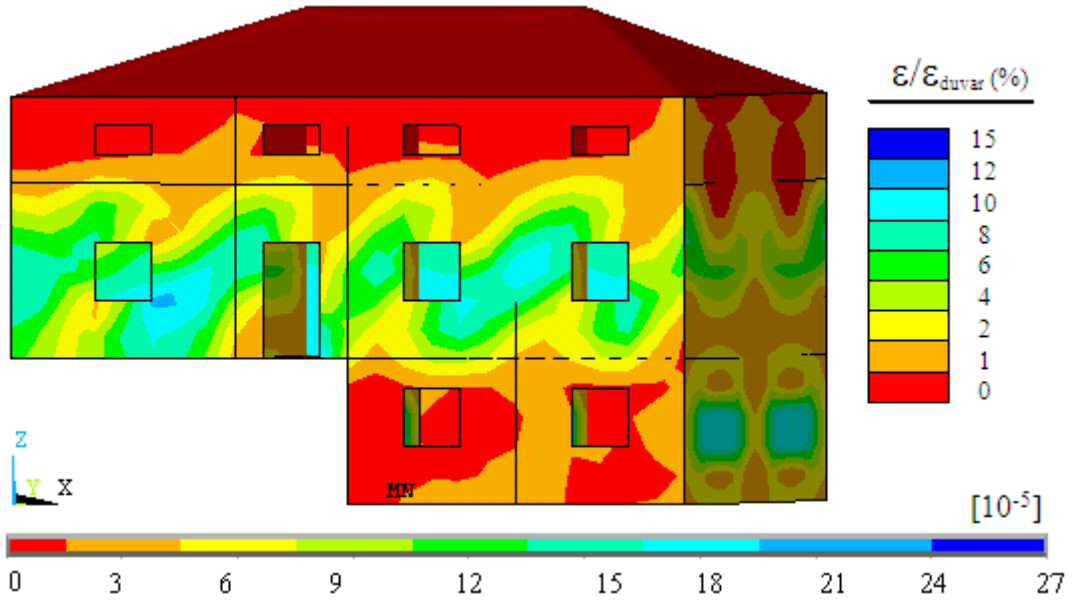
Yapılan analiz sonucu elde edilen yerdeğiştirme kontur diyagramı Şekil 3.16'da verilmektedir. Şekil 3.16'dan yerdeğiştirmenin binanın kısmi bodrum katı gibi davranış gösteren kısmında sifıra yakın değerler aldığı, yapı yüksekliği boyunca arttığı görülmektedir.



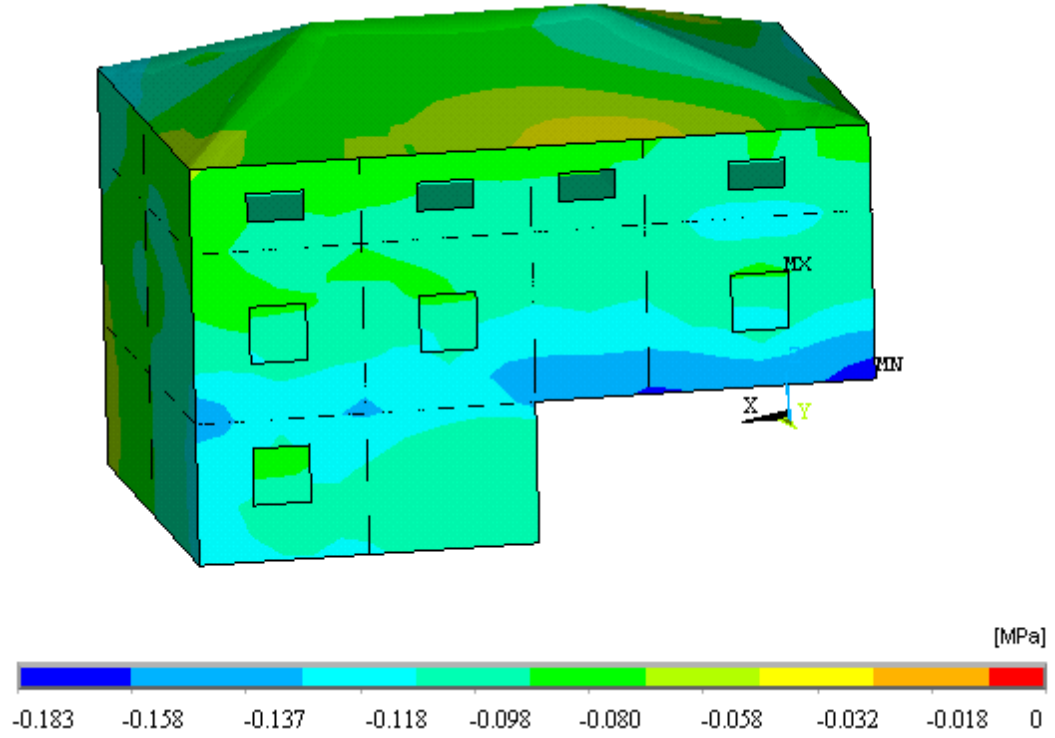
Şekil 3.16. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki yığma binada oluşan yerdeğiştirmeye ait kontur diyagramı

Şekil 3.17’de verilen şekildeğiştirme kontur diyagramı incelendiğinde, şekildeğiştirmenin kesit değişiminin olduğu bölgelerde, kapı ve pencere boşluklarının bulunduğu kısımlarda arttığı görülmektedir. Yığma duvarlar için birim şekildeğiştirme (ϵ_{duvar}) 0.0018 alınmış ve sonlu eleman analizinden elde edilen şekildeğiştirme değerleri (ϵ) ile oranlanmıştır. Bu oranın en fazla %15 değerinde olduğu Şekil 3.17’den görülmektedir.

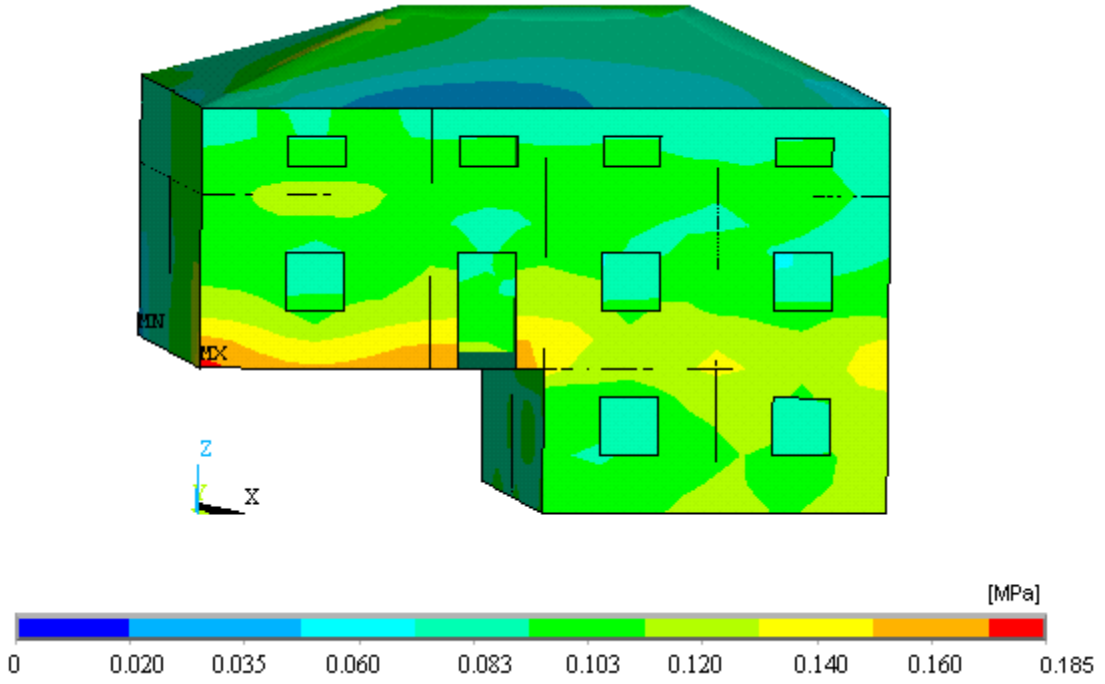
Binada oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmelerine ait kontur diyagramları Şekil 3.18 ve Şekil 3.19’da verilmektedir. En büyük asal basınç gerilmesinin 0.183 MPa ve en büyük asal çekme gerilmesinin 0.185 MPa olduğu görülmektedir. Yığma binanın döşemelerinde kullanılan C14 betonunun basınç gerilmesinin 14 MPa, çekme gerilmesinin 1.5 MPa olduğu dikkate alınır, oluşan gerilmeler döşemelerde bir hasar oluşturamayacak kadar küçük olmaktadır. Bunlara ilave olarak yığma duvarların basınç gerilmesi ve çekme gerilmesi sırasıyla 5 MPa ve 0.50 MPa olduğu düşünülürse, duvar elemanlarda da bir hasar oluşmayacağı görülmektedir. Fakat oluşan çekme gerilmelerinin malzeme çekme dayanımının % 37’si mertebelerinde olduğu görülmektedir. Dolayısıyla yığma taşıyıcı duvarların bu büyüklükte tekrarlı patlatmalar etkisinde olumsuz etkileneceği düşünülmektedir. Daha önce verilen patlatma hasar tahmin kriteri incelendiğinde de bu büyüklükte bir patlatmanın yığma binada hasar oluşturma ihtimali olduğu görülmektedir.



Şekil 3.17. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan şekildeğişirmeye ait kontur diyagramı



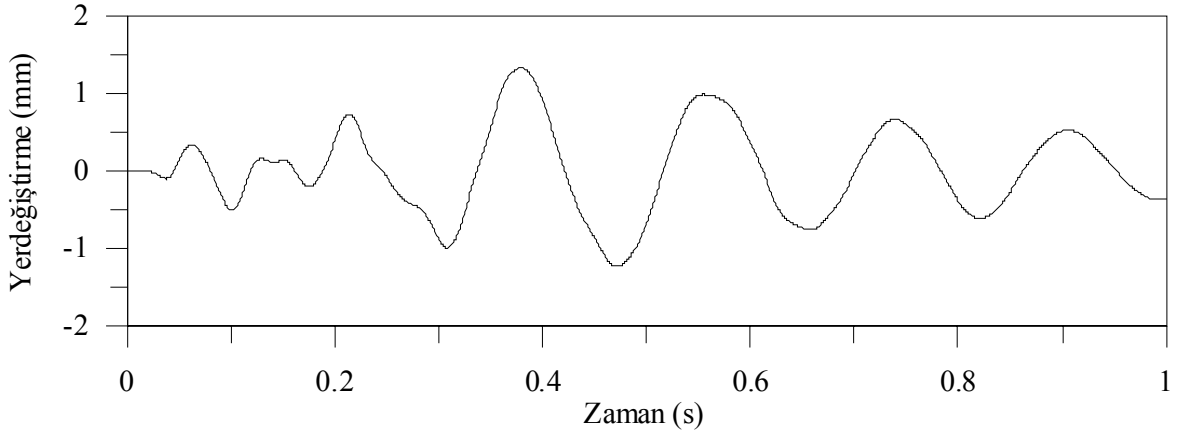
Şekil 3.18. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı



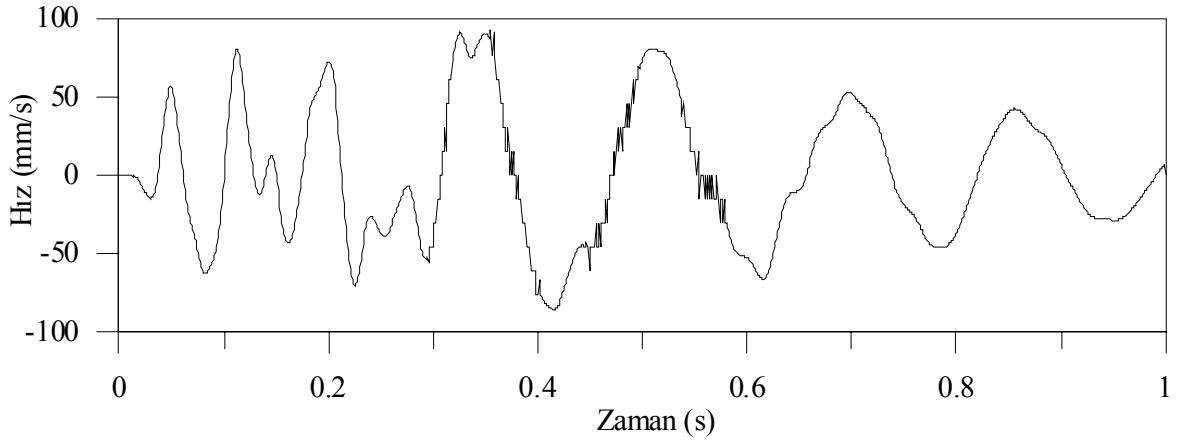
Şekil 3.19. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma binada oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı

3.3.3. Betonarme Köprünün Dinamik Analizi

Sonlu eleman model iyileştirmesi yapılan betonarme karayolu köprüsünün patlatma kaynaklı yer hareketine maruz kaldığı durum için doğrusal olmayan dinamik analiz yapılmıştır. ANSYS paket programında oluşturulan sonlu eleman modelinde Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır. Doğrusal olmayan malzeme parametreleri olarak kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) sırasıyla $c = 3.5$ MPa, $\phi = 34^\circ$ olarak alınmıştır. Analiz sonucu betonarme karayolu köprüsünün orta açıklığı, açıklık ortasında 1.75 mm en büyük yerdeğiştirme ve 95 mm/s en büyük hız değeri elde edilmiştir. En büyük yerdeğiştirme-zaman ve hız-zaman grafikleri Şekil 3.20 ve Şekil 3.21’de verilmektedir.

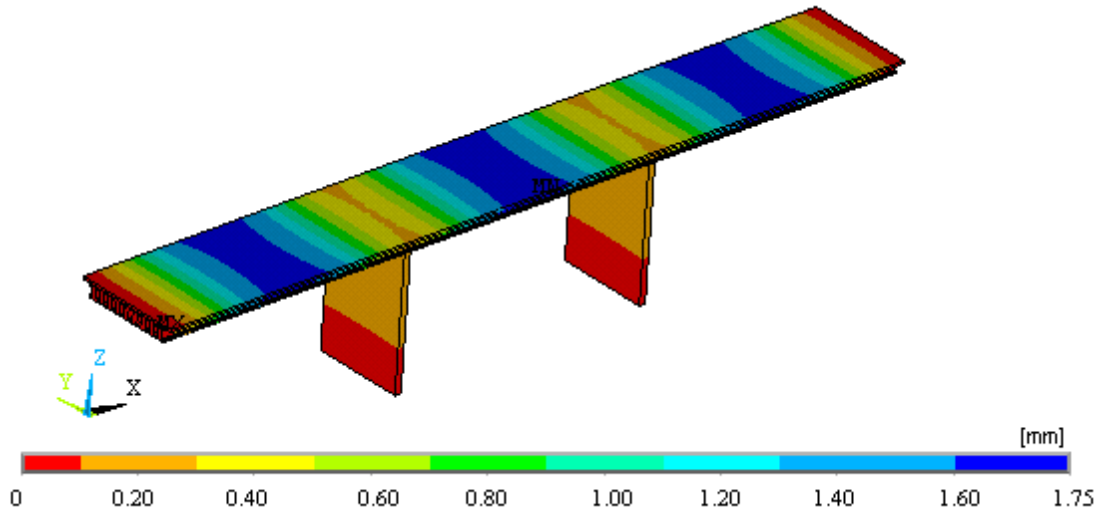


Şekil 3.20. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu karayolu köprüsünde oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi



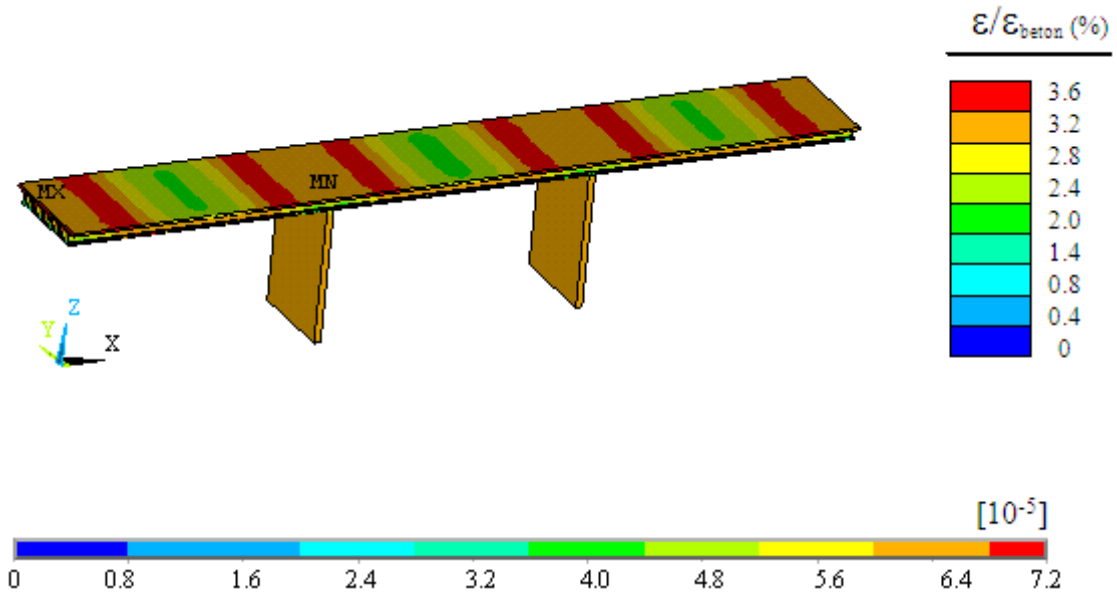
Şekil 3.21. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu karayolu köprüsünde oluşan en büyük hızın zaman göre değişimi

Yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucu elde edilen yerdeğiştirme kontur diyagramı Şekil 3.22’de verilmektedir. Yerdeğiştirme ayak mesnet bölgelerinde ve köprü tabliyesi mesnet bölgelerinde sıfır değeri civarında olup, açıklık ortalarına doğru artmaktadır.



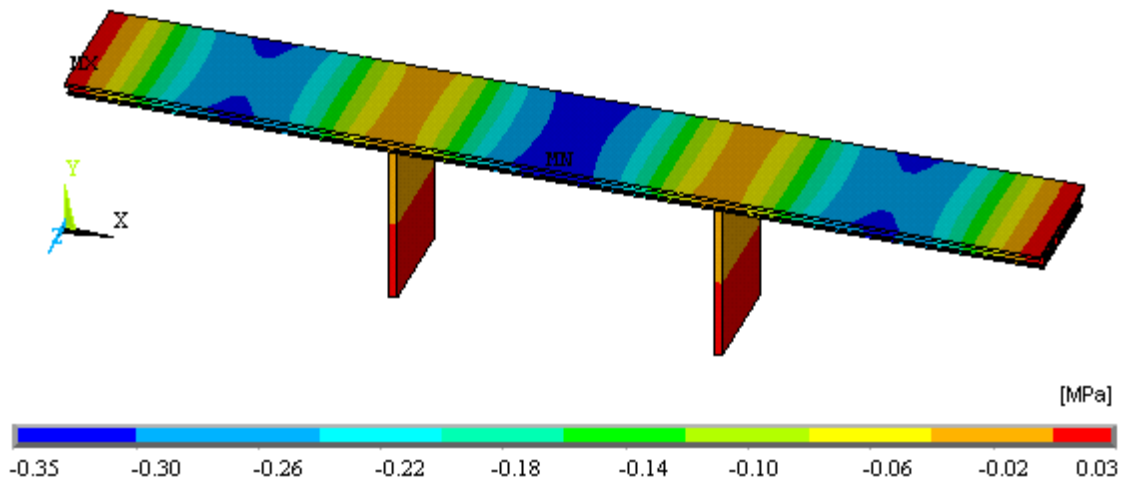
Şekil 3.22. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme karayolu köprüsünde oluşan yerdeğiştirmeye ait kontur diyagramı

Analiz sonucu elde edilen şekil değiştirme kontur diyagramı incelendiğinde, şekil değiştirmenin tabliye ayak birleşim bölgeleri yakınlarında daha büyük olduğu görülmektedir. Beton için birim şekil değiştirme (ϵ_{beton}) 0.0025 alınmış ve sonlu eleman analizinden elde edilen şekil değiştirme değerleri (ϵ) ile oranlanmıştır. Bu oranın %3.6 değerini aşmadığı Şekil 3.23'ten görülmektedir.

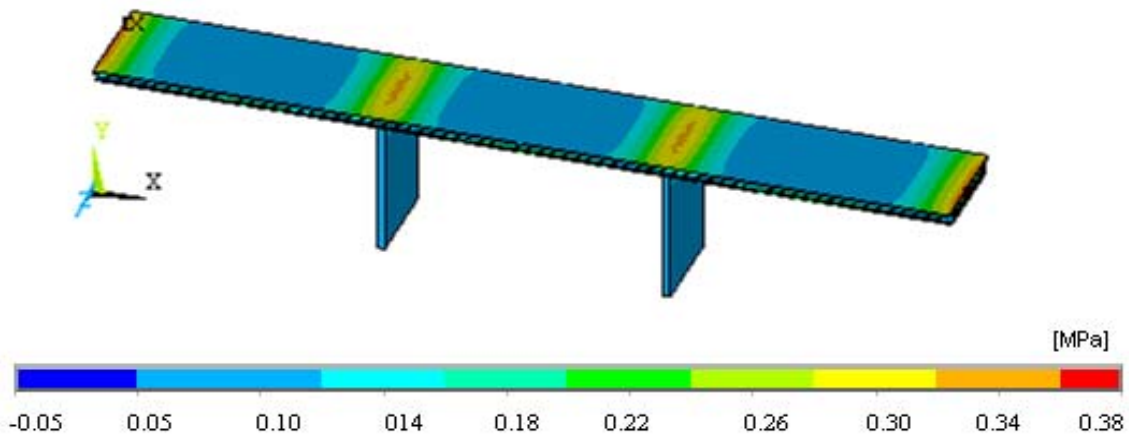


Şekil 3.23. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki betonarme karayolu köprüsünde oluşan şekil değiştirilmeye ait kontur diyagramı

Betonarme karayolu köprüsünde oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmelerine ait kontur diyagramları Şekil 3.24 ve Şekil 3.25'te verilmektedir. En büyük asal basınç gerilmesinin 0.35 MPa ve en büyük asal çekme gerilmesinin 0.38 MPa olduğu görülmektedir. Karayolu köprüsünün beton sınıfının C20 betonu olduğu ve basınç gerilmesinin 20 MPa, çekme gerilmesinin de yaklaşık 2.5 MPa olduğu dikkate alınrsa, oluşan gerilmeler köprüde bir hasar oluşturamayacak kadar küçük olmaktadır. Betonarme yapılar için önerilen patlatma hasar tahmin kriteri incelendiğinde de bu büyüklükte bir patlatmanın betonarme karayolu köprüsünde bir hasar oluşturmayacağı belirtilmiştir.



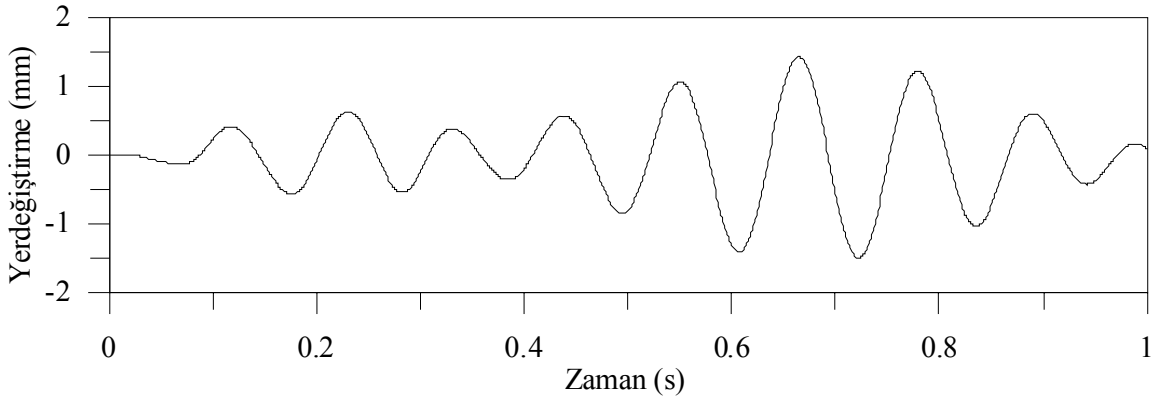
Şekil 3.24. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme karayolu köprüsünde oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı



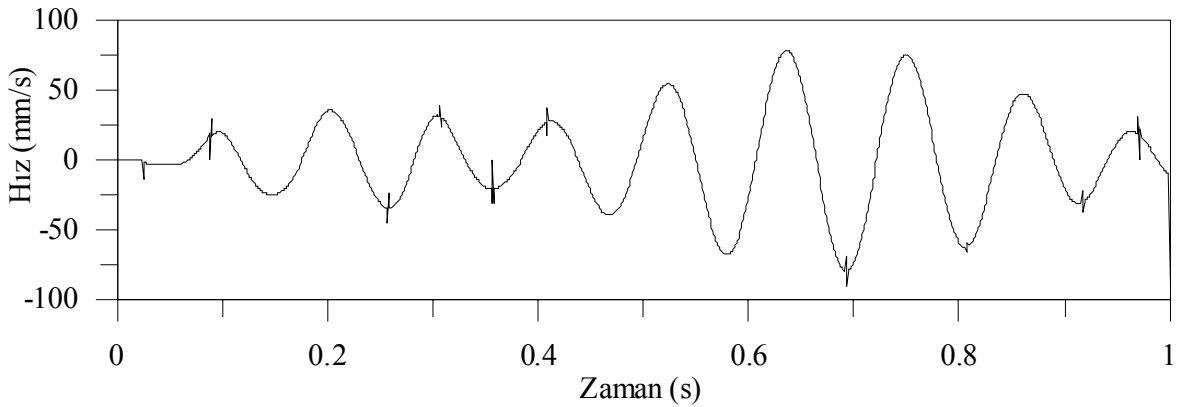
Şekil 3.25. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu betonarme karayolu köprüsünde oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı

3.3.4. Yığma Köprünün Dinamik Analizi

Sonlu eleman model iyileştirmesi yapılan yığma taş köprünün patlatma kaynaklı yer hareketine maruz kaldığı durum için doğrusal olmayan dinamik analiz yapılmıştır. ANSYS paket programında oluşturulan sonlu eleman modelinde, Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır. Doğrusal olmayan malzeme parametreleri olarak kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) sırasıyla, kemer için $c=1.15$ MPa ve $\phi=55^\circ$; yan duvarlar için $c=0.15$ MPa, $\phi=20^\circ$; dolgu malzemesi için $c=0.15$ MPa, $\phi=55^\circ$ olarak alınmıştır. Analiz sonucu yığma taş köprünün büyük açıklığı orta noktasında en büyük yerdeğiştirme 1.43 mm ve o noktadaki en büyük hız değeri 78 mm/s olarak elde edilmiştir. En büyük yerdeğiştirme-zaman ve hız-zaman grafikleri Şekil 3.26 ve Şekil 3.27’de verilmektedir.

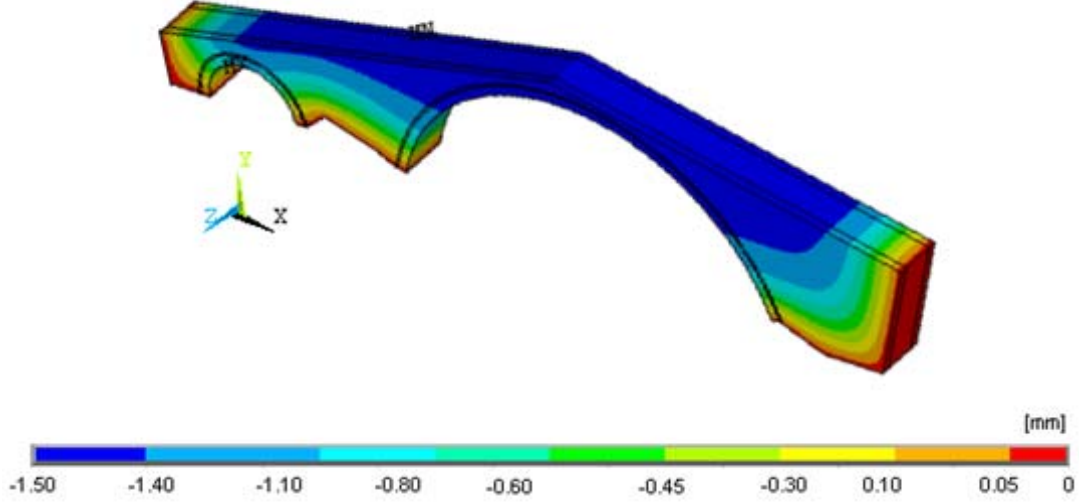


Şekil 3.26. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan en büyük yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi



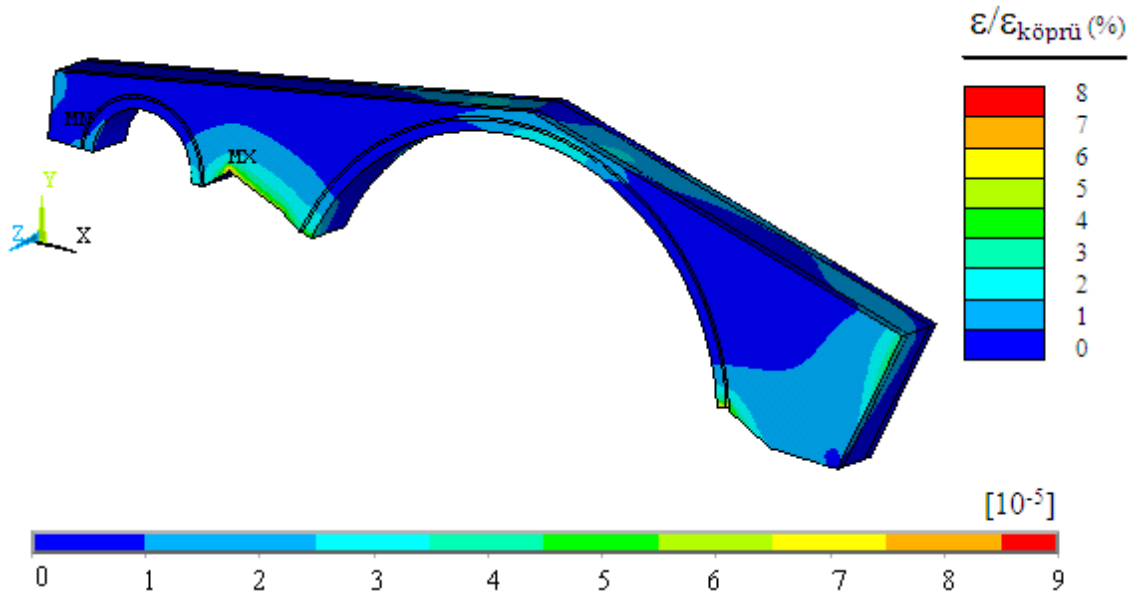
Şekil 3.27. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan en büyük hızın zamana göre değişimi

Yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucu elde edilen yerdeğiştirme kontur diyagramı Şekil 3.28’de verilmektedir. Burada yerdeğiştirme kemer mesnet bölgelerinde sıfır değeri civarında olup, taş köprü açıklıkları ortalarına doğru artmaktadır.



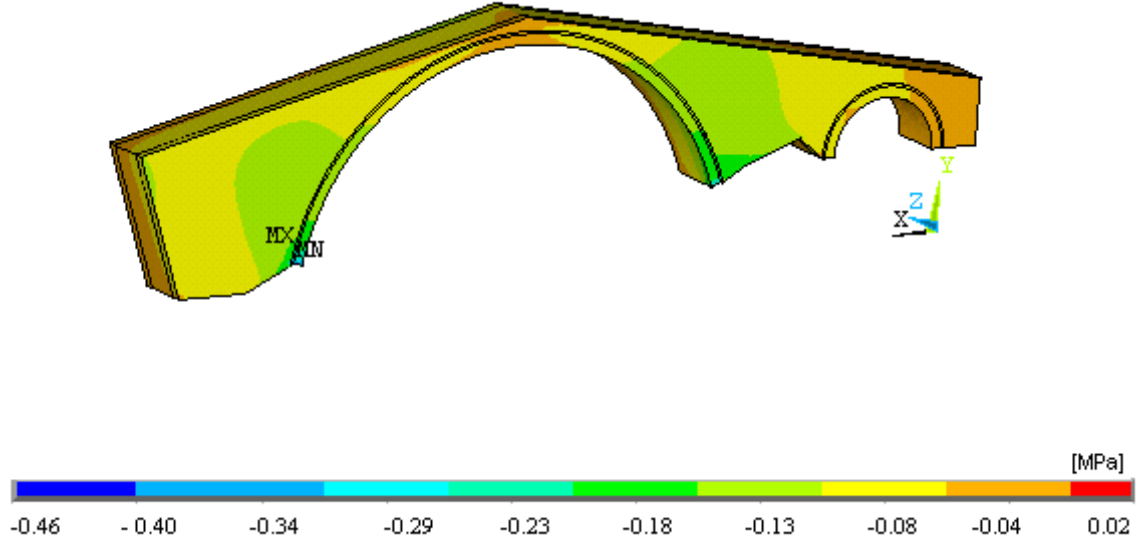
Şekil 3.28. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki yığma taş köprüde oluşan yerdeğiştirmeye ait kontur diyagramı

Şekil3.29’da verilen şekildeğiştirme ye ait kontur diyagramı incelendiğinde, şekildeğiştirmenin kemer mesnet bölgeleri yakınlarında daha büyük olduğu görülmektedir. Taş kemer için birim şekildeğiştirme ($\epsilon_{\text{köprü}}$) 0.0012 alınmış ve sonlu eleman analizinden elde edilen şekildeğiştirme değerleri (ϵ) ile oranlanmıştır. Bu oranın % 8 değerini aşmadığı Şekil 3.29’dan görülmektedir.

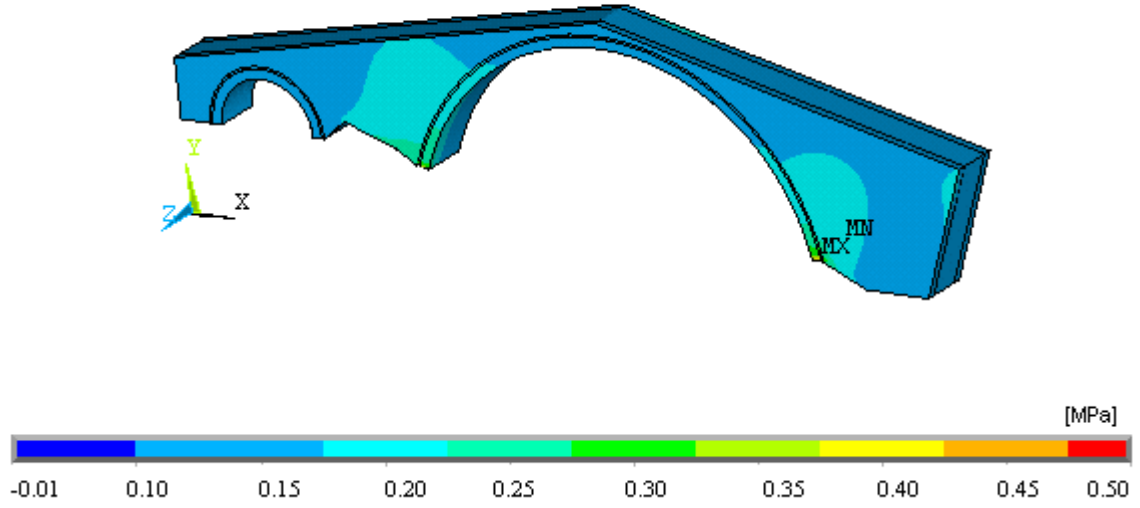


Şekil 3.29. Patlatma kaynaklı yer hareketi etkisindeki yığma taş köprüde oluşan şekildeğişirmeye ait kontur diyagramı

Yığma taş köprüde oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmelerine ait kontur diyagramları Şekil 3.30 ve Şekil 3.31’de verilmektedir. En büyük asal basınç gerilmesinin 0.46 MPa ve en büyük asal çekme gerilmesinin 0.50 MPa olduğu görülmektedir. Köprü taş kemerinin basınç gerilmesinin 12 MPa, çekme gerilmesinin de yaklaşık 1 MPa olduğu dikkate alınırsa, oluşan gerilmeler köprüde bir hasar oluşturamayacak kadar küçük kalmakla birlikte çekme gerilmesi değerinin malzeme çekme dayanımının %50’si mertebesinde olduğu görülmektedir. Yığma binalar için önerilen patlatma hasar tahmin kriteri incelendiğinde, yığma taş köprü için patlatma kayıtları alınmamış olmasına rağmen, bu büyüklükte bir patlatmanın yığma taş köprüde bir hasar oluşturma ihtimali görülmektedir.



Şekil 3.30. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan asal basınç gerilmesine ait kontur diyagramı



Şekil 3.31. Patlatma kaynaklı yer hareketi sonucu yığma taş köprüde oluşan asal çekme gerilmesine ait kontur diyagramı

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında betonarme ve yığma yapı türleri için parçacık hızı ve frekansa bağlı bölgesel patlama hasar tahmin kriterleri oluşturulmuş ve patlatma kaynaklı yer hareketinin yapıların doğrusal olmayan davranışı üzerindeki etkisi Operasyonel Modal Analiz yöntemi sonuçları kullanılarak belirlenmiştir.

Patlatma hasar tahmin kriteri oluşturabilmek için, faal olan bir taş ocağı ile irtibata geçilip, patlatma yapılacağı tarihlerde hem zemin hem de yapılardan ölçümler alınmıştır. Toplam 64 adet patlatma verisi alınmıştır. Her bir patlatma verisinde zemine ait yatay, düşey ve enine doğrultuda parçacık hızları ve frekansları belirlenmiştir. Operasyonel Modal Analiz ölçümleri betonarme bina, yığma bina ve betonarme karayolu köprüsünden alınmıştır. Ayrıca, patlatma yapılan bölgenin dışında kalan yığma taş bir köprünün titreşim testleri yapılarak dinamik karakteristikleri belirlenmiştir.

Patlatma kaynaklı yer hareketinin yapı davranışı üzerindeki etkisini incelemek için betonarme bina, betonarme karayolu köprüsü, yığma bina ve yığma taş köprü için sonlu eleman modelleri oluşturulmuştur. Sonlu eleman yöntemi ile oluşturulan yapı modellerinin modal analizleri yapılmış, deneysel olarak elde edilen veriler yardımıyla model iyileştirmeleri yapılarak, patlatma kaynaklı yer hareketi için doğrusal olmayan dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir.

Bu doktora tez çalışmasında aşağıda verilen sonuç ve önerilere ulaşılmıştır:

1. Patlatma merkezine uzaklığı 500 m - 1380 m arasında değişen betonarme binalar ile betonarme karayolu köprüsünde ve bu yapıların zemininde farklı zamanlarda, patlayıcı madde miktarı 1260 kg ila 1780 kg arasında değişen, 45 adet patlatma ölçümü alınmıştır. Bu ölçümlere ait en büyük parçacık hızı 32 mm/s, patlatmaların etkili olduğu frekans aralığı ise, 5 – 25 Hz olarak belirlenmiştir.
2. Patlatma merkezine uzaklığı 500 m olan 3 açıklıklı ve 61.5 metre uzunluğundaki betonarme karayolu köprüsünün zemininden alınan ölçümlerde patlatma kaynaklı yer hareketine ait en büyük parçacık hızı 17 mm/s olarak elde edilmiştir.
3. Patlatma merkezine uzaklığı 500 m – 850 m arasında değişen yığma binalar üzerinde farklı zamanlarda yapılan ve patlayıcı madde miktarı 1310 kg ila 1580 kg

arasında değişen 19 adet atım sırasında yapı zemininden ve yapıdan ölçümler alınmıştır. Bu ölçümlere ait en büyük parçacık hızı 30 mm/s, patlatmaların etkili olduğu frekans aralığı ise 5 – 25 Hz olarak belirlenmiştir.

4. Yapılan çalışma sonucunda betonarme yapılar için önerilen patlatma hasar tahmin kriteri, frekans ve parçacık hızı aralığı; 1 – 4 Hz arasında 5 mm/s'den 20 mm/s'ye doğrusal, 4 – 10 Hz arasında 20 mm/s sabit, 10 – 30 Hz arasında 20 mm/s'den 50 mm/s'ye doğrusal ve 30 Hz'den büyük olması durumunda 50 mm/s sabit olarak önerilmektedir.
5. Yapılan çalışma sonucunda yığma yapılar için önerilen patlatma hasar tahmin kriteri, frekans ve parçacık hızı aralığı; 1 - 4 Hz arasında 5 mm/s'den 20 mm/s'ye doğrusal, 4 - 20 Hz arasında 20 mm/s sabit, 20 – 40 Hz arasında 20 mm/s'den 50 mm/s'ye doğrusal ve 40 Hz'den büyük olması durumunda 50 mm/s sabit olarak önerilmektedir.
6. Patlatma sırasında 5 katlı betonarme binadan alınan Operasyonel Modal Analiz ölçümleri ile yapının dinamik karakteristikleri belirlenmiştir. OMA sonuçlarına göre binanın ilk modları için frekans aralığı 1 – 6 Hz arasındadır.
7. Patlatma sırasında betonarme karayolu köprüsünden alınan Operasyonel Modal Analiz ölçümleri ile köprünün ilk modları için frekans aralığı 3 – 7 Hz olarak belirlenmiştir.
8. Patlatma merkezine uzaklığı 600 m olan yığma taşıyıcı sisteme sahip binada patlatma sırasında alınan Operasyonel Modal Analiz ölçümleri ile binanın ilk modları için frekans aralığı 5 – 10 Hz arasında belirlenmiştir.
9. Operasyonel Modal Analiz sonuçlarına göre yığma köprünün ilk modları için frekans aralığı 3 – 7 Hz arasındadır.
10. Patlatmalar öncesinde ve sonrasında yapılan mukayeseli incelemelerde betonarme bina, betonarme karayolu köprüsü ve yığma binada patlatma sonrasında bir hasar oluşmadığı gözlenmiştir.
11. Betonarme bina için patlatma kaynaklı yer hareketi dikkate alınarak yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda, en büyük yerdeğiştirme 1 mm ve en büyük hız 45 mm/s olarak elde edilmiştir. Analiz sonucu birim şekildeğiştirme 9×10^{-5} olarak elde edilmiş, bu değerin betonun birim şekildeğiştirmesine oranı % 4 olarak bulunmuştur. Binada oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmeleri ise sırasıyla 0.65 MPa ve 0.78 MPa olarak elde edilmiştir. Bu iki değerde binada hasar

oluşturmayacak mertebelerdedir. Önerilen hasar tahmin kriterine göre de binada bir hasar oluşmamaktadır.

12. Yığma bina için yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda, en büyük yerdeğiştirme 1.9 mm ve en büyük hız 95 mm/s olarak elde edilmiştir. Analiz sonucu birim şekildeğiştirme 27×10^{-5} olarak elde edilmiş, bu değer yığma duvarın birim şekildeğiştirmesine oranı % 15 olarak bulunmuştur. Binada oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmeleri ise sırasıyla 0.183 MPa ve 0.185 MPa olarak elde edilmiştir. Asal çekme gerilmesinin malzeme çekme dayanımının %37'si mertebesinde olduğu ve bu tip patlatmaların sürekli tekrarlanması sonucu yapıda hasar oluşturabileceği düşünülmektedir. Yığma yapılar için önerilen hasar tahmin kriterinde de bu durum dikkate alınarak sınır değerler bir miktar azaltılmıştır.
13. Betonarme karayolu köprüsü için yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda, en büyük yerdeğiştirme 1.75 mm ve en büyük hız 95 mm/s olarak elde edilmiştir. Analiz sonucu birim şekildeğiştirme 7.2×10^{-5} olarak elde edilmiş, bu değer yığma duvarın birim şekildeğiştirmesine oranı % 3.6 olarak bulunmuştur. Betonarme karayolu köprüsünde oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmeleri ise sırasıyla 0.35 MPa ve 0.38 MPa olarak elde edilmiştir. Analiz sonucu bu iki değerinde hasar oluşturmayacağı görülmüştür. Önerilen hasar tahmin kriterine göre de betonarme karayolu köprüsünde de bir hasar oluşmamaktadır.
14. Patlatma bölgesinde olmayan, fakat patlatmalara maruz kalma ihtimali olan yığma taş köprü için yapılan doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda, en büyük yerdeğiştirme 1.43 mm ve en büyük hız 78 mm/s olarak elde edilmiştir. Analiz sonucu birim şekildeğiştirme 9×10^{-5} olarak hesaplanmış, bu değer yığma taş köprüünün birim şekildeğiştirmesine oranı % 8 olarak bulunmuştur. Yığma taş köprüde oluşan asal basınç ve asal çekme gerilmeleri ise sırasıyla 0.46 MPa ve 0.50 MPa olarak elde edilmiştir. Asal çekme gerilmesinin malzeme çekme dayanımının %50'si mertebesinde olduğu ve bu tip patlatmaların sürekli tekrarlanması sonucu yığma köprüde hasar oluşturabileceği düşünülmektedir.

Patlatma kaynaklı yer hareketinin yapılar üzerindeki etkilerinin belirlenmesi ile ilgili olarak ileriki çalışmalar için aşağıdaki öneriler yapılabilir:

1. Patlatma yapılan bölgelerde jeolojik çalışmalar yapılarak farklı zemin sınıfları için patlatma hasar tahmin kriterleri oluşturulabilir.
2. Patlayıcı miktarını arttırarak veya patlayıcı madde yerleşim düzenini değiştirerek parçacık hızını büyütmek mümkündür. Bu çalışmada yapılan ölçümlerde yapılara hasar vermemek ve çevre sakinlerini de rahatsız etmemek için taş ocağı tarafından belirli ölçüler dikkate alınarak atımlar yapılmıştır. Hasar oluşturacak kadar büyük etkiye sahip patlatmalar dikkate alınarak ölçümler yapılabilmesi için patlatma noktası yakınında yapı stoğunu temsil edecek olan 1:1 ölçekli betonarme ve yığma bina modelleri üzerinde, ölçümler alınıp doğrusal olmayan analizler yapılabilir.
3. Burada verilen patlatma kaynaklı yer hareketi kayıtları ve değerleri Doğu Karadeniz Bölgesi'nde işletilen bir taş ocağında yapılan atımlar sonucu elde edilmiştir. Farklı coğrafi ve jeolojik bölgelerden elde edilecek patlatma verileri ve yer hareketi kayıtları yardımı ile Ülkemiz için genel bir patlatma hasar tahmin kriteri oluşturulabilir.

5. KAYNAKLAR

- Adıgüzel, D., 2006. Çatalca Yöresi Akyol Taşocağında Patlatmadan Kaynaklanan Titreşim Etkilerinin Araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Akköse, M., 2004. Lagrange Yaklaşımı ile Kemer Baraj-Su-Zemin Sistemlerinin Malzeme Bakımından Lineer ve Lineer Olmayan Dinamik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Aimone-Martin, C. T. ve Dowding, C. H., 2005. Blast-Induced Structural and Crack Response of a Brick Residential Structure Near an Aggregate Quarry, International Society of Explosive Engineers, Cleveland, OH, USA.
- Aimone-Martin, C. T. ve Rosenhaim, V., 2006. Structure Response of Two Structures Near the Sibley Limestone Quarry, Vulcan Materials Company, Michigan, USA.
- Aimone-Martin, C. T. ve Rosenhaim, V., 2007. Structure Response Study at the Pineville Quarry, Vulcan Materials Company, Michigan, USA.
- Aimone-Martin, C. T., Martell, M. A., McKenna, L. M., Siskind, D. E. ve Dowding, C. H., 2003. Comparative Study of Structure Response to Coal Mine Blasting, Office of Surface Mining Reclamation and Enforcement Appalachian Regional Coordinating Center, Pittsburgh, Pennsylvania, USA.
- ANSYS Finite Element Analysis System, 2008. SAS IP, Inc., USA.
- Bendat, J. S. ve Piersol, A. G., 2004. Random Data: Analysis and Measurement Procedures. John Wiley & Sons, USA.
- Birinci, F., 2010. Taş Kemer Köprülerin Sonlu Eleman Modellerinin Operasyonel Modal Analiz Yöntemiyle İyileştirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Brincker, R., Zhang, L. ve Andersen, P., 2000. Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition, 18th International Modal Analysis Conference, San Antonio, USA, 4062(2):625-630.
- BS 7385, 1990. Evaluation and Measurement for Vibration in Buildings. Part 1: Guide for Measurement of Vibrations and Evaluation of Their Effects on Buildings, British Standards Institution, London, England.
- CA 23, 1967. Explosives Code, Avustralya Standard Enstitüsü, Sidney, Avustralya.
- Chen, W. F. ve Mizuno, E., 1990. Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, Netherlands.

- Chiarito, V. P. ve Hall R. L., 1994. Experimental and Analytical Studies of the Vibration Response of Residential Structures Due to Surface Mine Blasting, Technical Report, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Pittsburg, USA.
- Chopra, A. K., 1995. Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 07632, USA.
- Cihangir, F., 2006. Bir Kalker Ocağında Patlatmalı Kazılardan Kaynaklanan Yer Titreşimi ve Hava Şoku Etkilerinin İstatistiksel Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Clough, R. W. ve Penzien J., 1975. Dynamics of Structures, McGraw-Hill, New York, USA.
- Crum, S. V., 1997. House Response from Blast-Induced Low Frequency Ground Vibration and Inspections for Related Interior Cracking, Final Report to the Surface Mining, Minnesota USA.
- Çoşgun, T., Kahriman, A., Dalgıç, S., Karadoğan, A. ve Çoşgun, A., 2005. Patlatmalı Kazı Faaliyetlerinin Yığma Yapılara Olan Etkileri ve Örnek Bir Uygulama, Antalya Yöresinin İnşaat Mühendisliği Sorunları Kongresi, Antalya.
- Daemen, J. K., Barkley, R. C., Ghorsh, A., Morlock. C. R. ve Shoop, S. A. 1983. Ground and Air Vibrations Caused by Surface Blasting. Report prepared for U.S. Bureau of Mines, Washington, D.C., USA.
- Dai, K. ve Chen, S., 2010a. Blast Limits for Transmission Structures I: Response Spectra Development, Journal of Performance of Constructed Facilities, 24, 1, 53-60.
- Dai, K. ve Chen, S., 2010b. Blast Limits for Transmission Structures II: Structural Response and Blast Limit Development, Journal of Performance of Constructed Facilities, 24, 1, 61-69.
- DIN 4150, 1999., Vibration in Buildings – Part 3: Effects on Structures, Alman Standart Enstitüsü, Almanya.
- Dowding, C. H. ve Aimone-Martin, C. T. 2007. Micro-meter Crack Response to Rock Blast Vibrations, Wind Gusts & Weather Effects Proceedings of the GeoDenver Congress of the Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, VA, February.
- Dowding, C. H., 1985. Blast Vibration Monitoring and Control, Prentice-Hall, London.
- Dowding, C. H., 1996. Construction Vibrations, Prentice-Hall, London.
- Dowding, C. H., Revey, G. F. ve Waldron, M., 2007. Ground Motions from and House Response to Underground Aggregate Mining, Proceedings of the 33rd Conference on Explosives and Blasting Technique, International Society of Explosive Engineers, Cleveland, OH, January.

- Drebenstedt, C. ve Paessler, S., 2008. Measuring the Effects of Blast-Induced Vibrations on Buildings with Fibre Bragg Gratings, International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 22, 2, 90-104.
- Drucker, D. C. ve Prager, W., 1952. Soil Mechanics and Plastic Analysis on Limit Desing, Quarterly Journal of Applied Mathematics, 10, 157-165.
- Duvall, W. I. ve Fogelson, D. E., 1962. Review of Criteria for Estimating Damage to Residences from Blasting Vibrations. U.S. Bureau of Mines RI 5968, 19 s.
- Duvall, W. I., Johnson, C. F., Meyer, A. V. C. ve Devine, J. F., 1963. Vibrations from Instantaneous and Millisecond-Delayed Quarry Blasts, U.S. Bureau of Mines, RI 6151, 34 s.
- Erçıkıdı, B., Kesimal, A. ve Yılmaz, E., 2004. Araklı-Taşönü Kalker Ocağında Patlatma Kaynaklı Yer Sarsıntılarının Değerlendirilmesi, ROCKMEC'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Türkiye.
- Hacıfendioğlu, K. ve Birinci, F., 2009. Stochastic Dynamic Response of Masonry Minarets Subjected to Random Blast and Earthquake induced Ground Motion, The Strucrural Design of Tall and Special Buildings DOI: 10.1002/tal.
- Hao, H. ve Wu, C. Q., 2005. Numerical Study of Characteristics of Underground Blast Induced Surface Ground Motion and Their Effects on Above-Ground Structures:Part II Effects on Structural Responses, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 39-53.
- Hao, H., Wu, Y., Ma, G. W. ve Zhou, Y. X., 2001. Characteristics of Surface Ground Motions Induced by Blasts in Jointed Rock Mass, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21, 85-98.
- IS 6922, 1973. Criteria for Safety and Design of Structures Subjected to Underground Blast, Indian Standard Institute, Indian.
- Jacobsen, N. J., Andersen, P. ve Brincker, R., 2006. Using Enhanced Frequency Domain Decomposition as a Robust Technique to Harmonic Excitation in Operational Modal Analysis, Proceedings of ISMA2006: International Conference on Noise & Vibration Engineering, Leuven, Belgium.
- Kahriman A., Görgün, S. ve Karadoğan A., 2001. Patlatmalı Kazılardan Kaynaklanan Çevresel Etkilerin (Titreşim ve Hava Şoku) Ölçümü ve Konuyla İlgili Hasar Kriteri Oluşturma Çalışmaları, TÜBİTAK Projesi Raporu, Proje No:YDABÇAG-199Y027, İstanbul.
- Karadoğan, A., 2008. Patlatmadan Kaynaklanan Titreşimler İçin Ulusal Yapı Hasar Kriterleri Oluşturulabilirliğinin Araştırılması, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

- Khandelwal, M. ve Singh, T.N., 2007. Evaluation of Blast-Induced Ground Vibration Predictors, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27, 116–125.
- Koçak, A., 1999. Tarihi Yapıların Statik ve Dinamik Yükler Altında Lineer ve Non-lineer Analizi: Küçük Ayasofya Camii Örneği Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Kuzu, C., 2008a. The Importance of Site-Specific Characters in Prediction Models for Blast-Induced Ground Vibrations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28, 405–414.
- Kuzu, C., 2008b. The Mitigation of The Vibration Effects Caused by Tunnel Blasts in Urban Areas: a Case Study in Istanbul, Environmental Geology, 54, 1075–1080.
- Lourenço, P. B., 1996. Computational Strategies for Masonry Structures, Doktora Tezi, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.
- Lu, Y., Hao, H., Ma, G. W. ve Zhou, Y. X., 2001. Simulation of Structural Response Under High-Frequency Shock Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, 307–325.
- Ma, G., Hao, H. ve Lu, Y., 2003. Modelling Damage Potential of High-Frequency Ground Motions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32, 1483–1503.
- Ma, G. W., Hao, H. ve Zhou, Y. X., 1998. Modeling of Wave Propagation Induced by Underground Explosion, Computers and Geotechnics, 22, 3/4, 283-303.
- Ma, G., Hao, H. ve Zhou, Y., 2000. Assessment of Structure Damage to Blasting Induced Ground Motions, Engineering Structures, 22, 1378–1389.
- Manoj, E. V. ve Prasannakumar, V., 2002. Environmental Impact Assessments and Environmental Management Plan-a Case Study of Magnesite and Dunite Mine, South India, Boletim Paranaense de Geociencias, 50, 21-25.
- Mazars, J. A., 1986. Description of Micro and Macroscale Damage of Concrete Structures, Engineering Fracture Mechanics, 25, 729-737.
- Morris, G. ve Westwater, R., 1953. Damage to Structures by Ground Vibrations Due to Blasting, Mine and Quarry Engineerig, 116-118.
- Nicholson, R. F., 2005. Determination of Blast Vibrations Using Peak Particle Velocity at Bengal Quarry, in St Ann Jamaica, Yüksek Lisans Tezi, Luvea University of Technology, England.
- Olofsson, S., 1989. Applied Explosives Technology for Construction and Mining, Arla, Apple, Sweden.

- Overschee, P. V. ve Moor, B. D., 1996. Subspace Identification for Linear Systems: Theory, Implementation and Applications, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands.
- OMA, 2006. Operational Modal Analysis, Release 4.0. Structural Vibration Solution A/S, Denmark.
- Özer, Ü. ve Dağ, A., 2004. Petrol Boru Hattı Yakınında Patlatmadan Kaynaklanan Titreşim Ölçümlerinin Değerlendirilmesi, ROCKMEC'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, Sivas, Türkiye.
- Özmen, H., 2006. Patlatma Kaynaklı Yer Hareketinin Modellenmesi ve Yapı Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Peeters, B., 2000. System Identification and Damage Detection in Civil Engineering, Doktora Tezi, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium.
- Peeters, B. ve Roeck, G. D., 1999. Reference Based Stochastic Subspace Identification in Civil Engineering, Proceedings of the 2nd International Conference on Identification in Engineering Systems, Swansea, UK, 639-648.
- PULSE, 2006. Analyzers and Solutions, Release 11.2. Bruel and Kjaer, Sound and Vibration Measurement A/S, Denmark.
- Resmi Gazete, 2008. Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği, Başbakanlık Basımevi 26809, Ankara.
- Rocque, P., 1992. Techniques Utilized for the Detection and Measurement of Blast Induced Damage, Yüksek Lisans Tezi, Mining Engineering Department Queen's University, Canada.
- Singh, P. K. ve Roy, M. P., 2008. Damage to Surface Structures Due to Underground Coal Mine Blasting: Apprehension or Real Cause?, Environmental Geology, 53, 1201-1211.
- Siskind, D. E., Stagg, M. S., Kopp, J. W. ve Dowding, C. H., 1980. Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration from Surface Mining Blasting, Report of Investigations 8507, Bureau of Mines, Washington.
- SS 25210, 1999. Vibration and Shock - Blast Induced Airborne Shock Wave - Guidance Levels for Buildings, İsveç Standard Enstitüsü, Stokholm, İsveç.
- Tian, L. ve Li, Z. X., 2008. Dynamic Response Analysis of a Building Structure Subjected to Ground Shock from a Tunnel Explosion, International Journal of Impact Engineering, 1164-1178.
- Ural, A., 2009. Yığma Yapıların doğrusal ve Doğrusal Olmayan Davranışının İncelenmesi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

- USBM 8507, 1980. Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration from Surface Mining Blasting, United States Bureau Mines, Washington, D. C., USA.
- Waldron, M. J., 2006. Residential Crack Response to Vibrations from Underground Mining, Yüksek Lisans Tezi, Northwestern University, Illinois, USA.
- White T. J., Farnfield R. A. ve Kelly M. P., 1993. The Effect of Low Level Blast Vibrations and the Environment on a Domestic Building. Proc. 9th Ann. Symp. Expl. and Blast. Res., San Diego, 71-82.
- Wu, C. Q. ve Hao, H., 2005a. Numerical Study of Characteristics of Underground Blast Induced Surface Ground Motion and Their Effects on Above-Ground Structures:Part I. Ground motion characteristics, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 27-38.
- Wu, C. Q. ve Hao, H., 2005b. Modeling of Simultaneous Ground Shock and Air Blast Pressure on Nearby Structures from Surface Explosions, International Journal of Impact Engineering, 31, 699–717.
- Wu, C. Q., Lu, Y. ve Hao, H., 2005. Dynamic Response and Damage Analysis of Masonry Structures and Masonry Infilled RC Frames to Blast Ground Motion, Engineering Structures, 27, 323-333.
- Wu, C. Q., Lu, Y. ve Hao, H., 2004a. Numerical Prediction of Blast-Induced Stress Wave from Large-Scale Underground Explosion, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28, 93–109.
- Wu, C. Q., Lu, Y., Hao, H. ve Sun, S., 2004b. Numerical Simulation of Structural Responses on a Sand Layer to Blast Induced Ground Excitations, Computers and Structures, 82, 799-814.
- Wu, C. Q., Lu, Y., Hao, H., Lim, W. K., Zhou, Y. ve Seah, C. C., 2003. Characterisation of Underground Blast Induced Ground Motions from Large-Scale Field Tests, Shock Waves, 13, 237–252.
- Yu, D. J. ve Ren, W. X., 2005. EMD-Based Stochastic Subspace Identification of Structures From Operational Vibration Measurements, Engineering Structures, 27, 1741-1751.

ÖZGEÇMİŞ

Durdu Mehmet ÖZCAN, 1973 yılında Kayseri’de doğdu. İlköğrenimini Kayseri Gaziosmanpaşa İlkokulunda, ortaöğrenimini sırasıyla Kayseri Sümer Ortaokulunda ve Kayseri Sümer Lisesinde tamamladı. 1995 yılında Erciyes Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 2000 yılında bölüm birincisi olarak lisans öğrenimini tamamladı. Aynı yıl Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında yüksek lisans öğrenimine başladı 2001 yılında Erciyes Üniversitesi, Yozgat Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nde Araştırma Görevlisi kadrosuna atandı. Yüksek Lisans öğrenimini “Betonarme Kiriş Elemanlarda Çelik Lif Katkısının Taşıma Gücüne Etkisinin Deneysel İncelenmesi” konusunda hazırladığı tezle Temmuz 2003’te tamamladı. 2003 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında doktora çalışmalarına başladı. Evli ve bir çocuk babası olan ÖZCAN orta derecede İngilizce bilmektedir.