

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KUTU KIRIŞLI KÖPRÜLERİN
STOKASTİK DİNAMİK ANALİZİ**

**DOKTORA TEZİ
Y. Müh. Fevzi SARITAŞ**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

EKİM 2007

**KUTU KİRİŞLİ KÖPRÜLERİN
STOKASTİK DİNAMİK ANALİZİ**

**DOKTORA TEZİ
Y. Müh. Fevzi SARITAŞ
(501982027)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 18 Haziran 2007
Tezin Savunulduğu Tarih : 25 Ekim 2007**

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Zeki HASGÜR
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
Prof. Zekeriya POLAT (Y.T.Ü.)
Prof.Dr. Feridun ÇILI (İ.T.Ü.)
Prof.Dr. Erdal ŞAFAK (B.Ü.)

EKİM 2007

ÖNSÖZ

İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği Programında Kutu Kirişli Köprülerin Stokastik Dinamik Analizi için yapılan bu doktora çalışmasında, Fortran programlama kodu ile MS-Developer derleyicisinde bilgisayar programları geliştirilmiştir. Rasgele titreşim kuramına dayalı stokastik yöntemin köprülere uygulanabilmesi amacıyla, bu yöntem sonlu eleman analiz yöntemi ile birleştirilmekte ve rasgele yer hareketleri etkisindeki elastomer mesnet sistemine sahip köprü için stokastik dinamik çözümlemelerle yapısal tepkiler hesaplanarak davranış belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada, rasgele yer hareketleri filtreden geçirilerek beyaz gürültü ile modellenmekte ve farklı zemin türleri için benzeştirilmiş deprem kayıtlarının türetilmesi ile deterministik dinamik çözümler yapılmakta ve frekans ortamındaki stokastik çözümlemeler ile zaman ortamı çözümlemeleri karşılaştırılmaktadır.

Ülkemizin büyük bir kısmında depremselliğin önemli olmasının yanısıra yer hareketlerinin oldukça değişken olarak ortaya çıkmasının sonucu olarak muhtemel bir depremde oluşacak dinamik etkilere analizlerde özellikle önem verilmesi gerekliliği ve kurulan modelin yüklerin karakteristiğine uygun olarak alınması dolayısıyla gelecekte araştırmaların bu noktalara daha çok odaklanacağı anlaşılmaktadır. Yer hareketlerine ait karakteristiklerin olası bir depremde herhangi bir anda değişken büyüklüklere sahip olarak rasgele tarzda ortaya çıkması nedeniyle yapısal sistemlerin deterministik çözümlemesi ancak belirli kabuller ışığında mümkün olmaktadır. Deprem etkisindeki sistemlerin yer hareketinin rasgeleliğini hesaba katan stokastik yöntem ile çözümlenmesi daha gerçekçi ve ekonomik bir yaklaşım olarak gözükmektedir.

Bu çalışmayı yürütmemde bana zaman ayırarak bilgi ve tecrübesinden yararlanma imkanı vererek oldukça değerli katkıları sağlamanın yanı sıra vermiş olduğu destek ve gösterdiği ilgilerinden dolayı danışmanım sayın Prof. Dr. Zeki Hasgür'e teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmada ilerleme sağlanması bakımından gerek öneri ve katkılarda bulunmaları gerekse zaman ayırarak bilgi ve tecrübelerini paylaşmaları nedeniyle hocalarım sayın Prof. Dr. Zekai Celep ve Prof. Zekeriya Polat'a teşekkür ederim.

Tez çalışmalarımın çeşitli aşamalarında katkılarını esirgemeyerek maddi ve manevi desteklerini sağlayan Doç. Dr. Engin Orakdoğan ve Yrd. Doç. Dr. Konuralp Girgin'e teşekkür ederim. Ayrıca çalışmam boyunca gösterdikleri sabır ve hoşgörü nedeniyle eşim ve aileme de teşekkür ederim.

Ekim 2007

Fevzi SARITAŞ

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xi
SUMMARY	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Genel Bilgi ve Çalışmanın Kapsamı	1
1.2. Köprülerin Statik Çözümlemesi Üzerine Yapılmış Çalışmalar	4
1.3. Köprülerin Dinamik Çözümlemesi Üzerine Yapılmış Çalışmalar	6
1.4. Köprülerin Stokastik Çözümlemesi Üzerine Yapılmış Çalışmalar	13
2. DETERMİNİSTİK DİNAMİK ÇÖZÜM MODELİ	24
2.1. Deterministik Dinamik Hareket Modeli	24
2.2. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Dinamik Çözümleme	26
3. KUTU KESİTLİ KÖPRÜLERDE SONLU ELEMAN MODELLEMESİ	29
3.1. Sonlu Eleman Tipi ve Ayrıklaştırma	29
3.2. Eleman Rijitlik ve Kütle Matrisleri	30
3.3. Dönüşüm Matrisleri	31
3.4. Elastomer Mesnetlerin Modellenmesi	31
3.5. Sistem Rijitlik Matrisi ve Sınır koşulları	33
3.6. Titreşim Serbestliklerinin Ayrıklaştırılması	33
3.7. Sismik Yalıtım Sistemi	34
3.7.1. Kayıcı mesnetler	38
3.7.2. Elastomer mesnet mekanik karakteristikleri	41
3.7.3. Yatay rijitlik	41
3.7.4. Düşey rijitlik	42
3.7.5. Eğilme rijitliği	44
3.7.6. Taban yalıtımlı sistemin dinamik davranışı	46
3.8. BRIFEAP Programı Akış Diyagramı	48
4. STOKASTİK DİNAMİK ÇÖZÜM MODELİ	50
4.1. Rasgele Dinamik Hareket	50
4.2. Stokastik Davranış Modeli	51
4.2.1. Zaman tanım alanında davranış	52
4.2.2. Frekans ortamında davranış	53
4.2.3. Ayrık kuvvetler etkisinde davranış	54
4.3. Kuvvetli Hareket Giriş Verisinin Güç Spektrumu	57
4.4. Beyaz Gürültü	58

5. KUVVETLİ YER HAREKETİNİN STOKASTİK MODEL VE HESAPLARI	61
5.1. Yer Hareketinin Stokastik Davranışla İfadesi	62
5.2. İşleyimin Güç Yoğunluk Fonksiyonu	65
5.3. Filtrelenmiş Beyaz Gürültü Modeli	67
5.4. Yer Hareketinin Benzeştirilmesi	69
5.5. Yer Hareketi Karakteristiklerinin Belirlenmesi	72
5.5.1. Güç spektrum yoğunluk fonksiyonlarının hesabı	73
5.5.2. Benzetilmiş yer hareketleri için ivme ve güç spektrumlarının elde edilmesi	77
5.5.3. Genliklerin dağılımı	83
5.6. SIMEARTHP Program Akış Diyagramı	84
6. DETERMİNİSTİK DİNAMİK ÇÖZÜMLEME SAYISAL ÖRNEKLERİ	86
6.1. Model-1 Çözümlmeleri	86
6.1.1. Düğüm noktası yerdeğiştirmeleri	87
6.1.2. Dinamik çözüm sonuçları	90
6.2. Model-2 Çözümlmeleri	92
6.2.1. Düğüm noktası yerdeğiştirmeleri	96
6.2.2. Dinamik çözüm sonuçları	96
6.3. BRIDAP Programı Akış Diyagramı	100
7. VİYADÜK SİSTEMİNDE STOKASTİK ÇÖZÜMLEMELER	102
7.1. Geliştirilen Bilgisayar Programları Hakkında Kısa Bilgi	102
7.1.1. BRIFEAP	103
7.1.2. BRIDAP	103
7.1.3. SIMEARTHP	103
7.1.4. BRISTOCAP	103
7.2. Stokastik Çözümler	105
7.2.1. Tüm sistem çözümlemesi	107
7.2.2. Tek ayak stokastik modeli ve çözümlemesi	133
8. SONUÇLAR	144
KAYNAKLAR	153
EKLER	160
EK-A. Sonlu Eleman Tipi ve Serbestlikler	160
EK-B. Eleman Rijitlik matrisi	161
EK-C. Dönüşüm Matrisi	163
EK-D. Frekans Davranış Fonksiyonu İntegral İfadeleri	166
EK-E. Dalga Formunun Güç Spektrumu	167
ÖZGEÇMİŞ	168

KISALTMALAR

AASTHO	: American Association of State Highway and Transportation
BRIDAP	: Bridge Dynamic Analysis Program
BRIFEAP	: Bridge Finite Element Analysis Program
BRISTOCAP	: Bridge Stochastic Analysis Program
BZN	: Anakaya Seviyesinde Benzeştirilmiş Yer Hareketi
BZO	: Orta Sertlikte Zeminler İçin Benzeştirilmiş Yer Hareketi
BZS	: Sağlam Zeminler İçin Benzeştirilmiş Yer Hareketi
BZY	: Yumuşak Zeminler İçin Benzeştirilmiş Yer Hareketi
MDS	: Çoklu Mesnet Davranış Spektrumu
DIN	: Deutsche Institut für Normung
EC8	: Euro Code: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures
MSRS	: Multi Support Response Spectrum
PTFE	: Poly Tetra Fluoro Ethylene
SIMEARTH	: Simulation of Earthquake Program
SPA	: Spektral Analiz
SPSS	: Statistical Package of Social Science
STA	: Stokastik Analiz

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1	Farklı katılıklarda elastomer mesnet özellikleri (AASHTO)..... 42
Tablo 5.1	Filtre fonksiyonları için zemin türüne göre parametre değerleri 74
Tablo 5.2	1940 Elcentro KG yer hareketi için sabit güç spektrumu değerleri... 75
Tablo 5.3	1992 Erzincan KG yer hareketi için sabit güç spektrumu değerleri .. 75
Tablo 5.4	1992 Erzincan DB*2/3 ve düşey bileşeni güç spektrumu değerleri .. 77
Tablo 5.5	1992 Erzincan depremi için sabit güç değerleri..... 77
Tablo 6.1	Yatay yükler altında düğüm yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması ... 88
Tablo 6.2	Düşey yükler altında düğüm yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması .. 88
Tablo 6.3	Referans düğüm noktaları yerdeğiştirmeleri 89
Tablo 6.4	Köprü enine doğrultusundaki titreşim sırasında periyotlar ve toplam düğüm sayısı 91
Tablo 6.5	Düşey doğrultuda titreşim sırasında periyotlar ve toplam düğüm sayısı 92
Tablo 6.6	Yatay ve düşey spektral yükler altında düğüm noktalarında yerdeğiştirmelerin karşılaştırması 96
Tablo 6.7	Enine doğrultuda Model-2 için hesaplanan periyotlar 98
Tablo 6.8	Boyuna doğrultuda Model-2 için hesaplanan periyotlar 98
Tablo 6.9	Düşey doğrultuda model-2 için hesaplanan periyotlar..... 98
Tablo 7.1	A_n ve B_n katsayıları ile genelleştirilmiş rijitlikler 108
Tablo 7.2	Viyadük ayağı için özdeğerler ve periyotlar 135
Tablo 7.3	Çapraz korelasyon katsayıları (β) 136
Tablo 7.4	Taban eğilme momenti varyanslarında çapraz terimlerin etkisi ($\xi=0.2$)..... 143
Tablo 7.5	Taban kesme kuvveti varyanslarında çapraz terimlerin etkisi ($\xi=0.2$)..... 143

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1	: Matematiksel model ve kuvvetler.....	24
Şekil 3.1	: Ayırıklaştırılmış sistem ve toplanmış kütle modeli	31
Şekil 3.2	: Köprü enkesiti ve elastomerik mesnetler	32
Şekil 3.3	: Köprü enkesit ve elastik mesnet sonlu eleman modeli	32
Şekil 3.4	: Sismik yalıtımlı köprü ayağında kuvvet-yerdeğiştirme değişimi ve viskoz sönüm alanı	35
Şekil 3.5	: Sismik yalıtımsız (a) ve yalıtımlı (b) titreşim mod şekilleri	36
Şekil 3.6	: EC8 İvme ve yerdeğiştirme davranış spektrumu	37
Şekil 3.7 ..	: Tabakalı kauçuk mesneden tipik gerilme-şekil değiştirme diyagramı	38
Şekil 3.8	: Elastomer mesnet türleri	39
Şekil 3.9	: Eğilme etkisinde rijit sınırlayıcı tabakalar arasında kauçuk yatak	45
Şekil 3.10	: Taban yalıtımlı çerçeve genel davranışı	46
Şekil 3.11	: Köprü Ayağı ve elastomerik mesnetler	47
Şekil 3.12	: BRIFEAP programı giriş ve çıkış bilgileri	48
Şekil 3.13	: BRIFEAP sonlu eleman modeli programı akış diyagramı	49
Şekil 4.1	: Rasgele dinamik davranış şematik gösterimi	50
Şekil 4.2	: Doğrusal tek serbestlik dereceli bir sistemin giriş ve çıkış işleyimi ..	52
Şekil 4.3	: Elcentro 1940 DB bileşeni güç spektrumu	57
Şekil 4.4	: Elcentro 1940 DB bileşeni yumuşatılmış güç spektrumu	57
Şekil 4.5	: P(t) İşleyimi İçin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu	58
Şekil 4.6	: P(t) işleyimi beyaz gürültü modeli için otokorelasyon fonksiyonu ...	59
Şekil 4.7	: Güç spektrum yoğunluk fonksiyonları	60
Şekil 5.1	: Deprem hareketi ivme kaydı	61
Şekil 5.2	: Anakayadan üst yapıya ilerleyen yer hareketi	62
Şekil 5.3	: Rasgele değişken (x) olasılık yoğunluk fonksiyonu	66
Şekil 5.4	: Rasgele işleyimin örnek fonksiyonu	66
Şekil 5.5	: Filtrelenmiş durağan beyaz gürültü için güç spektrumu	69
Şekil 5.6	: Benzeştirilmiş kayıtlar için zarf fonksiyonu	71
Şekil 5.7	: Benzeştirilmiş bir kayıt için zarf fonksiyonu etkisi	72
Şekil 5.8	: 1992 Erzincan KG bileşeni için güç spektrum yoğunluk fonksiyonu ..	73
Şekil 5.9	: 1940 Elcentro KG bileşeni zemin türleri için güç spektrum fonksiyonları	75
Şekil 5.10	: 1992 Erzincan KG depremi zemin türleri güç spektrumu fonksiyonları	76
Şekil 5.11	: Düşey ve yatay yer bileşeni $\times 2/3$ güç spektrumları karşılaştırılması ..	76
Şekil 5.12	: Benzeştirilmiş ivme kayıtları (1992 Erzincan KG bileşeni için)	78
Şekil 5.13	: Benzeştirilmiş yer hareketleri için ivme spektrumları	79
Şekil 5.14	: Kaydedilmiş yer hareketi ile benzeştirilmiş yer hareketi spektrumları	80

Şekil 5.15 : Zemin türleri için benzeştirilmiş yer hareketlerinin güç spektrumları ve eğrinin düzleştirilmesi	81
Şekil 5.16 : Kaydedilmiş ve benzeştirilmiş yer hareketleri için zemin türlerine ait güç spektrumlarının karşılaştırılması	82
Şekil 5.17 : Yer hareketleri için genliklerin dağılımı	83
Şekil 5.18 : Yer hareketleri için olasılık yoğunluk fonksiyonları	84
Şekil 5.19 : SIMEARTH programı akış diyagramı	85
Şekil 6.1 : Model-1:Basit köprü modelinde 3 doğrultuda sonlu eleman ağı	86
Şekil 6.2 : Çubuk elemanlı köprü modelinin kontrol amaçlı sınanması ve SAP2000 ile karşılaştırma amaçlı enine ve boyuna doğrultuda uygulanan yükler	87
Şekil 6.3 : Referans düğüm noktalarında kontrol amaçlı yatay ve düşey birim yükleme	89
Şekil 6.4 : Sistem sonlu eleman ve toplanmış kütle modeli	90
Şekil 6.5 : Enine doğrultuda doğal titreşim modları	91
Şekil 6.6 : Düşey doğrultuda titreşim modları	92
Şekil 6.7 : Örnek yapısal sistemin elevasyon ve tabliye enkesiti	94
Şekil 6.8 : Kutu giriş boykesit ve enkesit değişimi	95
Şekil 6.9 : Viyadük sonlu eleman modeli ve düğümlerde toplanmış kütleler	95
Şekil 6.10 : Viyadükte seçilen referans düğümleri	97
Şekil 6.11 : İndirgenmiş eşdeğer sistemde sonlu eleman modeli	97
Şekil 6.12 : Viyadük enine titreşim modları	99
Şekil 6.13 : Dinamik çözümleme için geliştirilen BRIDAP programı akış diyagramı	101
Şekil 7.1 : Stokastik çözümleme için geliştirilen BRISTOCAP programı akış diyagramı	104
Şekil 7.2 : Orta ayak taban kesme kuvvetleri varyansları ($\xi=5\%$)	109
Şekil 7.3 : Güç spektrumu eşdeğer alanı ile hesaplanan kesme kuvvetleri varyansları($\xi=5\%$)	110
Şekil 7.4 : Sönüm oranı $\xi=2\%$ için orta ayak taban kesme kuvveti varyansları	111
Şekil 7.5 : Viyadük orta ayakta eğilme momenti varyansları ($\xi=5\%$)	112
Şekil 7.6 : Sönüm oranı $\xi=2\%$ için orta ayak taban eğilme momenti varyansları	113
Şekil 7.7 : Sönüm oranı $\xi=5\%$ için orta ayak taban tepkilerinin zemin türüne göre değişimi	114
Şekil 7.8 : Sönüm oranı $\xi=2\%$ için orta ayak taban tepkilerinin değişimi	115
Şekil 7.9 : Orta ayak taban kesme kuvvetinin sönüm oranlarına bağlı olarak değişimi	116
Şekil 7.10 : Orta ayak taban eğilme momentinin zemin türleri için sönüm oranlarına bağlı olarak değişimi	117
Şekil 7.11 : Zemin türleri için orta ayakta davranışın varyans değerleri ($\xi=2\%$)	118
Şekil 7.12 : Zemin türleri için orta ayakta davranışın varyans değerleri ($\xi=5\%$)	119
Şekil 7.13 : Zemin türleri bakımından sönüm oranlarına göre varyanslar	119
Şekil 7.14 : Tüm ayaklar için taban eğilme momentleri (kaydedilmiş ve benzeştirilmiş yer hareketi)	120
Şekil 7.15 : Tüm ayaklar için taban kesme kuvvetleri (kaydedilmiş ve benzetilmiş yer hareketleri)	121
Şekil 7.16 : Zemin türlerine göre viyadük için ayak tabanı tepkileri	122
Şekil 7.17 : Sağlam zemin için benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde iki ayakta taban kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri ($\xi=5\%$) ...	123

Şekil 7.18 : Zemin türüne göre tüm ayaklarda taban kesme kuvvetleri ve eğilme momenti varyansları ($\xi=2\%$).....	124
Şekil 7.19 : Sönüm oranlarına göre tüm ayaklarda taban kesme kuvvetleri varyansları.....	125
Şekil 7.20 : Sönüm oranlarına göre tüm ayaklarda eğilme momenti varyansları	126
Şekil 7.21 : Ayak üst uçlarında yerdeğiştirmeler ve varyansları ($\xi=5\%$).....	127
Şekil 7.22 : Ayak üst uçlarında yerdeğiştirmeler ve varyansları ($\xi=2\%$).....	128
Şekil 7.23 : Ayak üst uçlarında yerdeğiştirmelerin toplum ortalaması	129
Şekil 7.24 : Ayak üst uçlarında sönüm oranlarına bağlı yerdeğiştirme varyansları.....	129
Şekil 7.25 : Viyadük açıklıklarında tabliye toplum ortalaması yerdeğiştirmeleri ($\xi=5\%$)	130
Şekil 7.26 : Tabliye yerdeğiştirmeleri varyansları ($\xi=5\%$).....	131
Şekil 7.27 : Tabliyede zemin grupları için ortalama yerdeğiştirmeleri ($\xi=5\%$)	131
Şekil 7.28 : Tabliye yerdeğiştirmeleri varyanslarının karşılaştırılması	132
Şekil 7.29 : Viyadük ayak modeli.....	133
Şekil 7.30 : Viyadük ayağındaki titreşim mod şekilleri	134
Şekil 7.31 : Ayak taban tepkileri varyanslarının karşılaştırılması ($\xi=5\%$).....	138
Şekil 7.32 : Ayak taban tepkileri varyanslarının karşılaştırılması ($\xi=2\%$).....	139
Şekil 7.33 : Ayak taban tepkileri için toplum ortalamasına ait değerlerin karşılaştırılması	140
Şekil 7.34 : Ayak taban tepkileri için varyansların değişimi ($\xi=5\%$).....	141
Şekil 7.35 : Orta sertlikte zemin türü için taban tepkilerinin yer hareketleri etkisinde değişimi	142
Şekil 7.36 : Sert zemin türü için taban tepkilerinin yer hareketleri etkisinde değişimi	142
Şekil A.1 : Sonlu eleman tipi ve serbestlikler	160
Şekil A.2 : Global ve yerel eksen takımları.....	160
Şekil B.1 : Prizmatik sabit kesitli çerçeve çubuklar için eleman rijitlik matrisi	161
Şekil B.2 : Değişken kesit elastiklik katsayıları için birim yüklemeler	162
Şekil C.1 : Eksen takımları ve doğrultu kosinüsleri.....	163

SEMBOL LİSTESİ

$a(t)$	: Zarf fonksiyonu
b	: Spektrum yumuşatmada bant genişliği
C_i	: Genelleştirilmiş sönüm
C_n	: Fourier dönüşüm katsayıları
E_c	: Kauçuk sıkışma modülü
$(EI)_{eff}$	: Etkili eğilme rijitliği
$F(\omega)$	: Fourier dönüşümü
$H(i\omega)$	: Kompleks frekans davranış fonksiyonunu
$ H_f(\omega) ^2$	: Düşük frekanslı bileşenleri filtreme fonksiyonu
$ H_g(\omega) ^2$	: Yüksek frekanslı bileşenleri filtreme fonksiyonu
$[k]_{xyz}$	: Sistem koordinatlarında eleman rijitlik matrisi
M_i, K_i	: Genelleştirilmiş kütle ve rijitlik
M_m	: Kauçuk mesnet maksimum eğilme momenti
P_i	: Genelleştirilmiş kuvvet vektörü
$\{p(t)\}$	: Kuvvet vektörü
$R_z(\tau)$	: Otokorelasyon fonksiyonu
S	: Şekil faktörü
S_o	: Güç spektrumu şiddeti
$S_p(\omega)$	: $p(t)$ işleyimi güç spektrum yoğunluk fonksiyonu
$S_v(\omega)$	: Güç spektrum yoğunluk fonksiyonu
$S_{v_m v_n}(\omega)$	: Giriş ve çıkış işleyimi güç spektrum yoğunluk fonksiyonu
$S_{x1}(\omega), S_{x2}(\omega)$	: Filtrelenmiş güç spektrum yoğunluk fonksiyonları
$[T]$	: Dönüşüm matrisi
TF	: Transfer fonksiyonu
t_r	: Kauçuk tabaka kalınlığı
$\{v\}$	: Yerdeğiştirme vektörü
$v(t)$	: Yapısal davranış
$\{\ddot{v}\}$	: İvme vektörü
$Y_i(t)$	: Normal koordinatlar
$\langle x_r^2(t) \rangle$	: Karesel değişim
γ_c	: Kauçuk kayma şekil değiştirmesi
ϵ_c	: Kauçuk basınç şekil değiştirmesi
$1/\rho$	: Eğrilik yarıçapı
$\sigma_M^2(t)$	: Eğilme momenti varyansı
$\sigma_v^2(t)$	: Kesme kuvveti varyansı
$[\phi]$	: Modal matris
ω_g, ξ_g	: Karakteristik sönüm ve karakteristik yer frekansı

KUTU KİRİŞLİ KÖPRÜLERİN STOKASTİK DİNAMİK ANALİZİ

ÖZET

Yapısal sistemlerin yer hareketleri ve dinamik yükler etkisinde davranışı statik yükler etkisindeki davranışından daha karmaşıktır. Yer hareketlerini içeren dinamik yüklere maruz sistemlerin davranışı ve karakteristiğini belirlemek üzere araştırmalar uzunca süredir uygun modellerin bulunması üzerinde odaklanmıştır. Geleneksel dinamik analizlerde rüzgar, dalga etkisi ve deprem tipi hareketlere maruz yapısal sisteme ait çıkış parametrelerinin zamanla değişimi, salınımların deterministik bir zaman değişimi olduğu kabulü ile elde edilmektedir. Ancak yer hareketleri deterministik hareketlerden daha çok olasılıklı özelliğe sahiptir. Olası bir yer hareketinde ortaya çıkan bir frekans içeriği ve genlikleri zamana bağlı olarak rasgele biçimde oluşmaktadır. Yapısal sistemlerin elemanları, açıklıkları ve kesit boyutları bakımından da ek belirsizlikler içermesi davranışı karmaşık hale getirmektedir. Problem, bölgenin sismik aktivitesine bağlı olarak sistemin bir depreme maruz kaldığı kabulü ile basitleştirilebilir. Bu ise belirli bir yer hareketi kaydı öngörülerek deterministik bir yaklaşım veya yer hareketlerinin belirsizliklerini içeren stokastik bir yaklaşım kullanımı ile yapılabilir. Çalışmada yer hareketinin karakterize edilmesi ve uygun bir stokastik modeli ile ayrıntılı olarak ele alınmasını içeren ikinci yaklaşım modeli kullanılmıştır.

Bu çalışmada çok açıklıklı değişken kutu kesitli sürekli kirişleri olan elastomer mesnetli köprüler, sonlu eleman yönteminin kullanımı ile ele alınmıştır. Köprülerin kuvvetli yer hareketleri etkisinde olduğu öngörülmüştür. Köprünün dinamik davranışı farklı zemin tiplerine bağlı olarak rasgele titreşim kuramına dayalı stokastik analiz yöntemi ile belirlenmektedir. Kaydedilmiş ve benzeştirilmiş olmak üzere iki tür yer hareketi göz önüne alınmıştır. Bölgede kaydedilmiş bir yer hareketi etkisindeki köprü, stokastik yöntemlerle çözümlemesi yapılmıştır. Her zemin grubu için benzeştirilmiş deprem ivmeleri bölgenin sismik aktivitesine bağlı olarak elde edilmektedir. Stokastik dinamik analizler ile köprü sisteminde yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvvetleri gibi yapısal tepkiler için frekans ortamında hesaplanan sayısal sonuçlar gösterilmiştir. Bu sonuçlar, deterministik dinamik yöntemlerle zaman ortamında yapılan analizlerden elde edilen değerlerle karşılaştırılmıştır.

Stokastik dinamik çözümleme yöntemi, rijitlik ve kütle matrislerini içeren sonlu eleman yöntemi ile ele alınmakta ve bir viyadük sistemine uygulanmaktadır. Stokastik dinamik analizleri gerçekleştirmek üzere geliştirilen bilgisayar programlarına veri üretecek şekilde viyadük sisteminin ayrıklaştırılarak sonlu elemanlarla modellenmesi için BRIFEAP ve dinamik analizleri için BRIDAP gibi farklı bilgisayar programları kodlanmıştır.

İç kuvvetlerin davranışına ait tepki değerlerinin yer hareketinin ivmelerine bağlı olarak bir elemanda ortaya çıkarılması, farklı zemin türleri için yapılmıştır. Çözümlemelerde sonuçlar frekans ortamında yapılan analizlerden elde edilmiştir. Bu sonuçlar deterministik çözümlemelerde kullanılan spektral analiz ve zaman tanım alanı çözümleri ile kıyaslanmıştır.

İlk aşamada programların altyapısını oluşturmada kolaylık sağlaması yönüyle küçük bir viyadük modeli üzerinde programlar geliştirilmiştir. Bu sistem için geliştirilen bilgisayar programları ile yapılan çözümlemeler sonucunda bulunan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri ve dinamik karakteristikleri, bir paket programı (SAP2000) çözümlemesine ait sonuçlarla değerlendirilmek üzere karşılaştırılmıştır. Bu aşamadan sonra gerçek boyutlarda kutu kirişli bir viyadük sisteminde analizlerin yürütülmesi için yapısal sistemi mümkün olduğunca temsil edebilecek şekilde programlarda ilave ve iyileştirmeler yapılmıştır. Elastomer mesnetlerin rijitlikleri, köprü üst yapısına esneklik kazandırarak yer hareketi esnasında yapısal sistemlerde oluşan atalet kuvvetlerini azaltmaktadır. Elastomer mesnetlerin rijitlikleri mekanik özelliklerine bağlı olarak ilgili mevcut bağıntılar ve şartnameler ile analizlerde yer almaktadır.

Sonlu eleman modelinde değişken kesitli viyadük sistemi, 12 serbestlik dereceli prizmatik elemanlarla ayrıklaştırılarak bir ağ oluşturulmaktadır. Sistemin dinamik karakteristikleri, yerel koordinatlarda kurulan eleman rijitlik matrislerinden uygun dönüşüm matrisleri yardımıyla teşkil edilen sistem rijitlik matrisi ile elde edilmektedir. Bir viyadüğün yapısal sistemindeki yayılı kütleli elemanların düğüm noktalarında toplanmıştır. Statik yükler altında denge denklemleri ve dinamik yükler için hareket denklemleri sistemin bu düğümlerinde gözönüne alınarak teşkil edilmektedir. Serbest titreşim periyotları ve bunlara karşı gelen mod şekilleri gibi serbest titreşim parametreleri, dinamik rijitlik matrisi ile belirlenmektedir. Ayrıca, bu matris sistemin zorlanmış titreşiminde de kullanılmıştır.

Sistemin dinamik rijitliğinin, hesap hacmini ve çözümleme süresini azaltmak üzere viyadükte seçilen referans düğümleri arasında bulunan elemanlarca tanımlanması amacıyla eşdeğer viyadük modeli belirlenmiştir. Serbest titreşim bağıntılarındaki serbestlikleri azaltmak üzere kütle matrisinde ve rijitlik matrisinde ikinci bir indirgeme işlemi yapılmaktadır. İndirgenmiş dinamik rijitlik matrisleri esas alınarak yapılan dinamik analizlerle, eşdeğer viyadük sisteminin gerçek viyadüğü kabul edilebilir bir hassasiyetle temsil edebildiği gösterilmiştir.

Rasgelelik özellikleri bakımından yer hareketlerindeki pek çok belirsizlik nedeniyle deterministik bir çözümleme imkansız hale gelmektedir. Rasgele değişim gösteren yer hareketleri dikkate alınmıştır. Stokastik analizler, bölgede kaydedilmiş yer hareketinin güç spektrum yoğunluk fonksiyonları kullanılarak yürütülmüştür. Yer hareketleri, Tajimi ve Penzien'nin transfer fonksiyonları ile filtreden geçirilmiştir. Bu amaçla, farklı zemin türleri için güç spektrum yoğunluk fonksiyonları ile sabit güç spektrum şiddetleri elde edilmektedir.

Kaydedilmiş kuvvetli yer hareketinin ilgili doğrultuları için anakaya seviyesinde ve 3 zemin türünde olmak üzere 20 şer adet benzeştirilmiş yer hareketi türetilmiştir. Daha sonra parametreleri regresyon analizi ve deneme-yanılma ile bulunan zarf fonksiyonları bu yer hareketleri için belirlenmiştir. Bu eğrilerin kullanımı ile durağandışı benzeştirilmiş deprem kayıtları elde edilmiştir. Ayrıca, benzeştirilmiş yer hareketleri esas alınarak farklı zemin türleri ile anakaya seviyesinde ortalama ivme spektrumları elde edilmiştir. Bu spektrumlar kaydedilmiş yer hareketine ait ivme

spektrumları ile karşılaştırılmıştır. Benzer şekilde kaydedilmiş bir hareketine dayalı olarak filtreden geçirilmiş zemin türlerine ait yer hareketleri için hesaplanan güç spektrumları, benzeştirilmiş yer hareketleri için elde edilen ortalama güç spektrumları ile karşılaştırılmakta ve aralarında yakın bir uyum olduğu gözlenmiştir. Kaydedilmiş yer hareketinin anakaya seviyesinde ve farklı zemin tiplerine göre benzeştirilmesi için SIMEARTH adlı bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Genlikleri durağandışı özelliğe sahip yer hareketleri stokastik bir işleyim olarak kabul edilmekte ve onun viyadük sisteminde meydana getireceği yapısal tepkilerin değişimi, frekans ortamında yapılan stokastik analizlerle belirlenmektedir. Sistemdeki çıkış ile giriş işleyimi arasında uygun fonksiyonlarla bir ilişki kurularak davranış, varyans ve toplum ortalaması gibi istatistiksel anlamda tanımlı büyüklüklerle ifade edilmektedir. Analizlerde kullanılan yer hareketi için filtrelenmiş Beyaz Gürültü modelini esas alacak şekilde geliştirilen BRISTOCAP adlı bilgisayar programı ile stokastik analizler yürütülmüştür.

Viyadük sisteminde basitleştirme olmaksızın yapılan stokastik dinamik analizler ile deterministik dinamik analizlerin ardından orta ayak için basit bir model oluşturularak stokastik çözümler yapılmıştır. Tek ayak çözümlemesinde, kiriş alt gövde başlığı ile ayaklar arasında bulunan elastomer mesnetler dikkate alınmıştır. Yatay ve düşey yer hareketlerine aynı anda maruz ayak modelinde kaydedilmiş ve benzeştirilmiş yer hareketleri göz önüne alınmıştır. Taban kesme kuvvetleri ile devrilme momentleri için, farklı sönüm oranları ve bulunduğu zemin ortamına bağlı olarak ortalama büyüklükler ve varyanslar hesaplanmıştır. Bulunan sonuçlar deterministik dinamik analiz sonuçları ile de karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, çözümleme süresi ve hesap hacmi bakımından; stokastik yöntemin deterministik yöntemle kıyasla üstünlükleri belirtilmiştir.

STOCHASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF BOX-GIRDER BRIDGES

SUMMARY

Behavior of structural systems subjected to dynamic loads and ground motions is more complex than those of system under static loads. For a long time researches have focused on finding suitable models to determine the characteristics of the systems and their behavior, under the assumption that the system is subjected to dynamic loads including ground motions. In the traditional dynamic analysis the time variations of the output parameters of the structural system subjected to wind, wave effect and earthquake type motions are obtained by assuming a deterministic time variation of the external excitations. However, ground motions have more probabilistic character than deterministic one. A probable ground motion comes into being have a certain frequency content and its amplitudes occur in a random manner with respect to time. Structural systems have additional larger uncertainties in respect of the structural elements, such as, their spans and cross sectional dimensions which may lead to complex behavior. The problem can be simplified by assuming the system subjected to earthquake which depends on seismic activity of zone. It can be done by using a deterministic approach by assuming a specific ground motion record or a stochastic approach by including uncertainties of ground motion. The later approach has been used in this study by adopting a proper stochastic model and by characterizing ground motions which are discussed in detail in the present thesis.

In the thesis, bridges having long spans, continuous box-girders and elastomeric bearings, are studied by using the finite element method. The bridges are assumed to be under the effect of strong ground motions. Dynamic behavior of the bridge is determined by considering various soil types by using stochastic analysis method based on the random vibration theory. Two types of ground motions are taken into consideration: Recorded ones and simulated ones. The bridge under a recorded ground motions at local site is analyzed by using stochastic methods. Simulation ground motions are taken into account for each soil type of seismic activity of zone. The numerical results by using the stochastic dynamic analyses for the bridge are obtained and the structural response such as displacements, bending moments and shear forces are obtained and displayed results in frequency domain. They are compared with the results obtained by using the deterministic dynamic analysis in time domain.

The stochastic dynamic analysis applied to a viaduct system is carried out by adopting finite element method, which requires evaluation of the stiffness and mass matrices. For this purpose, producing data to the main various computer programs have been developed, such as, BRIFEAP to assemble finite elements of the bridge and BRIDAP to perform dynamic analyses.

Response parameters of internal forces depending on ground motion record are evaluated for various soil types. In the analysis results are obtained in frequency

domain. These results are compared with those of the deterministic spectral and time history analysis.

Programs are developed for a small viaduct model and dynamic analyses are carried out by constituting substructure procedures at the beginning. Having carried out the analyses by developing computer programs for the system, the displacements of the nodal points and the dynamic characteristics have been compared with those of the program (SAP2000) to assess the program developed. Later, the analyses of an actual box-girder viaduct having elastomeric bearings, have been carried out by making additions and improvements to the programs to represent the structural of system as accurately as possible. The stiffness of elastomeric bearings decreases inertia forces due to ground motion by providing flexibility to the superstructure of the viaduct. The analysis includes the governing equations and specifications of the elastomeric bearings stiffness depending on its mechanical properties.

The finite element model of the viaduct system having variable section is developed by discretizing and by using prismatic beam elements of 12 degrees of freedom and a suitable mesh is constituted. The dynamic characteristics of system are obtained by developing the stiffness matrix obtaining of the system which is formed by combining the element stiffness matrices obtained in local coordinates by using proper transformation. The structural system of a viaduct has distributed mass which lumped at the nodal points of the elements. Equations of equilibrium for the system subjected to static loads and equations of the motion for the system subjected to dynamic loads are developed by considering the nodal points of the system. The dynamic stiffness matrix is used for evaluating free vibration parameter of the system, such as, the free vibration periods and corresponding modal vibration shapes. It is also used for the forced vibration analysis of the system.

An equivalent (or reduced) model of viaduct is developed by considering the elements only which connect the selected reference nodal points to reduce the computation volume and time. A second reduction is done in the mass and stiffness matrices for decreasing the number of the freedom which governs the free vibration of the system. By performing dynamic analysis with reduced the dynamic stiffness matrices it is showed that the reduced model of the system can represent the actual system with an acceptable accuracy.

Since ground motions have several types of uncertainties due to its random properties, a deterministic analysis of the system is not realistic. In the present thesis ground motions having random variation are considered. Stochastic analysis is carried out by using the power density function of the ground motion which recorded at local site. They are filtered by adopting the transfer functions of Tajimi and Penzien. For this purpose, the corresponding power spectral density functions and the constant power spectral magnitudes are obtained for various types of soils.

Twenty simulated ground motions in these directions are generated for each type of soils and bedrock level. Afterwards, the parameters of the envelope curves for the generated ground motions are evaluated by using regression analysis and trial-and-error method. By using these curves, nonstationary simulated ground motion are obtained. Furthermore, average acceleration spectrums are obtained by using the simulated ground motions for various types of soil and bedrock. These spectra are compared with those of the recorded ground motions. Similarly, the power spectra obtained from the filtered recorded ground motions are compared with the average power spectra of the simulated ground motions and a closed agreement is found

between them. For simulation of the recorded ground motions a computer program SIMEARTH is developed for various types of soil and at the bedrock level.

Ground motions having amplitudes of nonstationary character are assumed to be stochastic process and their structural response has been determined by the stochastic analysis in the frequency domain. By using proper functions between the output and the input process of the system, the results are expressed in terms of variance and median of the ensembles by using conventional statistical definitions. The filtered white noise model, for ground motion adopted in the analysis, for this purpose, the stochastic analysis is carried out by developing the computer program BRISTOCAP.

Having performed stochastic and deterministic dynamic analyses for the viaduct without making any simplification, a simple model representing one of the middle piers is developed and the corresponding stochastic analyses are carried out. In these analyses, the single pier having elastomeric bearings at the supports of the beam and the pier is considered. The pier is assumed to be subjected to horizontal and vertical ground motions simultaneously and the recorded and simulated ground motions are taken into consideration. The variances and average values of the base shear force and the overturning moment are obtained for various ratio of damping and for soil types. The results are compared with those of the deterministic analysis as well. Finally, the advantages of the stochastic method over the deterministic one have been expressed in respect to the duration of the analysis and the calculation volume.

1.GİRİŞ

1.1. Genel Bilgi ve Çalışmanın Kapsamı

İnşaat mühendisliğinde yapısal tasarımın amacı, herhangi bir yapının veya köprünün öngörülen muhtemel etkiler altında oluşan tepkilerin belirli bir süre ve güvenlik seviyesinde olması koşuluyla tasarlanan performans seviyesinde işlevini yerine getirmesidir. Statik analizden farklı olarak, dinamik bir problemin çözümünde elemanların kütlelerinin neden olduğu atalet kuvvetleri ve zamana bağlı olarak etkiyen dış yükler söz konusudur. Bu yükler belirli bir aralıkta zamanla tekrar eden genliklere sahip periyodik bir kuvvet olabileceği gibi, kısa süreli bir darbe veya genlikleri ve frekans içeriğinin yanısıra yön ve doğrultuları da zamana bağlı olarak değişen hareketlerin oluşturduğu kuvvetler olabilir. Deprem, rüzgar ve okyanus dalgaları gibi büyük değişkenlik içeren yükler, mühendislik problemlerinin çözümünde bir takım kabullere dayalı olarak gözönüne alınır, ancak bu yüklerdeki belirsizlikler davranışın kesin olarak belirlenmesini engeller. Deterministik olmayan bu yükler altındaki davranış için belirsizlikleri gözönüne alacak farklı modellere ihtiyaç vardır.

Yer hareketlerinin önceden tahmin edilememesi ve meydana gelen farklı salınımların içerdiği yüksek ve düşük frekanslı bileşenlerinin zamana bağlı olarak geniş bir frekans aralığında her hangi bir anda ortaya çıkması bu hareketin belirsizliğine diğer bir deyişle deprem hareketinin rasgele değişkenler olarak etkimesi sonucunu verir. Dinamik analizlerde önemli karakteristikler olan başlangıç koşulları, yapı özellikleri ve dinamik yüklerin kesin bilindiği duruma karşı gelen davranışın maksimum tasarım yükü gibi çeşitli ölçütlerle belirlenmesi deterministik çözüm olarak yeterli olurken, deprem hareketinde olduğu gibi etkiyen yüklerin rasgele olması durumunda davranış belirsizlikler içerir ve deterministik olmayan rasgele titreşim teorisi analizi, davranışın daha doğru şekilde ortaya çıkarılmasını sağlamaktadır. Dolayısıyla, yapı sistemlerinin dinamik analizlerinde, kuvvetler ve oluşan tepkilerin rasgele titreşim kuramına göre değişimlerinin istatistiksel ortalama ve olasılığa bağlı değerlerle

tanımlanması, diğ er bir ifadeyle stokastik analiz yapılması uygun bir yaklaşımdır. Yer hareketlerinin modellenmesinde, Beyaz Gürültü ve Filtre Edilmiş Beyaz Gürültü modelleri kullanılmaktadır. Rasgele bir etki veya tepkinin ifade edilmesinde kullanılan, güç spektrumu yoğ nluk ve özilişki fonksiyonu ile olasılık yoğ nluk fonksiyonları rasgele titreşim kuramına dayalı olarak yapılan analizlerde yer alan önemli fonksiyonlardır. Stokastik analiz sayesinde, zaman ortamından frekans ortamına geçilerek oluşan tepkiler istatistiksel büyüklüklerle belirlenmiş olmaktadır.

Herhangi bir yapı sisteminin analizinde olduğu gibi bir köprü sisteminin dinamik analizinde de deterministik yöntemlerle yapılan çözümlmeye kıyasla stokastik analiz yöntemi daha güvenilir sonuçlar vermesi bakımından yöntemin kullanımını önemli hale getirmektedir. Bu amaçla sistemde etkiyen yükler rasgele titreşim kuramına dayalı olarak istatistiksel değerlerle tanımlanmakta ve salınım hareketine bağlı olarak beliren dinamik karakteristikler ile tepkiler belirlenmektedir. Etkiyen yüklerin istatistiksel anlamda tanımlanmasına benzer şekilde dinamik davranış sonucunda oluşan tepkiler de istatistiksel olarak ifade edilmektedir. Bulunan sonuçlardan hareketle sistemin genel veya herhangi bir elemanı için risk analizi, bir başka ifadeyle güvenirlik durumu daha ileri   z mlmelerle olasılık teorisine dayalı olarak hesaplanabilir.

Günümüze kadar meydana gelen şiddetli depremlerde, pek çok köprü ve viyadük, sismik tasarımlarına uygun olarak beklenen davranışı göstermeyerek büyük hasarlar oluşmuş hatta bazıları yıkılmıştır. Dolayısıyla, sismik tasarımlar için gözönüne alınan mevcut yönetmeliklerin oluşan hasarlar neticesinde yetersiz kalması, köprüler için tasarım ölçütlerinin daha fazla parametrelerle belirlenmesini gerekli kılmıştır. Köprülerin tasarımında, sismik aktivitenin tam olarak belirlenememesi, faya yakın konumda bulunma etkisi, yer hareketinin yatay bileşeni yanında özellikle düşey bileşenin tasarımda yönetmelikçe verilen değerden daha büyük olması, yatay ve düşey bileşenin büyük değerlerde bir etkileşim halinde olması, davranışa uygun olmayan tasarım ve analiz modeli seçilmesi, dinamik etki faktörünün tasarımda göz önüne alınandan daha büyük çıkması, sismik talebin azaltılması için kullanılan sismik cihazların yerdeğiştirme sığasının yetersiz kalması ve stabilite problemleri köprü üst ve alt yapısında büyük hasarlara sebep olmuştur.

Uzun açıklıklı otoyol ve demiryolu köprülerinde geçmişte olduğu gibi günümüzde de kullanımı yaygın olan ince cidarlı kutu kirişli köprüler yüksek burulma rijitlikleri ve

ölü yüklerinin dolu gövdeli kirişlere göre düşük olması tasarımlarda önemli bir üstünlük sağlayarak çözümlerde uygun sonuçlar vermektedir. Büyük boşluk hacimleri içeren ve dikdörtgen veya trapez şekle sahip kesitler tek hücreli veya çok hücreli olarak düzenlenebilir. Köprü yapısına uygun olarak plandaki konumu doğrusal olan kirişler eğrisel tarzda da teşkil edilebilir.

Bu çalışmada sonlu elemanlar yöntemi dinamik analiz adımları ile birleştirilerek benzeştirilmiş kuvvetli yer hareketleri etkisinde köprü sisteminin rasgele titreşim teorisine göre stokastik analizleri yapılarak dinamik davranış belirlenmeye çalışılmış ve uygulanan yöntemin diğer dinamik analiz yöntemlerine göre avantaj ve dezavantajları bakımından değerlendirme yapılmıştır. Dinamik davranışa ait tepki değerlerinin istatistiksel olarak belirlenmesi ve belirli frekanslar aralığındaki yer hareketinin ivmelerine bağlı olarak bir elemanda iç kuvvetlerin değişiminin ortaya çıkarılması amacıyla çeşitli zemin türlerine göre frekans alanında yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar, spektral analiz ve zaman tanım alanı çözümleri ile kıyaslanarak frekans ortamında yapılan analizin sistemde düzensiz değişim gösteren etkilerin neden olduğu tepkileri tanımlamada kullanımı gösterilmiştir.

Statik ve dinamik denge denklemleri düğümlerde ifade edilen bu analizlerde elastik hesap teorisi esas alınmış ve sonlu eleman modellemesinde 3 adet öteleme ile 3 adet dönme serbestliği olmak üzere her düğümde toplam 6 serbestlik tanımlanmıştır. Kiriş sonlu eleman tipi ile modellenen köprü sisteminde yayılı kütleler düğümlerde toplanarak çok serbestlik dereceli sistem için serbest titreşim analizi yapılarak dinamik karakteristikler belirlenmiştir. Kuvvetli yer hareketinin beyaz gürültü ile modellenerek yapılan simülasyonundan türetilen benzeştirilmiş yer hareketleri etkisindeki sistemin modal analiz yöntemi ile dinamik çözümlemesini takiben stokastik analize geçilmiştir. Bu analizler için ilk olarak sistemin ayrıklaştırılarak 3 boyutlu sonlu eleman modellemesi ve analizi, ikinci olarak dinamik analizi ve son olarak stokastik analizlerin yapıldığı 3 ayrı bilgisayar programı geliştirilmiştir. Ayrıca kaydedilmiş yer hareketi için güç spektrum yoğunluk fonksiyonları hesaplanarak bunlara ait benzeştirilmiş ivme kayıtlarının frekans ortamından yararlanarak türetilmesi için de bir bilgisayar programının yazılmasına ihtiyaç duyulmuştur.

Yer hareketinin köprü ayaklarına bir faz farkı ile etkimesi hali, büyük açıklıklı köprülerde gerçek davranışı temsil eder. Ancak basitleştirme amacı ile bu çalışmada,

bütün ayaklara yer hareketinin aynı anda ulaştığı kabul edilmiştir. Stokastik dinamik hareketin bu aşamasında incelemeyi sınırlandırmak amacıyla zemin-yapı etkileşiminin neden olacağı davranış değişikliği çalışmada dikkate alınmamıştır. Köprü sisteminde elastomer mesnetlerin deprem esnasında çekmeye karşı güvenliğinin tam olarak sağlandığı kabulü yapılmıştır. Tek ayak üzerine oturan viyadüklerde burulma etkileri nedeni ile büyük hasarların olduğu geçmiş depremlerde gözlenmiştir. Çalışmada, burulma etkisi için gerek planda gerekse düşey eksen etrafında dönme hareketlerinin incelenmesi ilerideki çalışmalara bırakılmıştır. Viyadük sisteminin analizleri tasarım amaçlı olmayıp benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde davranış büyüklükleri, rasgele titreşim kuramı ve deterministik yöntemlerle hesaplanarak bulunan sonuçlar karşılaştırılmıştır.

1.2. Köprülerin Statik Çözümlemesi Üzerine Yapılmış Çalışmalar

Köprülerin depreme karşı tasarımında ilk yaklaşımlar olan statik çözümlemeler için Gates (1979), köprülerde Kaliforniya sismik tasarım ölçütlerinin gelişiminde göz önüne alınan etkenlerle ilgili bir çalışma yapmıştır. Kaliforniya’da Şubat 1971 yılındaki San Fernando depreminde köprülerde oluşan hasar, önceki depremlere göre çok fazladır. 1933’den 1971’e kadar büyüklükleri 5.4 ile 7.7 arasında değişen 11 adet depremden dolayı 1100 köprü etkilenmiştir. San Fernando depreminde ortaya çıkan deprem kuvveti, tasarım ölçütlerine göre belirlenen deprem kuvvetini büyük ölçüde aşarak önemli hasarlara neden olmuştur. Martin (1979), 1964 Niagata depreminde ($M=7.5$) meydana gelen zemin sıvılaşması nedeniyle çok sayıda köprü yıkıldığını, bu köprülerden merkez üssüne 55 km kadar uzaklıkta yer alanların olduğunu belirtmiştir. $M_w=8.4$ olan 1964 Alaska depreminde, Seward ve Copper nehirleri üzerinde bulunan kazık temelli pek çok köprü zemin sıvılaşması nedeniyle yıkılmıştır.

Mofatt ve Lim (1977), Kutu Kirişli Köprülerde Bazı Sonlu Eleman Uygulamaları adlı çalışmasında özellikle kutu kirişli köprü analizinde kullanım için uygun olan çok sayıda yeni sonlu elemanlara ait ayrıntılar vermişlerdir. Üç modele ait test sonuçları elemanların doğruluğunu göstermek için esas alınmıştır. Kutu kirişli köprü analizinde ekonomiklik ve doğruluk için gerekli eleman tipi ve boyutları hakkında önerilerde bulunmuşlardır. Eski sonlu eleman çözümlemelerinde eksenel şekil değiştirmesini gözönüne alan eğilmeli dikdörtgen eleman kullanılarak buna ait rijitlik

matrisi uzama ve eğilme elemanlarının matrislerinden oluşturulmuştur. Bu dikdörtgen eleman, 4 adet düğüm noktası olan ve θ_z -düzleminde dönme serbestliği olmayan daha genel olan paralelkenar (quadrilateral) elemanın özel bir tipidir. Gövdenin düzlemdeki eğilme hareketini temsil etmek üzere kutu kirişli bir köprünün analizinde bu elemanlar sıkça kullanılmaktadır.

Lim (1971) ve Sisodiya ile diğ.(1972), rijitlik matrisi daha yüksek mertebeden oluşan ve eksenel şekil değiştirmeyi gözönüne alan eğilmeli bir paralelkenar eleman kullanarak daha ekonomik çözümler elde etmişlerdir. Bu özel uzamalı-eğilmeli elemanın bir özelliği vardır; her bir düğümde düzlemdeki θ_z dönme serbestliği yerine ek bir fiktif $\partial v / \partial x$ serbestlik derecesinin var olduğu deplasman alanı alınmıştır. Bu elemanın düzlemdeki boyuna şekil değiştirmeleri eleman uzunluğu boyunca değişmez. Yerdeğiştirme fonksiyonları daha yüksek mertebeden elemanlar kullanılarak daha ekonomik çözümlerin elde edilip edilmeyeceğini ortaya çıkarmaya çalışmışlardır.

Chu ve Pinjarkar (1971), Yatayda Eğrisel Kutu Kirişli Köprüler adlı çalışmasında köprüyü yatayda dairesel plak parçaları ve düşeyde silindirik kabuk elemanlar olarak gözönüne alınmıştır. Daha önce Tung tarafından 1967 yılında iki gözlü köprü analiziyle ilgili bir metot sunulmuştur. Ancak yazara göre, mevcut analitik çözümler az çok hatalar içermektedir. Bunun nedeni eğrisel kutu kesitli, kirişli köprünün dilimli plak ve kabuk elemanlardan oluşması gereğinin hesaba katılamamasıdır.

Mikkola ve Paavola (1980), kutu kirişli köprülerin sonlu eleman analizi adlı çalışmasında, ince cidarlı elastik kutu kirişli köprülerin analizi için sayısal bir metot sunmuşlardır. Çalışmalarında, boyuna ve yanal eğilme, burulma, kesitin çarpılması, burulmalı ve düzlem dışına çarpılma ile kayma deformasyonlarını gözönüne alabilmişlerdir. Fortran IV programlama dilinde bir bilgisayar programı yapılmıştır. Test örneklerinden elde edilen sonuçlarla kıyaslanmıştır. Ancak, önerilen metot kayma gerilmelerinin dağılımını doğru bir şekilde tanımlamada yeterli değildir. Kayma gerilmelerinin sonlu parçalarda sabit dağılımlı lineer çarpılma fonksiyonları kullanılmış olup kaba bir yaklaşım elde edilmiştir. Sistemin eksen hattı boyunca parabolik ve kübik değişimlerini ifade eden çarpılma fonksiyonlarının ilavesiyle daha gerçekçi bir çözüm bulmuşlardır.

Shushkewich (1988), kutu kesitli, kirişli beton köprülerin analizi konusunda çalışmalar yapmıştır. Bu çalışmada kutu kirişli köprünün katlanmış plak, sonlu şerit ve sonlu eleman analiziyle öngörüldüğü gibi üç boyutlu gerçek davranışının düzlem bir çerçeve analiziyle beraber bazı basit membran denklemlerini kullanarak yaklaşık olarak hesaplanabileceğini göstermiştir. Yöntem, özellikle yanal eğilme için donatı belirlenmesine ve öngerilmelerin öngörülen seviyede olmasına izin verilmiş, bunun yanında tek gözlü beton kiriş köprülerde boyuna kayma ve burulma için etriyeler seçilebilmiştir. Yöntemin pratik problemlere nasıl uygulanabileceğini göstermek için üç örnek ele alınarak çalışma yapılmıştır.

1.3. Köprülerin Dinamik Çözümlemesi Üzerine Yapılmış Çalışmalar

Lee ve Yhim (2005), hareketli yüklere maruz uzun açıklıklı kutu kirişli köprülerin dinamik davranışını incelemek üzere; 4 düğüm noktalı Lagrange ve Hermit sonlu elemanları kullanarak 3 boyutlu olarak yaptıkları dinamik analizleri, deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Parametrik çalışmalarda, hareketli yüklerin kutu kiriş kesitinin farklı yerlerinde olması hali için dinamik davranışdaki değişiklikler üzerinde odaklanmışlardır. Sonlu eleman formülasyonunda, sistem rijitlik matrisinin teşkilinden önce 6×6 'lık bir dönüşüm matrisi, sistem eleman matrislerine dönüşüm için çıkarılmıştır. Dönüşümü ayarlamak için, her bir düğümdeki alışılmış 5 serbestliğe ilave bir burulma (drilling) serbestliği eklenmiştir. Üzerinde hareketli araçların bulunduğu öngerilmeli iki açıklıklı kutu kirişli köprünün sayısal hesap sonuçların deneysel çıktılarla bir uyum içerisinde olduğunu gözlemişlerdir.

Hareketli araçlar etkisindeki köprülerin dinamik davranışına ait deneysel ve teorik çalışmalar bir asrı aşkın yürütülmektedir. Teorik olarak, hareketli bir yük problemi ilk olarak kiriş kütesinin tekil sabit bir yükün kütesine kıyasla küçük olması durumu için ele alınmıştı (Willis,1849-Stokes,1849). 20'nci yüzyılda hareketli yükün bir sonucu olarak gözönüne alınan kiriş titreşimi çalışması, Timoshenko (1922), Jefcott (1929), Lowan (1935) ve Looney (1935) adlı araştırmacılar tarafından demiryolu köprülerinin idealleştirilmiş titreşimleriyle yürütülmüştür. Biggs (1959), çok sayıda saha incelemeleri yanında viskoz sönüm ile temel titreşim modunu esas alarak ve idealleştirmiş kiriş kullanarak köprülerin dinamik davranışı ile ilgili teorik çalışmalar yürütmüştür. Veletsos ve Huang (1970), 3 açıklıklı bir köprünün analizini yapmış, köprü ve araçların değişik ağırlık oranları, aks açıklıkları ve araç hızları gibi

farklı parametrelerin etkilerini incelemiştir. Araştırmacılar çalışmalarında, eğer bir yük köprü boyunca hareket ediyorsa sonlu şerit yönteminin hassas sonuçlar vermeyeceğini çünkü yükün tatbik noktası bir düğüm olarak alınmasını ve bu nokta civarında daha yoğun bir sonlu eleman ağı gerektiğini belirtmişlerdir. Bu çalışmada sonlu eleman yöntemi benimsenmiş ve her düğümünde bir burulma serbestliği de içeren 6 serbestlik derecesi kullanılmış ve böylece hareketli yükler altında bir köprünün dinamik analizinde sonlu şerit yöntemine göre daha hassas sonuçlara ulaşılabilmektedir. Bathe (1996) ve Zienkewicz ile Taylors (2000) hareketli yüklerin dinamik etkilerini gözönüne almadan, düzlem gerilme davranışına plak eğilmesinin dahil edilmesiyle elde edilen her düğümünde 5 serbestlikli kabuk elemanın katlanmış plaklara direkt olarak uygulanabilmesini içeren sonlu eleman çalışması sunmuşlardır. Lee ve Yhim yassı elamanı kullanan mevcut sonlu eleman yöntemi biraz daha genişleterek katlanmış kabuk elemanlar kullanarak hareketli yüklere maruz kutu kirişli köprülere uygulanmıştır. Çalışma sonucunda, uzun açıklıklı kutu kirişli köprüler için karmaşık dinamik etkilerin hassas bir şekilde belirlenmesinde köprüler için mevcut standart yönetmeliklerin yetersiz olduğu belirtilmiştir. Hareketli yükler altında bir köprünün dinamik davranışı özellikle yükün enkesitteki konumu, araçların hızı, ağırlığı ve köprü tipine bağlı olduğu için bu tür etkileri hesaba katan daha ayrıntılı standartlara ihtiyaç olduğunu belirterek bu etkilerin ihmal edilmemesi ve daha hassas sonuçlar elde edebilmek için bu tür sistemlerde katlanmış kabuk elemanlar kullanılması gerektiği sonucuna varmışlardır.

Park ve diğ. (2004), yakın fay yer hareketleri etkisinde Bolu viyadüğünün depremsel nitelik göstergesini değerlendirmek amacıyla bir çalışma yapmışlardır. Viyadük konum olarak kuzey Anadolu fayına oldukça yakın bir yerde bulunmakta ve 12 Kasım 1999 Düzce depreminde ($M_w=7.2$, maksimum yer ivmesi $0.8g$) fay yırtılması, iki ayakla kesişerek viyadük doğrultusuyla 25° lik bir açıyla devam etmiştir. Viyadük sisteminin sismik performansı, çok serbestlik dereceli bir modelin doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizi yapılarak incelenmiş ve özellikle kırık yüzeyini aşan 10 m açıklıklı kısım üzerinde odaklanmıştır. Mesnetler, artan deprem etkilerinde akarak enerji tüketen gereçler ile çok yönlü kayıcı mesnet yataklarından oluşmaktadır. Benzetim çalışmasında, yırtılma etkisi fay-paraleli doğrultusunda tüm yırtılma boyunca yer hareketinde oluşan 1.5m'lik öteleme, zıt yönlerde 0.75m statik kayma şeklindeki iki farklı yerdeğiştirme statik olarak modellenmiştir. Analizlerde

kullanılan yer hareketleri, kaydedilmiş uzak alan yer hareketlerine yakın fay özelliklerini içeren doğrultu atımları ve atım adımları dahil edilerek bölgedeki yerin özelliklerini temsil eden iki farklı yakın fay hareketi benzeştirilmesinden elde edilmiştir. Analizlerde, yapısal ve yay elemanları için lineer hesap, sismik izolasyon cihazları ve bağlantı elemanları için doğrusal olmayan hesap esas alınarak çözümler SAP2000 (Structural Analysis Program) paket programı kullanılarak yapılmıştır. Çalışmada, köprü tabliyelerinin göçmesinde kesme donatılarının enine ve boyuna doğrultuda önemli rolü olduğuna işaret edilmiştir.

Paraskeva ve diğ. (2006), köprülerin sismik değerlendirmesinde modal itme analizini genişleterek bir çalışma yapmışlardır. Daha yüksek modların etkilerini gözönüne almak için şimdiye kadar binalar üzerinde yoğunlaşmış olan pushover yaklaşımını genişleterek köprüler üzerinde yürütmüşlerdir. Köprülerde yüksek modlar binalara kıyasla daha kritik rol alırlar ve modal pushover analizinin köprüler için gelişimi daha fazla çaba gerektirmektedir. Köprünün sismik değerlendirmesi, 3 adet lineer olmayan statik ve zaman tanım alanında dinamik analizler ile yapılmıştır. Çalışmada, modal spektral analizi yapılan 1036m uzunluğunda 8 açıklıklı köprü de %90 etkin kütleyle ulaşmak için yüzlerce mod gerekebileceğini, bu köprüde ise 450 modun dikkate alınması gerektiği, dolayısıyla bunların içerisinde katılım oranları çok küçük olan modların varlığına işaret edilmiştir. İncelemesi yapılan başka bir köprü ise 638m uzunluğunda, 12m açıklıklı, 488m eğrilik yarıçaplı, genişliği 13m olan tabliyeli tek gözlü öngerilmeli kutu kirişlidir. Ayaklar içi boşluklu dikdörtgen kesitler şeklinde olup bazı ayaklar üzerinde tabliyeye mesnetlik yapan kayıcı mesnetler (boyuna doğrultuda öteleme ve hem enine hem boyuna dönme serbestliğine sahip) mevcut olup bazılarında ise tabliye ayaklara tam bağlı oturmaktadır. Sonlu eleman modellemesinde 3 boyutlu kiriş eleman modeli ve plastik mafsallar analiz için kullanılmıştır. Bu analizde köprünün yüksek modlardan en fazla etkilenen yanal davranışı üzerinde odaklanmışlardır. Dinamik karakteristikleri (yüksek modların etkinliği ve özellikle antisimetrik modlar açısından) ve düzensizlik derecesi gibi farklı parametrelerle çoklu modal pushover analizinin köprülere uygulanmasıyla daha iyi sonuçların ortaya çıkarılması için yeni çalışmalara ihtiyaç olduğunu belirtmişlerdir.

Kawashima (2000), betonarme köprülerin sismik tasarımı ile ilgili makalesinde, Northridge (1994), Kobe (1995), Chi-Chi (1999), Kocaeli ve Düzce (1999)

depremlerinde oluşan hasarlar neticesinde, yer hareketleri etkisindeki köprülerin büyük potansiyel tehlikelerle karşı karşıya olduğuna işaret ederek, özellikle Kobe depreminde, zemin sıvılaşmasının yanında betonarme köprü ayaklarında kayma dayanımının ve süneklik kapasitesinin yetersiz olmasının sonucu olarak bir çok köprüde büyük hasarlar gözlemlendiğini belirtmiştir. Bu deprem, yıllardır süren çalışma ve gözlemlere dayalı olarak hazırlanan mevcut yönetmeliklerde değişiklik için tipik bir örnektir ve 1995 yılından itibaren yapılan yeni araştırmalara dayalı olarak deprem yönetmeliklerinde kapsamlı değişikliklere neden olmuştur. Söz konusu değişiklikler; tasarım ivmesinin yakın alan yer hareketlerini kapsamı, belirli köprü tipleri için elastik olmayan dinamik analiz, çelik kayıcı mesnetler yerine kauçuk mesnetler ve sismik yalıtım kullanımı, mesnetlenme problemini çözen cihazların geliştirilmesi ve yer yüzeyindeki yanal yayılma etkisinin zemin sıvılaşması sonucu olarak dikkate alınmasını içermektedir. 1995 Kobe depreminde betonarme kolonların çökmesi nedeniyle köprülerde oluşan etkili hasarların bir sonucu olarak kolonların süneklik kapasitesinin artırılması için özel çalışmalar yapılmıştır. Köprü ayaklarında elastik ötesi davranışların büyük olması nedeniyle tasarımda, elastik ötesi bölgedeki davranışın dikkatli bir şekilde sınırlandırılması gerekmektedir. Deprem sonrasında oluşan hasar tiplerinden birisi de, çok sayıda ayak tabanında gözlenen eğilme kırılmalarıyla üstte meydana gelen büyük kalıcı yerdeğiştirmelerle bir tarafa doğru eğik kalmasıdır. Bu tip hasarın sonucunda, köprü ayaklarındaki kalıcı yerdeğiştirmelerin bir tanımı 1996 yılında Japonya’da tasarım yönetmeliklerine girmiştir:

$$u_r = S_{RDR}(\mu_r - 1)(1 - r)u_y \quad u_r < u_{ra} \quad (1.1)$$

u_r : kalıcı yerdeğiştirme

u_{ra} : izin verilen kalıcı yerdeğiştirme

S_{RDR} : davranış spektrumu kalıcı yerdeğiştirme oranı

μ_r : davranış süneklik katsayısı

r : bir kolonun akma sonrası rijitliğinin akma rijitliğine oranı.

Köprü ayaklarının sismik tasarımında $r=0$ alınırken, spektrum kalıcı yerdeğiştirme oranı 0.6 ve izin verilen kalıcı yerdeğiştirme oranı 1/100 alınmıştır.

Dicleli ve Buddaram (2006), sismik yatımlı köprülerin performansında yer hareketi karakteristiklerinin (frekans içeriği, şiddet) ve izolatörün etkisini incelemiştir. Bu

amaçla seçilen tipik sismik izolasyonlu köprülerin basitleştirilmiş yapısal modelleri oluşturulmuş ve 800'den fazla lineer olmayan zaman tanım alanı analizleri içeren parametrik çalışmalar yürütmüşlerdir. Ayrıca çalışmada AASHTO yönetmeliğinin sismik yalıtım tasarımı ile ilgili bazı önemli maddeleri incelenmiştir. Araştırmacılar yaptıkları bu çalışmanın sonucunda, köprülerde daha ekonomik ve daha iyi tasarımı sağlamak için köprü mühendislerine yönelik önemli tasarım tavsiyeleri ve değerlendirmelerde bulunmuşlardır. Çalışmada köprünün sismik davranışının, yer hareketine ait en büyük yer ivmesinin pik yer hızına oranının bir fonksiyonu olduğu bulunmuştur. Böylece doğru bir tasarım için, köprü yerinin karakteristiklerine göre sismik yer hareketinin seçimi hayati önem taşımaktadır. Ayrıca, yer hareketinin frekans ve şiddet karakteristiklerine dayalı olarak yalıtıcının karakteristik dayanımı seçilebileceği ve izolatörün elastik ötesi rijitliğinin sismik izolasyonlu köprülerin davranışında kayda değer bir etkisi olduğu sonucuna varmışlardır. İzolatörün maksimum yerdeğiştirmesi, yer hareketinin a_{maks}/v_{maks} (maksimum ivmenin maksimum hıza oranı) oranına bağlı olarak artar ve v_{maks}^2/a_{maks} oranı ile azalmaktadır. Yer hareketlerinin a_{maks}/v_{maks} yüksek oranları için izolatörün karakteristik dayanımı, izolatörün maksimum deplasmanı üzerinde ihmal edilebilir bir etkiye sahip olduğu ve düşük a_{maks}/v_{maks} oranlarında ise karakteristik dayanımın, maksimum deplasmana kıyasla maksimum kuvvet üzerinde daha az etkisi olduğu görülmüştür. Birkaç istisna dışında genellikle izolatörün elastik ötesi rijitliği artarken maksimum yerdeğiştirmenin azaldığı görülmüştür. Ancak, elastik ötesi değişik rijitlik değerleri arasındaki farklılık yer hareketlerinin sadece düşük a_{maks}/v_{maks} oranları için pratik olarak etkin olmaktadır. Maksimum izolatör kuvveti üzerinde elastik ötesi rijitliğin belirgin bir etkisi olmakta ve genellikle elastik ötesi rijitliğin artışıyla maksimum kuvvet artmaktadır. Elastik ötesi rijitliğin bir fonksiyonu olarak sistemde ayırıcıya gelen en büyük kuvvet, düşük a_{maks}/v_{maks} oranlı yer hareketleri için daha belirgin olmaktadır. Tasarım için izolatör özelliklerinin seçiminde elastik ötesi davranış köprünün sismik davranışını etkileyebilen önemli bir faktördür. Diğer taraftan izolatörün elastik rijitliğinin sismik davranışdaki etkisi çok önemli değildir.

Penzien (1979), çok açıklıklı betonarme köprülerin sismik analizi çalışmasında kuvvetli deprem yer hareketi altında çok açıklıklı betonarme köprülerin tahmini davranışı için analiz yöntemleri ve doğrusal olmayan bir matematik model sunmuştur. Tüm yapının matematiksel modeli ayırık bir parametre sistemi ile

kurulmuştur. Köprü platformu deprem esnasında elastik durumda kalması ve plastik davranış beklenilmemesi sözkonusu olduğunda, her ucunda 3 dönme, 3 öteleme serbestliği olmak üzere toplam 6 serbestliği olan lineer eğrisel kiriş elemanlar kullanılarak modellenirken, kolonlar her ucunda aynı sayıda serbestliğe sahip elasto-plastik doğrusal kiriş elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Yöntemlerin geçerliliği, Berkeley'deki Kaliforniya Üniversitesinde iki bileşenli sarsma tablası kullanılarak benzetilmiş deprem hareketleri etkisinde bir köprü modelinin ölçülen davranışı ile öngörülen davranışının yeter derecede yakınsaması vasıtasıyla doğrulanmıştır. Bu teorik yöntemler, geliştirilen sismik tasarım ölçütünün ilerletilmesinde etkili olarak kullanılabileceği ve yapının tasarımında büyük yararı olabileceği sonucu çıkartılmıştır.

Godden (1979), uzun açıklıklı kutu kesitli eğrisel köprülerin sismik model çalışmalarını deneysel olarak yürütmüştür. Kaliforniya üniversitesindeki çalışmasında, sarsma tablasını kullanarak iki köprü modeli üzerinde deneyler yapmıştır. Birinci çalışmasında, bir eksen üzerindeki kolonlara mesnetlenmiş çok açıklıklı beton köprüyü ele almıştır. Buradan çıkardığı önemli sonuçlardan birisi; yapıda hasarın olduğu kritik bölgeler genişleme derzleri ve kolon tabanları olduğudur. İkinci çalışmasında ise, tek açıklıklı çelik kirişli plandaki şekli eğrisel olan asma köprüyü incelemiştir. Köprüde en önemli dinamik davranışın, yer hareketinin düşey bileşeninden dolayı meydana geldiği ve bunun birinci düşey modda baskın şekilde ortaya çıktığı görülmüştür.

Chaudhuri ve Shore (1977), I-kirişli, planda eğrisel şekilli köprülerin dinamik analizini yerdeğiştirme yöntemini kullanarak yapmışlardır. Çalışmada, merkezkaç kuvvetlerini de içine alan karayolu yükleri simülasyonu kullanılmış ve köprülerin dinamik analizlerinden çıkartılan sonuçlarla birlikte bir metot sunulmuştur. Bu analiz için kullanılan yerdeğiştirme yöntemi, potansiyel enerji yöntemine eşdeğerdir. Yapı, sınırlarındaki düğüm noktalarında ayrıklaştırılmış sonlu elemanların bir bütünü olarak tanımlanmıştır. Eleman içindeki davranışı, bilinmeyen sayısı kadar düğüm noktası serbestlik derecesiyle ifade edilmiştir. Tüm yapının çözümü, düğüm noktalarında kuvvet dengesi ve deplasman uygunluğu sağladığı durumda bu elemanların birleşiminden elde edilmiştir.

Huang ve diğ. (1995), taşıt etkisindeki ince cidarlı kutu kirişli köprülerin titreşimi hakkında bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada, kamyon yükünden dolayı ince cidarlı

kutu kirişli köprünün dinamik davranışının elde edilmesi için bir yöntem sunulmuştur. Kutu kirişli köprü bir çok sayıda ince cidarlı kiriş elemanlara bölünmüştür. Hem burulma çarpılması (warping torsion) hem de düzlem dışına çarpılma (distortion) çalışmada dikkate alınmıştır. Analitik olarak, AASHTO HS20-44 kamyonu 11 serbestlik derecesine sahip doğrusal olmayan bir araç modeli olarak benzeşimi yapılmıştır. Analizde zayıf, orta, iyi ve çok iyi olmak üzere dört farklı tabliye yüzeyi kullanılmıştır. Önerilen yöntem katlanmış plak teorisi ile kıyaslanmış ve oldukça iyi sonuçlar elde etmişlerdir. Analitik sonuçlar göstermiştir ki; düşey dinamik hareket sırasında eğilme momenti esasen birkaç titreşim modundan etkilenmekte, burulma ve çarpılma ise yüksek modlarda büyük ölçüde etkilenmektedir.

Taysi ve Özakça (2002), plandaki şekli doğrusal ve eğrisel olan kutu kirişli köprülerin şekil optimizasyonu ve serbest titreşim analizini sonlu şeritler yöntemi ile yapmışlardır. Optimizasyon için, rezonansı engellemek üzere yapı bileşenlerinin kalınlık veya şekli değiştirilerek istenen değerlerde davranışı verecek şekilde güvenli ve etkili hesaplama araçları geliştirilmiştir. Amaç, doğal frekanslar ve hacim kısıtları ile yapı kesitinin kalınlık değişimi veya şekil değişimi kullanılarak hacmin minimizasyonu veya yapının toplam malzemesinin sabit kalması koşulu ile birinci frekansının maksimizasyonudur. Doğal frekanslar ve mod şekilleri, eğrisel değişken kalınlıklı Reissner sonlu şeritleri kullanılarak belirlenmiştir. Analiz için pratikte değişik serbestlik dereceleri olan pek çok yöntem vardır. Bunlar kiriş teorisi, karmaşık kabuk sonlu eleman analizi, katlanmış plak teorisi ve sonlu şeritler yöntemidir. Bazı tasarımcılar ve araştırmacılar Vlasov'un ince-cidarlı kiriş teorisinin geliştirilmiş bir biçimini analizde kullanmışlardır. Razappur ve Li (1991), Vlasov'un geliştirdiği bu çalışmasına dayalı olan tam şekil fonksiyonları ile doğrusal çok gözlü kutu kirişli bir sonlu elemanı kullanmışlardır. Çok gözlü kutu kirişli plandaki şekli eğrisel köprülerin analizi için Vlasov'un ince cidarlı kiriş teorisi ile sonlu uzunlukta kompozit prizmatik plak yapıların titreşimi ve burkulma için sonlu eleman formülasyonu ve kübik şeritler kullanarak eğrisel kabuklarla değişken kalınlıklı prizmatik katlanmış plakların serbest titreşim analizi üzerine kapsamlı bir çalışma sunmuşlardır.

1.4. Köprüler Stokastik Çözümlemesi Üzerine Yapılmış Çalışmalar

Yang ve Leung (2001), kutu kirişlerde kesme-gecikme (shear-lag) etkisini stokastik sonlu dilim (segment) yöntemiyle incelemiştir. Bu amaçla çalışmada varyasyon ilkesine dayalı olarak stokastik sonlu dilim yöntemi geliştirilmiş ve kesme-gecikme etkisinin analizi için kutu kirişlere uygulanmıştır. Kutu kiriş, çok sayıda tek boyutlu dilimlere bölünerek ayrıştırıldıktan sonra ikinci mertebe düzensizlik tekniğine dayalı olarak stokastik sonlu dilim formülasyonu oluşturulmuştur. Fiziksel ve/veya geometrik parametrelerin rasgele özellikleri kutu kirişlerin toplam potansiyel enerji fonksiyoneline uygun bir biçimde dahil edilmiştir. Bu durumda ikinci mertebe düzensizlik teknikleri (perturbation techniques), fonksiyonelin bir dizi genişletilmiş deterministik ifadelerini geliştirmek için kullanılmaktadır. Önemli denklemlerin tamamının çıkartılması için ikinci mertebe fonksiyonelin gerekli ve yeterli olduğu gösterilmiştir. Böylece stokastik sonlu dilim yönteminin yinelenen rijitlik denklemleri ikinci mertebe enerji fonksiyonelinin durağan koşullarından elde edilmektedir. Çalışmada sunulan yöntemin verimliliği ve doğruluğunu göstermek üzere stokastik dış yüke maruz tek gözlü basit mesnetli bir kutu kiriş örneği verilmiştir. Sonuçlar analitik varyasyon, sonlu şerit ve direk Monte Carlo benzeşimi ile elde edilen çözümlerle kıyaslanarak uyum içerisinde olduğu gösterilmiştir. Ayrıca bu yöntem ile yapılan çözümlerde, sonlu eleman yöntemine göre daha az sayıda bilinmeyenle daha doğru sonuçlar elde edebileceği belirtilmiştir. Serbestlik derecelerinin ayrıştırılması ve buna bağlı olarak hesap hacminin büyük ölçüde azaltılabileceği olması nedeniyle özellikle stokastik analizde bu önemli bir üstünlüktür.

Kiureghian ve diğ. (1997), yer davranışı etkisini içeren köprülerin çoklu mesnet davranış spektrum analizini yapmıştır. Çalışmasında, köprülerin ve diğer çok mesnetli yapıların sismik analizi için Çoklu Mesnet Davranış Spektrum yöntemi (ÇMDS)'nin (Multi Support Response Spectrum) ayrıntılı bir incelemesini sunmuştur. Bu yöntem yer hareketlerinin çok boyutlu ortamda değişimi, tutarlılık (coherency) olmaması halindeki etkiler, dalga geçişi ve yer davranışının uzaysal değişimini yeter derecede doğrulukla açıklamaktadır. Her mesnetteki serbestlik derecelerindeki en büyük yerdeğiştirmeler ve davranış spektrumları ile uzaysal değişiklik etkilerini karakterize eden bir eşleştirme fonksiyonuna bağlı olarak yapısal davranış elde edilmiştir. Yapının farklı mesnetlerinde zemin koşullarındaki değişimden meydana gelen yer davranışının etkisine özellikle önem verilmiştir.

ÇMDS kuralı ve eşleştirme fonksiyonu bileşeni ile yer davranışının geçerliliği zaman alanındaki analizler ile çok sayıda kıyaslamalar sayesinde sağlanmıştır. Eşleştirmeli modelde gerekli olan yer frekans davranış fonksiyonu tahmini için yöntemler geliştirilmiş ve incelenmiştir. Bu modeller ve kurallarla 3 boyutlu ÇMDS yönteminin uygulanması yönetmeliklerde yürürlüğe konulmuştur. Yapılan örnek çalışmalarla, zaman alanındaki analizler ile parametrik çalışmaların kıyaslanması, köprüler ve yer hareketlerinin uzaysal değişimlerine maruz diğer yapılar için ÇMDS yönteminin doğru ve uygulanabilir yöntem olduğunu göstermiştir. Yer hareketindeki uzaysal değişim ve özellikle zeminin davranışından doğan bileşenin önemli bir etkisi vardır. Tüm mesnetlerdeki davranış spektrumlarını tekdüze bir mesnet hareketi gibi kabul eden ve geniş bir alanda kullanılan zarf spektrum yönteminde büyük hataların oluşması da imkan dahilindedir.

ÇMDS kuralı kullanılarak iki örnek köprü için yapılan kapsamlı parametrik çalışmalardan şu sonuçlar çıkarılmıştır.

- Yer hareketindeki uzaysal değişimin büyüklüğü oranında köprü davranışında yükseltgenme yada indirgenme meydana gelebilir.
- Uzun açıklıklı bir köprü için dalga yayılma etkisinin, ikinci bir yer davranışı ile etkili olduğu görülmüştür.
- Tüm mesnet noktalarında mesnet davranış spektrumlarının zarf eğrisini kullanan bu yöntemin yeter derecede doğrulukta ve kesin olmadığı gösterilmiştir.

Kiureghian (1980), bir başka çalışmada, durağan salınım etkisinde yapı davranışını çok serbestlik dereceli bir sistem ile incelemiştir. Araştırmasının ilk bölümünde durağan bir Gauss işleyiminin en büyük değerlerine ait varyans ve ortalama için yarı amprik bağıntılar geliştirilmiş ve bunların Vanmarck'ın dağılımı ile uyumlu olduğu gösterilmiştir. Sonraki bölümlerde, beyaz gürültü ve filtrelenmiş beyaz gürültü titreşimleri altında, tek serbestlik ve çok serbestlik dereceli yapıların davranışının spektral momentleri için kapalı çözümleri çıkarılmıştır.

Çok serbestlik dereceli sistemler için bu çözümler, modal davranışlar (yapılar için oldukça etkili olabilir) ile modal frekanslar arasındaki korelasyonu açıkça belirleyen çapraz modal katkılar biçimindedir. Analiz boyunca, filtrelenmiş beyaz gürültü davranışının sonuçları bunların beyaz gürültü sonuçları ile kıyaslanmıştır. Böylece, beyaz gürültü titreşimleri için bir yaklaşım olarak beyaz gürültü modelinin uygulanabilme alanı gösterilmiştir. Çalışmada tek serbestlik dereceli titreşim

modelinin sonuçlarını vermiş ayrıca oldukça yakın aralıklı frekanslara sahip modları olan yapılarda kullanılmasında yararlı olacak çok serbestlik dereceli sistemler için de ifadeler öngörülmüştür. Bu tip modların dışmerkezlikli kütlenin olduğu normal yapılar, makine yapıları veya boru yapı sistemleri, kabuk ve plak yapılarda bulunduğunu belirtmiştir.

Pagnini ve Solari (1999), deprem etkisini azaltan gereçlerin konulduğu köprü ayaklarının doğrusal eşdeğer davranışının stokastik analizini yapmışlardır. Deprem salınımlarına maruz köprü ayaklarının dinamik davranışı, sismik ivmenin durağan bir Gauss işleyimi ile temsil edilmesi ve stokastik eşdeğer doğrusallaştırma tekniğinin kullanılması ile incelenmiştir. Doğrusallaştırılmış sistem, spektral analiz ve kovaryans (covariance) tekniğinden elde edilmiştir. Analizde, ayak doğrusal elastik, açıklık boyunca kütlenin hareketi rijit hareket olarak ve histeretik sönümleyici elemanın davranışı doğrusal olmayan bir modelle temsil edilmiştir. Zemine ankastre bağlı ve yatay bir sismik ivmeye maruz büyük eksenel rijitliğe sahip olan ayak kütlesi düğümlerde toplanmış ve matris yoğunlaştırma tekniği kullanılarak sistemin serbestlik dereceleri azaltılmıştır. Doğrusallaştırılmış sistemin kompleks modlarının incelemesi, mekanik davranışı açıklamakta ve biçimsel bir temel çözüm ile özellikle zayıf pekleşmeye (weak hardening) sahip tipik çevrimsel sistemlerin bazı önemli noktalarına işaret etmektedir. ‘Ayak-sismik cihaz-açıklık’ üçlü sisteminde yöntemin etkinliğini göstermek amacıyla Gümüşova-Gerede otoyolu viyadüğünde 28 m uzunluktaki bir ayakta yapılan analiz ile davranış incelenmiştir. Sismik ivmenin bir işleyim olarak modellenmesinde beyaz gürültü, Kanai-Tajimi spektrumu ve Clough ile Penzien tarafından düzenlenmiş Kanai-Tajimi spektrumu kullanılmıştır. Çözüm durağan süreçle sınırlandırılmasına karşın, yapının durağan olmayan etkili davranışı hakkında dikkat edilmesi gereken bazı önemli hususları vermektedir. Sismik salınımın Gaussian bir işleyim olarak kabulü, eşdeğer doğrusallaştırma tekniğinin durağan bölgede uygulanması, ayak davranışı için yakın ve kesin sonuçlar vermiştir.

Çevrimsel davranışla enerji tüketen cihazların hareket denklemleri, özdeğer ve özvektörleri kompleks sayılardan oluşan modal ve spektral analiz kullanılarak irdelenmiştir. Doğrusallaştırılmış sistemin, frekansları sıfıra yakın davranışın harmonik içeriğine karşı gelen gerçel bir özdeğeri vardır. Doğrusal olmayan bölgede cihazın asimptotik davranışı, kompleks frekans davranış fonksiyonunda sırasıyla gerçel özdeğerin sıfır ve sonsuz büyüklükte olmasına, başka bir ifade ile depremin

çok kısa ve uzun süreli olması durumuna karşı gelen farklı iki katkının toplamıdır. Birincisi gerçel özdeğerden bağımsız, ikincisi ise düşük frekansta davranışın harmoniklerine karşı gelen gerçel özdeğerlerle ilişkili doğrusallıktan uzak kalma seviyesine bağlıdır. İlk sonuçlar, etkili davranışın değişkenlik bölgesinin salınımın spektral içeriğinden neredeyse bağımsız olduğu izlenimi vermektedir. Minimum değerden maksimum değere geçiş, giriş hareketinin süresinden bağımsız olup daha ileri analizleri içeren kurallara bağlıdır. Özenli ve sistematik bir çalışma, durağan ve doğrusal olmayan bölgede stokastik dinamik analiz yapılmadan yürütülemez.

Ahmed, N. (2000), rüzgar yüklerine maruz asma köprülerin stokastik analizi için matematiksel genel bir çerçevenin geliştirilmesi üzerine çalışmalar yürüterek bu köprüleri yayılı sistem açısından değerlendirmiştir. Geçmişte meydana gelen depremlerde köprülerin yıkılması nedeniyle, stabilite analizi, titreşim, ilerleyen dalgalar, dallanma (bifurcation), periyot çiftleme ve harmonik davranışlar pek çok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Sözkonusu araştırmacı daha daha önce yapmış olduğu asma köprülerin dinamik modellerinin matematiksel analizi adlı çalışmasında kullandığı modeli burulma hareketlerini de içerecek şekilde genişleterek stokastik analizi uygulamıştır. Böylece deterministik yüklere ek olarak rasgele rüzgar ve sismik kuvvetlere maruz asma köprülerin analizine imkan sağlanmıştır. Çalışmada, stokastik modellerin stabilitesi ve matematiksel modeller hakkında bazı yeni sonuçlar sunulmuştur. Askı kablosu ve köprü tabliyesinin birleşik sistem olarak sadece düşey hareketini tanımlayan model ile düşey ve burulma deplasmanları belirli fonksiyonlarla verilen askı kablolarının konumlarını içerecek şekilde tabliyenin düşey ve burulma hareketini tanımlayan iki farklı model analizde sunulmuştur. Her iki model, fiziksel enerjiyi yansıtan uygun Hilbert uzaylarında stokastik diferansiyel denklemler yeniden formüle edilmiştir. Çalışma sonucunda Hilbert uzaylarındaki bu bağıntıların teklik ve düzenlilik özelliklerinin varlıkları kanıtlanmıştır. Ayrıca bu modelleri kapsayan daha genel bir model ele alınarak uygun matematiksel fonksiyonlar vasıtasıyla stokastik ve matematik analizi takiben stabilite problemleri ile düzensizlikler irdelenmiştir.

Fafard ve diğ. (1998), Mevcut Sürekli Köprünün Dinamik Analizi adlı çalışmalarında, dinamik büyütme çarpanları (DYÇ) üzerinde dinamik yüklerin etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla 73 m uzunluğunda 3 açıklıklı plandaki formu eğrisel olan bir köprü ile aracı idealize etmek için 3 boyutlu bir analitik model ve

köprü analizi için bir sonlu eleman modeli geliştirdiler. Köprü tabliyesi boyuna doğrultuda uzanan 3 adet değişken kesitli betonarme kirişlere oturmakta ve yanal doğrultuda 6 adet enine kiriş mevcuttur. Köprü, yakın zamanda Fafard (1993) tarafından geliştirilen 8 düğüm noktalı paralelkenar (quadrilateral) Kirchhoff plak elemanı ve 3 düğüm noktalı Euler-Bernoulli kiriş elemanı kullanılarak modellenmiştir. Dinamik analizde köprü ve araç arasındaki etkileşimi temsilen iki akslı ve 3 akslı araçlar 7 ve 11 serbestlik dereceli olarak alınmıştır. Hareket halindeki bir araçta yüzey düzensizliklerinin sebebiyet verdiği yatay ve düşey hareketler ek kuvvetlerin doğmasına neden olmaktadır. Uluslararası standartlara uygun olarak giriş yolu ve köprü tabliyesinin yüzey pürüzlülüğünü temsil eden model olarak çok iyi yol durumuna karşı gelen güç spektral yoğunluk fonksiyonundan türetilmiştir. Tipik yol yüzeyi, periyodik bir rasgele işleyimle temsil edilebilmekte ve işleyimi karakterize etmek üzere, Dodds ve Robson (1973)'un geliştirdikleri güç spektral yoğunluk fonksiyonu olarak aşağıda verilen bağıntı kullanılmıştır.

$$S(\phi) = A_r \cdot \left(\frac{\Phi}{\Phi_0} \right)^{-a} \quad (1.2)$$

$S(\Phi)$ = güç spektral yoğunluk fonksiyonu,

Φ = dalga sayısı,

A_r = pürüzlülük katsayısı,

Φ_0 = süreksizlik frekansı, $1/2\pi$,

$a=1.8$ olarak alınmıştır.

Durağan bir rasgele Gaussian işlemi olarak modellenen yol profili, ters Fourier işlemi ile Denklem 1.3'den elde edilmiştir.

$$r(x) = \sum_{n=1}^N \sqrt{4S(\Phi)\Delta\Phi} \cos(\Phi_n x - \varphi_n) \quad (1.3)$$

Φ_n = açısal frekans

φ_n = $0-2\pi$ aralığında rasgele sayı.

Mevcut modeller esas alınarak yapılan analizlerden elde edilen çözümler farklı araç hızları için deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve reaksiyonlar esas alınarak 3 farklı ölçüt için varolan sonlu eleman modelinden dinamik büyütme katsayıları hesaplanmıştır. Sayısal çözümler, yerdeğiştirmelere

dayalı olarak hesaplanan dinamik yük çarpanlarının şekil değiştirmeler ve yerdeğiştirmelere göre hesaplananlardan daha küçük olduğunu göstermiştir. Çalışmalardan, mevcut tasarım yönetmeliklerinin özellikle uzun açıklıklı köprüler için dinamik yük etkilerini daha küçük değerlerde hesaplama eğiliminde olduğu kanısına varılmıştır. Dinamik büyütme çarpanının araç hızının artışıyla büyüdüğü belirtilerek sayısal ve deneysel çalışmalar sonucunda bu katsayının değeri nihai sınır durum için 1.55 önerilmektedir. Bu köprüde çok iyi yol pürüzlülüğü için deplasmanlardan elde edilen büyütme katsayılarının tepkiler veya şekil değiştirmelerden elde edilenlerden %20 daha az olmaktadır. Köprü tasarım ve değerlendirilmesinde, dinamik büyütme katsayılarının iç statik kuvvetlerin büyütülmesinde kullanılması nedeniyle yerdeğiştirmelerden elde edilenlerin göz önüne alınmasının uygun olmayacağına işaret etmektedir. Bu nedenle, iç kuvvetleri ve momentlerin büyütülmesinde, eksenel ve kayma şekil değiştirmeleri veya mesnetlerdeki düşey tepkilerle ilişkili olan şekil değiştirme ve reaksiyonlardan bulunanların kullanılması daha akılcı olmaktadır. Çalışma sonucunda, 3 farklı tipte dinamik büyütme katsayısının yönetmeliklere dahil edilmesi salık verilmiştir. Birincisi işletme yükleri altında sınır durumunda yerdeğiştirmelere dayalı olarak, diğeri eğilme şekil değiştirmelerine bağlı olarak moment için sınır göçme durumu ve sonuncusu ise kayma şekil değiştirmeleri veya tepkilerle ilişkili olan mesnetlerdeki kayma sınır göçme durumudur.

Ettouney ve diğ. (2001), sismik yer hareketlerine maruz uzun açıklıklı köprülerin frekans ortamında analizi üzerine yaptıkları çalışmada önemli düzensizliklerden olan zemin koşulları, dalga geçidi (wave passage) ve tutarsız etkiler (incoherency effects) tanımlanarak gözönüne alınmıştır. Hassas ve önemli yapılar için düzensiz sismik hareketlerin önemli olması, analiz için çok sayıda yöntemin geliştirilmesine neden olmuştur. Düzensiz sismik hareketlerin doğasında var olan belirsizlikler yüzünden adım adım integrasyon gibi deterministik yöntemlerle yapılan analizler yetersiz olabilmektedir.

Modal analiz yöntemine dayalı olarak yürütülen stokastik çözümlerde, yer hareketleri ve sistem davranışları güç spektrum yoğunluk fonksiyonu ile ya da davranış spektrumu ile tanımlanmıştır. Çalışmada zemin-yapı etkileşim probleminin formülasyonunu esas alan doğrudan frekans tanım alanında bir yöntem sunularak tekdüze olmayan sismik mesnet hareketleri için yöntemin kullanımı, 2 boyutlu basit

bir köprü ile uzun açıklıklı asma bir köprüde gösterilmiştir. Analizler sonucunda tekdüze olmayan mesnet hareketleri, yapının rezonans frekanslarında büyük ölçüde ötelenmeye sebep olabildiği gözlenmiştir. Tekdüze sismik hareketlere kıyasla eşzamanlı olmayan sismik hareketler köprü davranışında ve iç kuvvetlerde büyük ölçekte yeniden dağılıma neden olmaktadır. Frekans bağımlı yayların kullanımı ankastre mesnet durumu veya sabit zemin-yay durumuna göre en büyük ve en küçük değerleri etkilemektedir. Zemin yaylarının hassas modellemesi için frekans bağımlı zemin yayları önerilmektedir. Malzeme sönümünün davranışın hassasiyet ve yeniden dağılımında önemli olduğu gözlenmiş ve sönümün hassas bir şekilde belirlenmesi gerektiği vurgulanmıştır. Ayrıca çoğu durumlarda çoklu mesnet hareketlerinin değişebilirliği ve sismik dalga doğrultusunun davranış üzerinde önemli etkileri bulunduğu gözlenmiştir. Çalışma sonucunda, farklı kabuller ile daha hassas çalışmalar yapılması önerilmiş ve yerel zemin koşullarının kinematik etkilerinin araştırılması gerektiği belirtilmiştir.

Adhikari ve Manohar (1999), çerçeve yapıları istatistiksel belirsizlikleri ile ele alarak dinamik analiz yapmışlardır. Viskoz sönümlü kirişlerden oluşan çerçevelerin zorlanmış harmonik titreşim analizi, kütle ve rijitlik özellikleri uzaysal bakımdan stokastik değişim göz önüne alınarak yapılmıştır. Bu amaçla çalışmada 3 elemanlı tek açıklıklı bir çerçeve kullanılmış ve her eleman için eğilme rijitliği ve kütle yoğunluğu bağımsız, homojen ve Gaussian rasgele işleyimler olarak alınmak suretiyle bir bilgisayar programı yazılmıştır. Eleman özelliklerinin rasgele alanları, frekans bağımlı şekil fonksiyonları ile ayrıştırılmakta ve böylece şiddetli frekansın daha yüksek bölgesi için gerekli olan daha küçük sonlu eleman ağ boyutu kullanımı koşulları yumuşatılmıştır. Eleman stokastik dinamik rijitlik matrislerinin bir araya getirilmesi ve sistem rijitlik matrisinin tersini içeren çözümde, karmaşık değerli simetrik rasgele bir matris meydana çıkmaktadır. Matrisin tersini almak için rasgele özfonksiyon genişleme yöntemi, kompleks Neumann genişleme yöntemi ve birleştirilmiş analitik-benzeşim yöntemi olmak üzere 3 adet alternatif yaklaşık yöntem kullanılmıştır. Bu yaklaşık yöntemlerin etkinliği, Monte Carlo benzeşim sonuçları kullanılarak değerlendirilmiştir. Çalışma sonucunda, geniş bir frekans aralığında yapılan karşılaştırmalarla yöntemlerin makul biçimde olduğu gösterilmiştir. Davranış istatistiklerini veren sayısal hesaplamalar, genlik ve faz işlemlerinin ω açısal frekansında gittikçe durağan olmayan bir tarzda geliştiğine

işaret etmektedir. Hesaplanan ortalama değerler deterministik sonuçlara yakın bulunmuş ancak standart sapmanın bazen ortalama değerlerle kıyas edilebilir olduğu, özellikle rezonans frekans noktaları yakınlarında ve standart sapmanın görece yüksek değerleriyle karakterize edilen yüksek frekans bölgesinde davranışın değişkenliği, diğer bir deyişle yapısal belirsizliklerin arttığı gözlenmiştir.

Pawel ve diğ. (2003), hareketli yük altındaki kirişlerin dinamik analizinde yinelenen stokastik işlemlerin uygulanması üzerine çalışmalar yapmışlardır. Her aracın sabit hızda hareketi birden daha fazla rasgele noktasal kuvvetlerle modellenmiştir. Yinelenen modeller olan Poisson ve Erlang stokastik modelleri araç modeli olarak benimsemiş ve kiriş davranışının ilk iki probabilistik karakteristiklerini bulmak için analitik bir teknik geliştirmişlerdir. Çalışmadan bu yük modellerinin trafik akışının bir modeli olarak kullanılabileceği, Poisson stokastik işleyiminin trafik akışını Erlang stokastik işleyimine göre daha kötü, ancak kiriş davranışının herhangi bir dereceden probabilistik momentlerini daha iyi temsil ettiği sonucunu çıkarmışlardır.

Ateş ve diğ. (2005), uzaysal anlamda değişken yer hareketlerinin etkisinde sürtünmeli sarkaç sisteme sahip, sismik izolatörlü otoyol köprülerinin stokastik davranışını incelemişlerdir. Uzaysal değişken yer hareketi modeli, tutarsız, dalga geçişi ve yerel bölge davranış etkilerini içermektedir. Tutarsızlık (incoherency) etkisi, Harichandran ve Vanmarcke eşleştirme modelleriyle gözönüne alınarak incelenmiştir. Köprü ayaklarının inşa edildiği yerel bölgenin davranış etkisini hesaba katmak üzere homojen sağlam, orta ve sıkı zemin tipleri dikkate alınmıştır. Yer hareketi beyaz gürültü ile modellenerek her bir mesnet noktasına uygulanmıştır. Sürtünmeli sarkaç sisteminin konkav yüzeyindeki mevcut sürtünme nedeniyle doğrusal olmayan hareket denklemi, stokastik analizin eşdeğer doğrusallaştırma teknikleri kullanılarak çözülmüştür. Çok boyutlu değişken yer hareketlerine maruz sismik izolasyonlu ve izolasyonsuz köprülerin stokastik analizinden elde edilen sonuçlar, yer hareketi modelinin belirli zemin türleri için kıyaslanmıştır. Yapılan çalışmada, sürtünmeli sarkaç sistemlerin çok boyutlu değişken yer hareketlerine maruz köprülerin stokastik davranışında önemli etkileri olduğu ve sismik izolasyonsuz davranışa göre 4 kat daha küçük tepki değerleri elde edildiği belirtilerek kovaryans bileşeninin davranışdaki katkısının ihmal edilebilir düzeyde olduğu ifade edilmiştir.

Dumanoglu ve Soyluk (2003), uzaysal değişim (spatial variation) gösteren yer hareketlerine ve yerel zemin etkisine maruz uzun açıklıklı asma köprülerin stokastik analizi üzerinde çalışmalar yapmışlardır. Yer hareketlerinin uzaysal değişimi tutarsızlık, dalga geçişi ve her bir mesnetteki farklı zemin koşullarından kaynaklanan yerel zemin etkileri olarak hesaba katılmıştır. Davranışta oluşan tepkilerin varyans ve maksimum ortalama değerleri belirli yer hareketi modellerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Dinamik davranışta yarı statik ve dinamik bileşenlerin önemli bir katkısı olmasına karşın kovaryans bileşenin katkısı ihmal edilebilir seviyede bulunmakta ve homojen zemin koşullarına kıyasla yerel zemin koşullarının etkisi altında daha büyük tepkiler oluşmaktadır. Çok boyutlu değişken yer hareketlerindeki modlar, üniform yer hareketlerindeki modlardan farklı oluşmakta dolayısıyla köprünün dinamik davranışında değişikliğe sebep olmaktadır. Çalışma sonucunda, sistemin dinamik davranışında çok boyutlu değişken yer hareketinin her bir bileşeninin önemli etkisi olduğu ve uzun açıklıklı köprülerde daha gerçekçi hesaplamalar için bu değişkenliklerin dinamik analize dahil edilmek suretiyle göz önüne alınması gerektiği belirtilmiştir.

Lin ve diğ. (2004), yarı dinamik salınım yöntemini (Pseudo Excitation Method) kullanarak uzun açıklıklı köprüler üzerinde çok boyutlu hareket etkilerini incelemişlerdir. Deprem mühendisliğinde yaygınca kullanılan geleneksel davranış spektrumu yönteminde yer hareketinin çok boyutlu etkileri göz önüne alınamaz ve tam doğru olmayan sonuçlar elde edilebilir. Buna karşın zaman tanım alanı ve rasgele titreşim yöntemleriyle dalga geçişi etkileri göz önüne alınabilir. Ancak zaman tanım alanı yönteminin çok çaba gerektirmesi, araştırmaları başka yöntemlere sevkmiştir. Rasgele hareketin çoklu giriş çıkışlarını tanımlayan diferansiyel denklemlere dayalı olarak yeni sismik tasarım metodolojisi geliştirmek için büyük çabalar gösterilmiş ve rasgele titreşim yaklaşımı, analiz için iyi bir seçenek olmuştur. Çoklu salınımları içeren yüksek mertebeden stokastik diferansiyel denklemleri çözmek amacıyla rasgele titreşim teorisinin özel bir formu olan ve yarı dinamik salınım yöntemi olarak bilinen etkili bir yöntem teşkil edilerek çalışmada sunulmuştur. Dalga geçişleri, tutarsız etkiler ile titreşimler arasındaki ve katılım modları arasındaki çapraz korelasyon terimlerini içeren yöntem, binlerce serbestlik derecesi ve çok sayıda mesnetleri olan uzun açıklıklı askı kablolu bir köprüye başarılı bir şekilde uygulanarak elde edilen sonuçlar zaman tanım alanı ve davranış

spektrumu analizlerinden bulunanlarla karşılaştırılmıştır. Tekdüze yer hareketleri altında üç yöntemle yapılan analiz sonuçları birbirlerine oldukça yakın bulunmuştur. Çalışmada sunulan bu yöntemle yapılan analizde çok kısa zamanda sonuca ulaşıldığı ve dalga geçişi etkilerinin dışında durağan dışı etki ve doğrusal olmayan etkilerinde gözönüne alınması gerektiği belirtilmiştir.

Vrouwenvelder (2000), yapısal mühendislikte darbe ve patlamalar gibi ani hareketlerin stokastik modellemesi ile ilgili çalışmalar yapmıştır. Bu hareketlerin tasarımı, risk analizi ve karar mekanizmaları kombinasyonu ile gelişmiş mekaniğe dayalı olarak idealize edilmesi gerekir. Ancak mevcut yönetmeliklerde bu önemli etkilerin tasarımı çok basit ve oldukça yetersizdir. Bina ve köprüler üzerinde bir kamyon veya geminin darbe yükü etkisi halinde tasarım statik ve lineer olarak yapılmaktadır. Gemi veya kamyonların darbesinin olasılık alanında tanımlandığı son çalışmalardan birkaçı sunulmuştur. Enerji prensiplerine dayalı olarak aşırı etkilerin tasarımı için temel bağıntılar verilerek olayın gerçekleşmesi ile ilgili olasılık fonksiyonları ve mekanik darbe modellerine yer verilmiştir. Ayrıca, etkinin aşırı olarak kabul edilme kriteri üzerinde durulmuştur. Çalışmada mevcut tasarım yönetmelikleriyle karşılaştırmalar yapılarak birçok yönetmelikte darbe etkisi için verilen yüklerin yapılan çalışmada bulunan tasarım değerlerinden oldukça küçük olduğu belirtilmiştir.

Hasgür (1995), simetrik konsollu köprü ayaklarını düşey ve yatay kuvvetli deprem hareketi altında stokastik analizini yapmıştır. Çalışmasında, sıkça kullanılan simetrik çift konsollu köprü ayağının stokastik yöntemle dinamik analizinde yer ivmesinin yatay ve düşey bileşenlerine maruz 4 serbestlik dereceli bir sistem için frekans ortamı yaklaşımı kullanılmıştır. Gerçek yapıya ait verileri uygun şekilde değiştirilmiş 1940 El-Centro KG deprem kaydını kullanarak sabit güç ve çapraz spektrumları, taban devrilme momenti ve taban kesme kuvvetinin varyansları yapısal davranışlar olarak hesaplanmıştır.

Penzien ve Lee (1983) çok mesnetli durağan salınımlara maruz nükleer santrallerin önemli tesisatını oluşturan boru ve yapı sistemlerinin stokastik çözümleme üzerine bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada, sismik çözümleme için stokastik bir yöntem geliştirilmiştir. Zaman veya frekans tanım alanında boru sisteminin ve yapı davranışının ortalama ve uç değerleri ile çok mesnetli salınımların çapraz korelasyonları ve modal davranışın çapraz korelasyonları bulunabilmektedir.

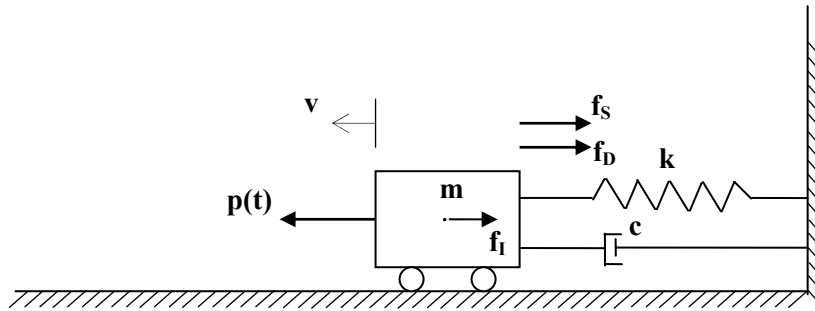
Durağan beyaz gürültü ve durağan filtrelenmiş beyaz gürültü yer salınımları için kullanılmıştır. Stokastik sismik analiz yapmak için bir bilgisayar programı geliştirilerek gerçek bir nükleer santral yapısı ve boru sistemi için sonuçlar, modal korelasyonları ile mesnet hareketi titreşiminin çapraz korelasyonlarının olması ve olmaması halinde kıyaslanmıştır. Bu sonuçlardan, çapraz korelasyonların ihmal edilmesi ile hataların arttığı görülmüştür. Verilen stokastik yöntemin spektrum davranış yönteminden daha doğru ve zaman alanındaki çözümden daha ekonomik olduğu gösterilerek nükleer güç santrallerinin sismik analizi için bu metod önerilmektedir. Dolayısıyla çoklu davranış spektrum yöntemi, zaman tanım alanındaki çözüm yönteminden ve tek spektrum davranış yöntemine kıyasla daha iyi olduğunu görmüşlerdir. Örnekte, dinamik davranış çapraz korelasyonları ve sistem çoklu mesnet salınımlarının çapraz korelasyonları uygun bir şekilde hesaba katılamaması ve bu çapraz korelasyonların ihmali, tasarım yükleri tahmininde önemli hatalara götürebildiğini bu nedenle modal çapraz korelasyonların dinamik davranışa olan katkısının dikkate alınması gerektiğini belirtmişlerdir.

2. DETERMİNİSTİK DİNAMİK ÇÖZÜM MODELİ

Köprü veya yapı özellikleri bilinen bir sistemin deterministik dinamik yükler altındaki davranışının kesin olarak belirlenmesi amacıyla yapılan hesaplar büyük bir çaba ve zaman gerektirmesine karşılık yaklaşık yöntemlere dayalı çözümlemeler ile daha kolay ve küçük hacimli hesaplarla kısa zamanda sonuca ulaştıran çözümlerde kullanılabilir. Yapısal bir sistemde etkiyen yüklerin zamanla yön, pozisyon veya şiddetinin değişmesi gerilme ve yerdeğiştirmelerin de zamana bağlı olarak ortaya çıkmasına dolayısıyla statik analizden farklı olarak birden fazla çözümün katkısından oluşan davranış da zamana bağlı olarak ortaya çıkmaktadır. Sistemin dengesinde yer alan atalet kuvvetlerinin oluşan yerdeğiştirmeler ile bir döngü içerisinde olması, problemi oldukça karmaşık hale getirmektedir. Sebep ve etkinin kapalı çevrimi ancak diferansiyel bağıntılarla formüle edilerek aşılabilir. Tek serbestlik dereceli bir sistem üzerinde matematiksel model kurularak yazılan diferansiyel hareket denklemleri, çok serbestlik dereceli sistemlere uygulanmasıyla köprü modeli için dinamik çözüme gidilir.

2.1. Deterministik Dinamik Hareket Modeli

Sisteme etkiyen yüklerin titreşim hareketi ya da düzensiz karakterde olması halinde bile zamanla değişiminin tam olarak bilinmesi durumunda çözüm deterministik olarak ortaya çıkar. Titreşim hareketi kütle-yay sistemi ile temsil edilebilir.



Şekil 2.1: Matematiksel model ve kuvvetler

Titreşimde bulunan m kütlesinin tek serbestlik dereceli matematiksel modeli ve ortaya çıkan kuvvetleri Şekil 2.1’de gösterilmiştir. Sistemin hareket denklemleri doğrudan denge, kütleye verilen birim yerdeğiştirmeler nedeniyle kuvvetlerin yapacağı işi esas alan virtüel iş formülasyonu ile varyasyonel formda enerji ilkesine dayalı ve statik problemlere de uygulanabilen Hamilton ilkesinin uygulanmasıyla üç şekilde elde edilebilir. Tercih edilen yöntem kütle üzerinde etkiyen kuvvetlerin doğrudan diferansiyel denge denklemlerinin yazılarak çözüme gidilmesidir (Clough, Penzien, 1993). Denklem 2.1’de sırasıyla verilen d’Alembert ilkesine dayalı atalet kuvvetleri ile sönüm ve elastik kuvvetleri bulunan m kütlesinin denge denklemi,

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (2.1)$$

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = p(t) \quad (2.2)$$

ile ifade edilir. Çok serbestlik dereceli bir sistemin hareket denklemi ise, buna benzer şekilde şöyledir:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = \{p(t)\} \quad (2.3)$$

[M] : Kütle matrisi

[C] : Sönüm matrisi

[K] : Rijitlik matrisi

{p(t)}: Kuvvet vektörü

{v}: Yerdeğiştirme vektörü.

Çok serbestlik bir dereceli sistemin sönümsüz serbest titreşimi ele alınarak, serbest titreşim frekansları ve modları bulunduğundan sonra, sistemin sönümlü ve zorlanmış davranışı ele alınır ve modların süperpozisyonu yöntemine dayalı olarak çözüm vektörünün uygun katsayılarla çarpılıp toplanmasından oluştuğu kabul edilir. Bu durumda yer değiştirme vektörü:

$$\{v(t)\} = \sum_{i=1}^n \phi_i Y_i(t) = [\phi(x)] \{Y(t)\} \quad (2.4)$$

[φ(x)]: modlar matrisi,

Y_i(t): sistemin normal koordinatlarıdır:

$$Y^T(t) = [Y_1(t), Y_2(t), Y_3(t), \dots, Y_n(t)] \quad (2.5)$$

Toplam davranışta mod şekillerinin katkısını ifade eden bu katsayıların bulunduğu terimlerin etkisi titreşim frekansı yükseldikçe azalır. Bu nedenle, sayısal çözümlerde ilk birkaç modla hesap yapmak yeterli yaklaşım sağlayabilir. Yerdeğiştirme vektörü (2.4), hareket denkleminde yerine konularak ve modların ortogonallığı prensibinin sönüm içinde geçerli olduğu kabul edilirse;

$$M_i = \phi_i^T [M] \phi_i \quad (2.6)$$

$$K_i = \phi_i^T [K] \phi_i = \omega_i^2 M_i \quad (2.7)$$

$$C_i = \phi_i^T [C] \phi_i = 2\xi_i \omega_i M_i \quad (2.8)$$

$$P_i = \phi_i^T p \quad (2.9)$$

olmak üzere;

$$M_i \ddot{Y}_i + C_i \dot{Y}_i + K_i Y_i = P_i(t) \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (2.10)$$

elde edilir. Böylece çok serbestlik dereceli bir sistemin davranışını temsil eden hareket denklemleri n adet tek serbestlik dereceli sistemlere ayrıştırılmış olur. Burada M_i , C_i , K_i , P_i sırasıyla genelleştirilmiş kütle, sönüm, rijitlik ve kuvvet katsayılarıdır.

2.2. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Dinamik Çözümleme

Yapı dinamiği, sistemde uygulanan değişken kuvvetlerin oluşturduğu gerilmeler ile şekil değiştirmelerin zamana bağlı olarak hesaplanmasını içerdiğinden, statik hesaplara ek olarak ortaya çıkan zaman değişkeni kesit geometrisi farklı bazı sistemlerde problemin analitik metotlarla çözülmesini güçleştirmektedir. Yaygın olarak kullanılan sonlu eleman yöntemi, statik çözümleme yanında dinamik çözümlemede de daha iyi bir imkan sağlamıştır. Bir yapıdaki yerdeğiştirmeler, deplasman fonksiyonları ile ifade edilebilir:

$$\{v(x,y,z,t)\} = [u'(x,y,z,t), v'(x,y,z,t), w'(x,y,z,t)]^T \quad (2.11)$$

Burada deplasman fonksiyonunun yer ve zaman değişkenleri ayrılabilir; yani sonlu sayıda zaman ve yer parametreleri terimlerinin toplamı olarak ifade edilebilir:

$$v(x,y,z,t) = Y_1(t).v_1(x,y,z) + Y_2(t).v_2(x,y,z) + \dots + Y_n(t).v_n(x,y,z) \quad (2.12)$$

Böylece sürekli sistem, sonlu n sayıda serbestlik derecesine sahip bir sisteme ayrıklaştırılmış olur. Burada:

$Y_1(t), Y_2(t), \dots, Y_n(t)$: Normal koordinatlar.

$v_i(x,y,z)$: Seçilen yerdeğiştirme fonksiyonlarıdır.

Uzay tanım alanının sonlu elemanlara ayrıklaştırılmasıyla, karmaşık yer-konum problemi ayırık x_k, y_k ve z_k düğüm noktalarında zaman bağımlı probleme indirgenebilir. Bu durumda $v_i = v_i(x_k, y_k, z_k)$ sonlu eleman düğüm noktası parametresi olmak üzere,

$$v(t) = Y_1(t).v_1 + Y_2(t).v_2 + \dots + Y_n(t).v_n \quad (2.13)$$

olarak ifade edilebilir. Normal koordinatlar $Y_i(t)$ fonksiyonu zamana bağlı olarak yer hareketine göre değişir. Yerdeğiştirmelerin genel olarak kapalı çözümleri yoktur, ancak bunların çözümünü sağlayabilecek yerdeğiştirme fonksiyonları mevcuttur. Bu yerdeğiştirme fonksiyonları, sistem serbest titreşim frekans denkleminde mod şekilleri olarak adlandırılır ve bunlar doğal modlar olarak bilinir. Doğal modlar, zaman değişkeni içermeyen sönümsüz sisteme ait diferansiyel hareket denkleminin serbest titreşim çözümünden belirlenebilir. Bir yapı sisteminin dinamik analiz aşamaları kısaca şöyledir:

- a. Hareket denklemlerinin yazılması,
- b. Doğal mod şekillerinin hesaplanması,
- c. Bu modlar yardımıyla hareket denklemlerindeki bilinmeyenlerin ayrıştırılması,
- d. Hareket denklemlerindeki ayrıştırılan terimlerin Y_i normal koordinatlarla çözülmesi ve zamana bağımlı yerdeğiştirmelerin hesaplanması.

Genel olarak yayılı kütleli durumlarda serbestlik derecesi gerçekte sonsuz sayıdadır. Dolayısıyla, bir yapı analizinin en kritik aşaması sonlu sayıda düğüm noktası ve kütleleri bu noktalarda toplanan elemanlarla bir hesap modeli oluşturarak yapının yeter yaklaşıktaki davranışını temsil edebilecek toplanmış kütleli bir hesap modeli

ortaya koymaktır. Yapının kütlesi düğüm noktalarında toplanır ve bu ayrıntılı hesaplarla daha hassas olarak belirlenebilir. Doğrusal davranış altında elemanların rijitlik ve dayanım özellikleri, deneysel bilgilerin de yardımıyla yüksek derecede doğrulukla belirlenebilirken, pek çok yapı için dinamik yükü ve başlangıç koşullarını belirlemek zordur (Chopra, 1995). Deprem hareketinin rasgele doğasını da hesaba katınca çözüm stokastik denklemler oluşturularak olanaklı hale gelecektir.

Sonlu elemanlar yöntemi ile bir yapı sistemine ait dinamik hareket denklemlerinin oluşturulması sırasında aşağıda kısaca verilen adımlar izlenecektir:

1. Sistem, belirli kritik yerlerde seçilen düğüm noktaları ile birbirine bağlı, sonlu sayıda elemanların toplamı olarak idealize edilir, elemanda serbestlik dereceleri tanımlanır.
2. Her eleman için rijitlik ve kütle matrisleri kurulur. Elemanın serbestlik derecesine uyumlu olarak eleman kuvvet vektörü yazılır. Her eleman için kuvvet-yerdeğiştirme ve atalet kuvveti-ivme bağıntısı,

$$\{F_s\} = [K_e]\{U_e\} \quad \{F_I\} = [M_e]\{U_e\} \quad (2.14)$$

olarak alınır. Sonlu eleman formülasyonunda bu bağıntılar, düğüm noktaları yerdeğiştirmeleri ile ifade edilmiş eleman üzerindeki yerdeğiştirme alanı kabulüyle elde edilmiştir.

3. Yerdeğiştirmeleri ve kuvvetleri ortak bir eksen takımına taşımak üzere, eleman dönüşüm matrisleri teşkil edilir.
4. Genel koordinatlarda sistem rijitlik matrisi ve kütle matrisi kurularak uygulanan yük vektörü yazılır.
5. Rijitlik matrisi, kütle matrisinde elemanları bulunan dinamik serbestlik dereceleri tutulup, diğerleri statik yoğunlaştırma işlemi ile yok edilerek indirgenir.
6. Sistemin dinamik dengesine karşı gelen diferansiyel hareket denklemleri yazılır.

Dinamik hareket karakteristikleri ve davranışın zamana bağlı değişimini belirlemek üzere yukarıda özetle belirtilen analiz adımlarını esas alacak şekilde köprü sistemin sonlu eleman modellemesi ve dinamik analizi ile stokastik analiz çalışmalarını kapsayan ayrıntılar sonraki bölümlerde verilmiştir.

3. KUTU KESİTLİ KÖPRÜLERDE SONLU ELEMAN MODELLEMESİ

Stokastik dinamik analizin ilk aşamasını oluşturan bu bölümde; bir köprünün serbest titreşim analizi için sistemin ayırık hale getirilerek sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesinde takip edilen adımlar verilmektedir. Deprem etkisine maruz kutu kesitli kirişlerden oluşan köprü sisteminin davranışını temsil edebilecek uygun sonlu eleman tipi seçilerek, sistem için üç boyutlu sonlu eleman ağı oluşturulmaktadır. Bu aşamadan sonra, dinamik karakteristiklerin belirlenmesi için gerekli olan dinamik rijitlik matrisini elde etmek üzere eleman rijitlik matrisleri yazılarak dönüşüm matrisleri yardımıyla sistem rijitlik matrisi teşkil edilmekte ve titreşim serbestlikleri vektörü bir araya toplanarak sistem rijitlik matrisi yeniden düzenlenmektedir. Köprü sisteminin 3 doğrultuda ayrıklaştırılarak sonlu eleman modellemesi, indirgeme ve diyagonal kütle matrisinin hesabı için geliştirilen BRIFEAP adlı bilgisayar programının akış diyagramı bu bölümün sonunda verilmiştir.

3.1. Sonlu Eleman Tipi ve Ayrıklaştırma

Günümüze kadar yapılan çalışmalarda köprülerin sonlu eleman modellemesinde farklı eleman tipleri esas alınarak çözümler sunulmuştur. Sistemin modellenmesi için genel kabul gören ve pratik çözümler sağlayan 3-boyutlu doğrusal çubuk elemanlar kullanılmıştır. Dinamik karakteristikleri belirlemede daha hassas sonuçlar için ince plak, katlanmış plak, kabuk elemanlar veya katı (solid) elemanlar gibi yüksek mertebeden alternatif sonlu eleman tipleri de kullanılabilir. Ancak bu çalışma stokastik dinamik davranış üzerinde odaklanacağı için yüksek mertebeden sonlu eleman tiplerine gerek duyulmamıştır. En genel halde her düğüm noktasında 3 öteleme (u_x, u_y, u_z) ve 3 dönme ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) olmak üzere çubuk sonlu elemanında toplam 12 adet serbestlik tanımlıdır. Sistemin modellenmesinde bütün elemanlar için Ek-A' da verilen çerçeve sonlu elemanı kullanılarak tabliye için ızgara tipi ağ oluşturulmuştur. Ağ oluşumu, arzu edilen çözüm hassasiyetini sağlama ve sistemde bulunan süreksiz noktaları göz önüne alacak şekilde 3 doğrultuda girilen değişken ağ aralıkları verisi ile program aracılığıyla otomatik olarak yapılmaktadır. Köprü

ayakları, kutu kiriş gövdesi, tabliye ve enkesit değişimlerinin gözlemlendiği bölgelerde farklı ağ aralıkları ile modelleme yapılmıştır.

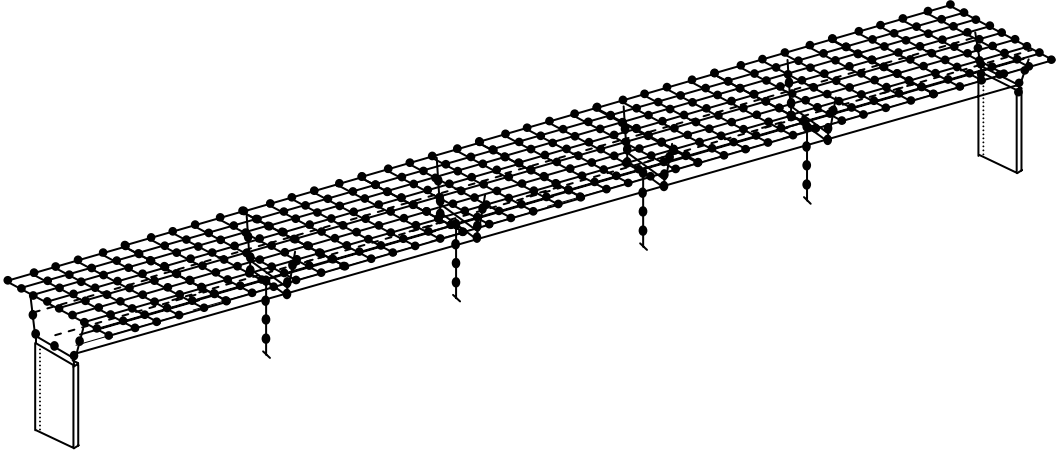
Sistemi oluşturan bütün elemanlar için çubuk eksenini y-ekseni göstermek üzere yerel koordinat takımı ve bunları bir ortak bir eksen takımında bir araya getirmek için global eksen takımı belirlenmiştir. Bu eksen takımlarının doğrultuları ve yönleri Ek-A'da verilmiştir.

3.2. Eleman Rijitlik ve Kütle Matrisleri

Çerçeve çubuk elemanına ait 12×12 'lik rijitlik matrisi Ek-B'de verilmiştir. Verilen rijitlik matrisi terimlerindeki katsayılar sabit kesitli prizmatik çubuklar içindir. Prizmatik sabit kesitli çubuklarda kolayca belirlenebilen bu katsayılar her çubuk için sabittir. Ancak çubuk kesitinde değişkenlik durumunda bu katsayılar atalet momentinin değişimine bağlı olarak ortaya çıkar. Değişken kesitli çubuklarda atalet momenti değişimi, çubuk elastiklik matrisindeki a_i , a_j ve b_{ij} üç temel elastiklik katsayılarının hesaplanmasıyla gözönüne alınmaktadır. Bu katsayılar ile ilgili ifadeler ve şekiller Ek-B de verilmiştir (Çakıroğlu, Çetmeli, 1974).

Değişken kesitler için birim yükleme sabitlerinin kapalı form çözümleri programlamaya elverişli olması nedeniyle kullanılmıştır. Bu amaçla temel rijitlik matrisi katsayılarının hesabı için bağımsız bir program yazılmış ve bulunan sonuçlar hazır tablo değerleriyle kontrol edilmektedir. Birim yükleme sabitlerinin kapalı form çözümleri Ek-B de gösterilmiştir (Charon, 1961). Birim yükleme sabitleri ile esneklik (fleksibilite) matrisi kurulmakta ve tersi alınarak rijitlik matrisi hesaplanmaktadır.

Bir yapı veya köprü sistemi sürekli elemanlardan oluşmakta ve gerçekte kütle yayılı olarak dağılmıştır. Ancak bu durumda sonsuz sayıda atalet kuvveti ve bunlara karşılık gelen serbestlik dereceleri problemin çözümünü güçleştirmektedir. Dinamik analizde kütlelerin düğümlerde toplandığı ilkesine dayanan ayrık kütleli yaklaşım modeli çoğu halde yeterli yakınsaklık sağlar. Her çubuk x, y ve z doğrultularındaki ağ aralıklarına karşı gelen kendi alanındaki kütle temsil edecek şekilde iki uçtaki düğümlerde toplanmıştır. Çubuk elemanlarla modellenen bir köprünün sonlu eleman ve ayrık kütle modeli Şekil 3.1'de gösterilmiştir.



Şekil 3.1: Ayrıklaştırılmış sistem ve toplanmış kütle modeli.

Yayıllı kütlenin düğümlerde toplanması genel kabul gören pratik bir yaklaşım olup yerdeğiştirme ve ivmelerin her noktada tanımlanması yerine bunların seçilen düğüm noktalarında ifade edilmesi titreşim serbestliklerini oldukça azaltır ve titreşim esnasında sistemde yayılı halde bulunan atalet kuvvetlerinin bu düğümlerde olduğu kabul edilmektedir. Genel halde her doğrultudaki serbestlikler için tanımlı olan kütle matrisi diyagonal terimlerden oluşmaktadır.

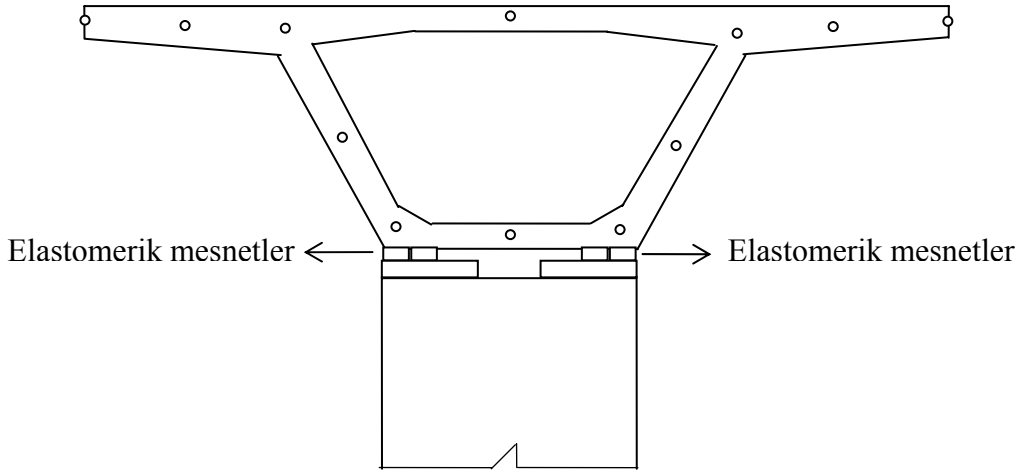
3.3. Dönüşüm Matrisleri

Yerel (eleman) eksen takımlarında ifade edilen kuvvet ya da yerdeğiştirme bileşenleri ortak bir eksen takımında da tanımlanabilir. Bu durumda bileşenlerin şiddet, doğrultu ve yönleri değişir. Eksen takımlarının birbirleri ile yaptıkları açı biliniyorsa, bir eksen takımına göre verilmiş bileşenleri, diğer eksen takımına göre verilmiş bileşenler cinsinden yazmak mümkündür. Bir doğrultunun verilen bir eksen takımına göre eğikliğini belirten doğrultu kosinüsleri yardımıyla her eleman için eksen dönüşümleri Ek-C’de verilen bağıntılarla yapılmaktadır (Tezcan, 1970).

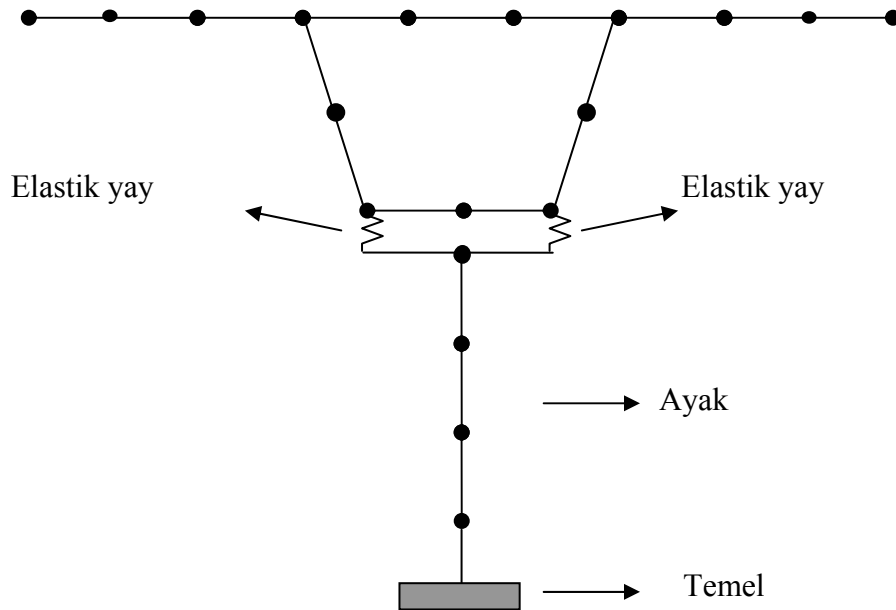
3.4. Elastomer Mesnetlerin Modellenmesi

Köprü üst yapısına mesnetlik yapan ve kauçuk ile çelik plakalardan oluşan elastomer mesnetlerin elastik yay sistemi şeklinde davranış gösterdiği kabul edilerek göz önüne alınmıştır. Sonlu eleman analizinde bu mesnetlerin rijitlik matrisi terimleri sonraki bölümde verilen ve elastomerin mekanik özelliklerini ifade eden bağıntılara dayalı olarak hesaplanır. Bu terimler elastomerin yatay, düşey ve dönme rijitliklerini

içermektedir. Köprü ayağı üzerinde ve kutu kesit gövdesinin alt kenar uçlarında tanımlanan fiktif elemanlar, sistemin tabliye ve ayaklarının modellenmesinde kullanılan çubuk elemanlarla modellenerek elastomer mesnedin rijitliğini temsil eden eleman rijitlik matrisleri kurulmuştur. Şekil 3.2 elastomerik mesnetlerin köprü enkesitindeki konumunu, Şekil 3.3 ise bu enkesitin sonlu eleman modelini göstermektedir.



Şekil 3.2: Köprü enkesiti ve elastomerik mesnetler



Şekil 3.3: Köprü enkesit ve elastik mesnet sonlu eleman modeli

3.5. Sistem Rijitlik Matrisi ve Sınır Koşulları

Çubuk eksen takımlarında tanımlı eleman rijitlik matrisleri, eleman dönüşüm matrisleri yardımıyla global eksen takımında tanımlanır.

$$[k]_{XYZ} = [T]^T [k]_{xyz} [T] \quad (3.1)$$

Global eksen takımında tanımlanmış olan eleman rijitlik matrisleri ilgili serbestlik numaralarına bağlı olarak sistem rijitlik matrisine yerleştirilerek ve sınır koşulları yani mesnetlenme şekilleri dikkate alınarak ilgili satır ve sütunlar ile deplasman vektöründeki terimler sıfırlanarak, rijitlik matrisinde köşegen terim 1 alınmıştır. Böylece hesaplarda kolaylık sağlamak üzere sistem rijitlik matrisinin $n \times n$ boyutunda bir değişiklik yapılmamıştır.

3.6. Titreşim Serbestliklerinin Ayrıklaştırılması

Köprü taşıyıcı sistemine ait sistem rijitlik matrisi, genel anlamda 3 doğrultuda kuvvetli yer hareketinin ivmeleri altında titreşim yapan terimleri içermektedir. En basit anlamda dinamik davranış esnasında sistemin bir doğrultuda salınım hareketi yapacağı düşünülürse, sistem rijitlik matrisinde buna uygun düzenlemeler gerekmekte ve dolayısıyla titreşim yapan serbestlikler ve yapmayan serbestliklere karşı gelen terimlerin ayrı ayrı bir arada toplanması gerekir. Ayrıca, titreşim yapan terimleri içeren indirgenmiş rijitlik matrisinde titreşim yapmayan serbestliklere karşı gelen terimlerin katkısı, titreşim hesabında göz önüne alınabilir. Bunu gerçekleştirmek üzere aşağıda belirtildiği üzere “statik yoğunlaştırma” işlemi yapılır.

$$\begin{array}{c} \overbrace{\quad\quad\quad}^{n_1} \quad \overbrace{\quad\quad\quad}^{n-n_1} \\ \left(\begin{array}{cc} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{array} \right) \left\{ \begin{array}{c} v \\ v_o \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \{P\} \\ \{P_o\} \end{array} \right\} \end{array} \quad (3.2)$$

n : Toplam serbestlik sayısı

n_1 : Titreşimi önemli serbestlik sayısı

$n - n_1$: Titreşimi (atalet tepkisi) terk edilebilir serbestlik sayısı

$$[K_{11}] \{v\} + [K_{12}] \{v_o\} = \{P\} \quad (3.3)$$

$$[K_{12}]^T \{v\} + [K_{22}] \{v_o\} = \{P_o\} = \{0\} \quad (3.4)$$

Denklem 3.4, Denklem 3.3’de yerine konarak boyutu $n_1 \times n_1$ olan indirgenmiş, diğer adıyla yatay rijitlik matrisi $[K]^*$ elde edilebilir.

$$[K_{22}] \{v_o\} = -[K_{12}]^T \{v\} \longrightarrow \{v_o\} = -[K_{22}]^{-1} [K_{12}]^T \{v\} \quad (3.5)$$

$$[K_{11}] \cdot \{v\} - [K_{12}] [K_{22}]^{-1} [K_{12}]^T \{v\} = \{P\} \quad (3.6)$$

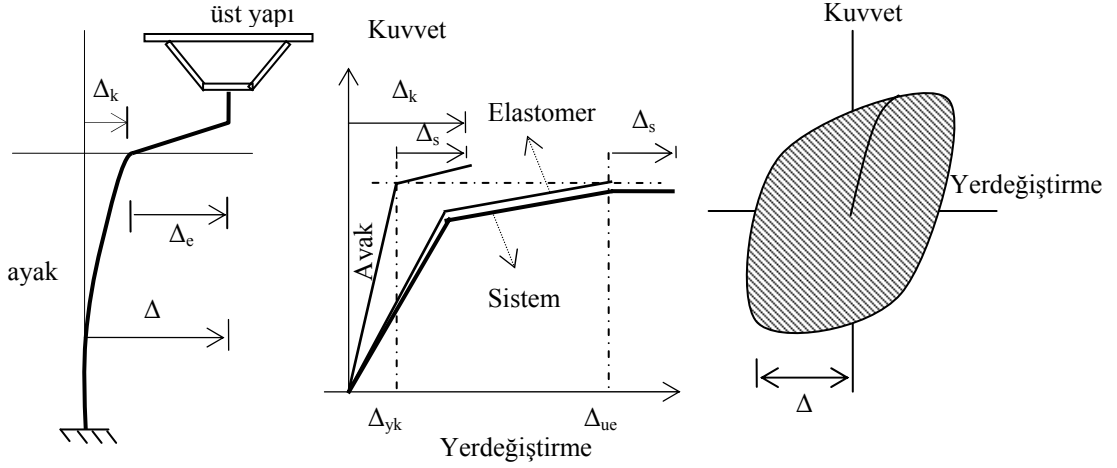
$$[K]^* = [K_{11}] - [K_{12}] [K_{22}]^{-1} [K_{12}]^T \quad (3.7)$$

$$[K]^* \{v\} = \{P\} \quad (3.8)$$

Böylece Denklem 3.7 ile elde edilen $[K]^*$ matrisi, salınımda bulunan serbestliklerin yanı sıra kütle matrisinde temsil edilmeyen terimlerin rijitlik katkılarını içermektedir. Hesaplarda matris işlemleri yerine, kolaylık sağlaması nedeniyle indirgeme işlemi için Gauss eliminasyon yöntemi de kullanılabilir. Bu durumda, titreşimi ihmal edilen serbestlikler matriste yukarıya, titreşim yapan terimleri aşağıya toplamak gerekmektedir. İndirgeme işlemi için birinci analizde matris yöntemi kullanılmış ancak matris boyutlarının büyük olduğu ikinci analizde Gauss indirgeme yönteminin kullanılması uygun görülmüştür.

3.7. Sismik Yalıtım Sistemi

Sismik mühendislik çalışmalarından; muhtemel bir depremin neden olacağı hasar büyük ölçüde yapı titreşiminin temel periyotları ile sismik hareketin frekans içeriği arasında benzeşim olduğu anlaşılr. Ancak köprülerin ve depremlerin dinamik karakteristikleri arasındaki benzerliklere rağmen pek çok yapı veya köprü sistemi, deprem esnasında oluşan hasar nedeniyle periyottaki uzamanın sonucu olarak yer hareketinin en güçlü olduğu frekans bölgesinden uzaklaşabilme özelliğine sahiptir. Yer hareketinde oluşan etkilerin azaltılarak köprüye aktarılması amacıyla periyodu uzatmak için sismik yalıtım cihazları ve/veya pasif enerji sönümleyici sistemlerin tasarıma dahil edilmesi son yıllarda tercih edilen yöntemlerdir. Sismik yalıtım kullanımı durumunda davranış, köprünün rijitliği yanı sıra yalıtım sisteminden etkilenecek, Şekil 3.4’de görüldüğü gibi, oldukça farklı bir biçimde ortaya çıkar.



Şekil 3.4: Sismik yalıtımlı köprü ayağında kuvvet-yerdeğiştirme değişimi ve viskoz sönüm alanı

Sistemde toplam yerdeğiştirme (Δ), ayak (Δ_k) ve elastomer mesnet (Δ_e) yerdeğiştirmesinin toplamı şeklinde oluşur. Elastomer mesnet sınır şekil değiştirmesine (Δ_{ue}) erişildiğinde, ayak akma sonrası yerdeğiştirmesine karşı gelen (Δ_s) kadar ek kapasite vardır. Sönüm, Şekil 3.4'deki gibi viskoz çevrimsel alan biçiminde ortaya çıkarak taralı alanın büyüklüğü ile orantılı olarak değişir.

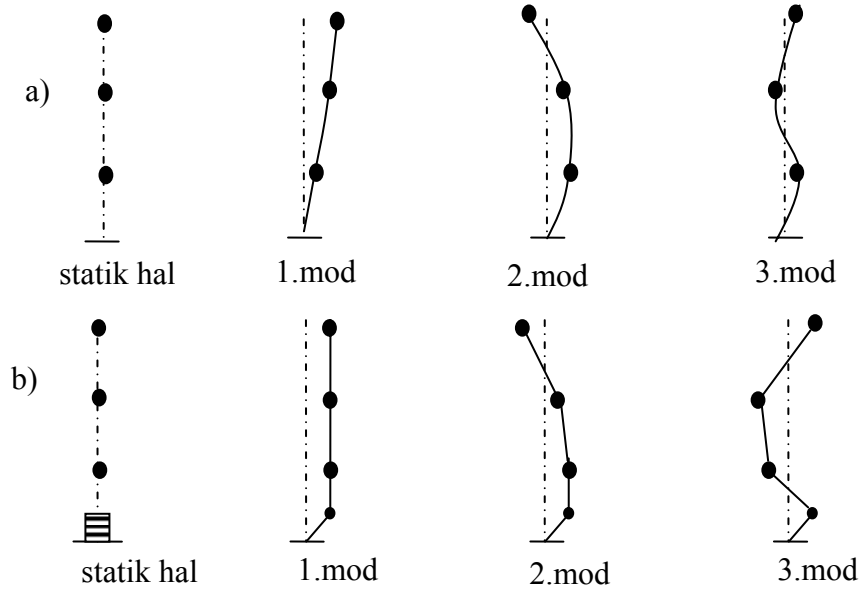
Yer hareketini temsil eden lineer diferansiyel hareketi denkleminde,

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = p(t) \quad (3.9)$$

viskoz sönümü ifade eden ikinci terim, yapının maruz kaldığı kuvvetlerle orantılı olarak değişmektedir. Viskoz sönüm bir enerji dönüştürme yoludur ve bu dönüştürme histerik, sürtünme veya herhangi bir elastik ötesi davranışla sağlanabilir. Bu bilgiler ışığında köprünün sismik dayanımında, enerji soğurma kapasitesinin ve titreşim periyodunun suni olarak arttırılabilmesi imkânı, çok çekici bir yöntem olarak gözükmektedir. Bu amaçla zemin-yapı-temel sisteminin doğal karakteristiklerinin dikkate alınarak yapılacak özel tasarımın avantajı yanında enerjinin büyük bir kısmının dönüşümü için tasarlanan özel sismik elemanların (elastomer, sönümleyici) kullanımı sayesinde sismik hareketin ilk olarak bu elemanlarda karşılanarak üst yapıya hareketin bir kısmının aktarılması açısından faydalıdır (Priestly ve diğ.,1996).

Depreme karşı dayanıklı yapısal tasarım, bir “arz ve talep” problemi olarak görülebilir. Geleneksel tasarım, can kayıplarını ve toptan göçmeyi önlemek üzere belirli bir talep seviyesinde daha yüksek dayanımla sağlanan arz artışını yeterli

kılmayı amaçlamaktadır. Ancak çoğu durumlarda, hasarı önlemek üzere depremin sistemde oluşturduğu talebi ekonomik olarak karşılamak için gerekli dayanımı sağlamak imkansız olabilir. Bu durumda dayanımda artış yaparak daha fazla arz oluşturma, talep tarafında artan sismik kuvvetlerden dolayı büyümeye neden olur. Sismik yalıtım felsefesi, arz ve talep döngüsünde, sistemdeki sismik kuvvetleri azaltmak suretiyle depremin sistemden olan talebini düşürme olarak açıklanabilir.



Şekil 3.5: Sismik yalıtımsız (a) ve yalıtımlı (b) titreşim mod şekilleri.

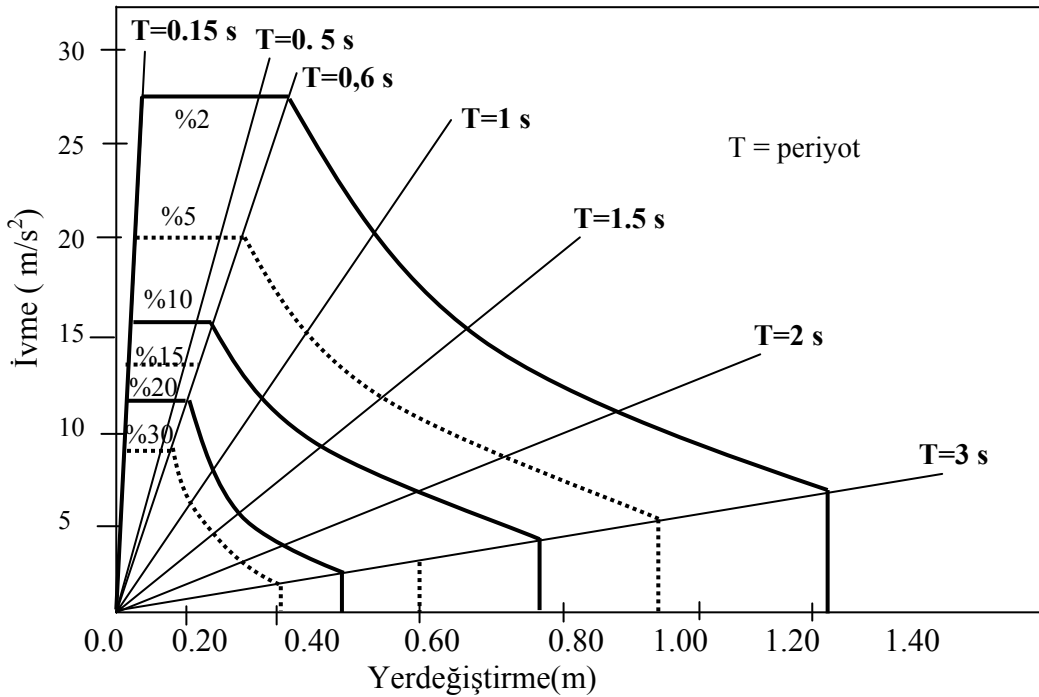
Sismik yalıtımlı bir yapının temel titreşim periyodunda, yalıtım sisteminin deformasyonu ile birlikte üst yapı Şekil 3.5’de gösterildiği gibi genellikle rijit cisim hareketi yapar (Komodromos, 2000).

Sismik yalıtım ve enerji soğurma elemanları, özellikle köprüler için ilgi çekici olmaktadır. Çünkü kendine özgü yapısal karakteristikleri ile ilişkili potansiyel üstünlükleri vardır. Beklenen hasarın birkaç mekanik elemanda birikmesi yaklaşımı uygun olabilir; çünkü bu elemanlar kolaylıkla kontrol edilebilir veya gerektiğinde değiştirilebilir. Köprülerin tasarımında genellikle kütle üst yapı seviyesinde toplandığı ve tabliyenin elastik bölgede kaldığı kabul edilmektedir. Avrupa’da kullanılan yaygın bir yapısal çözüm, ayaklar üzerinde bulunan kayıcı mesnetlere mesnetlenmiş döşeme tabliyesinin sürekli formda yapılmasıdır. Bu durumda özel sismik elemanlar, beklenen sismik hareket ve talep edilen güvenliğe bağlı olarak akma dayanımı, rijitlikleri ve sınır durum yerdeğiştirme kapasiteleri seçilerek

tasarlanabilir. Bu yöntem mevcut yapıların sismik kapasitelerinin arttırılması içinde uygundur.

Köprüler, beklenen yapısal davranışları bakımından genellikle basit yapılar olduğu için, rijitlik dağılımları sismik cihazlar sayesinde düzenlenerek rijit ayaklara esneklik katılabilir ve arzu edilmeyen süneklik yığılması önlenmiş olur. Köprülerin büyük periyotlara sahip olması nedeniyle, sismik cihazların ilave edilmesinin maksimum yerdeğiştirmeler üzerinde etkisi az olabilir ancak daha büyük enerji soğurma kapasitesi ve öngörülen yapısal elemanlara daha yüksek seviyede koruma sağlar.

Euro Code 8 (EC8, Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures)'de orta sıklıkta zeminler için tavsiye edilen ivme ve yerdeğiştirme spektrumları birleştirilerek sismik yalıtımlı köprülerin tasarımı içinde uygun bir spektrum (Şekil 3.6) verilmiştir. Bu spektrum özellikle periyot değişiminin izlenmesi açısından faydalı olup, sistemin doğal titreşim periyodu 0.5-0.6 s civarında olduğu zaman bu bölgede periyotlardaki küçük artışlar halinde yerdeğiştirmeler yaklaşık olarak lineer artarken diğer taraftan önemli miktarda bir kuvvet azalımı sonucunu verir. Örneğin periyodun 0.6 s'den 1 s'ye artması, tepki kuvvetinin %40 azalmasına ve yerdeğiştirmenin %67 artmasına karşı gelmektedir.

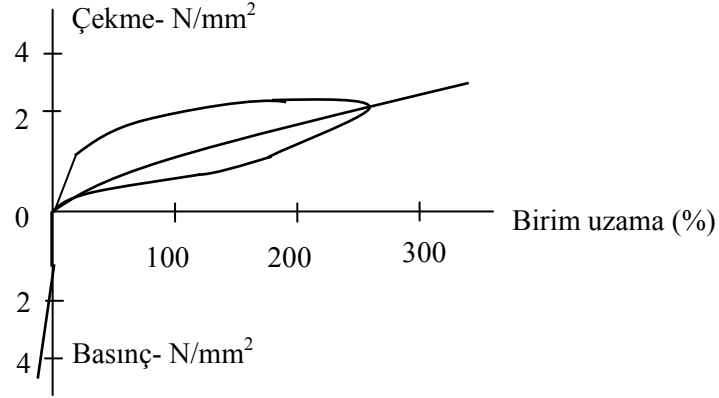


Şekil 3.6: EC8 ivme ve yerdeğiştirme davranış spektrumu (max yer ivmesi=0.8g)

Orta periyotlar bölgesinden daha büyük periyotlara geçiş halinde yerdeğiştirmeler hala doğrusal olarak artmakta, buna karşın kuvvet azalımı daha az olmaktadır. Periyodu 3 saniyeden büyük aşırı esnek yapılarda, periyottaki artış ivmede azalmayı sürdürürken sistemdeki yerdeğiştirmelerde artık büyüme olmaz. Sisteme yatay doğrultuda esneklik kazandıracak elemanların yerleştirilmesi çoğu durumlarda düşey esnekliğinde artmasını beraberinde getirir. Özellikle yakın-alan depremlerinde düşey hareketin potansiyel yükseltgenmesi ve tabliyenin yerinden çıkması söz konusu olabilir.

Sismik yalıtım cihazlarının köprü elemanlarına bağlantısı dikkatli şekilde düzenlenmeli ve kayıcı mesnetlerde stabilite problemi oluşması engellenmelidir. Kayıcı mesnetlerde çekme gerilmesine müsaade edilse bile çoğu elastomerin sıkışma ve uzama durumunda farklı düşey rijitliklere sahip olduğu unutulmamalıdır.

Tabakalı kauçuk mesneden eksenel yük altındaki tipik gerilme-şekil değiştirme eğrisinde bu farklı davranış Şekil 3.7’de görölmektedir. Ayrıca tasarım aşamasında gözönüne alınmayan düşey yükteki büyük değişim, kayıcı mesneden yatay davranışında etkin farklılıklara sebep olabilir.

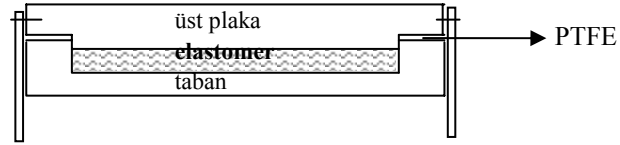


Şekil 3.7: Tabakalı kauçuk mesneden tipik gerilme-şekil değiştirme diyagramı

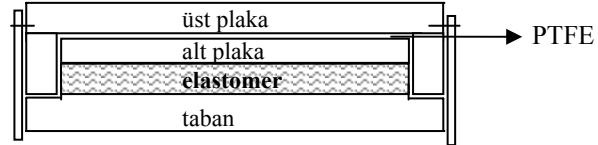
3.7.1. Kayıcı mesnetler

Köprü üst yapısı ile ayakları arasına yerleştirilen elastomer mesnetler (kurşunlu kauçuk mesnetler, yüksek sönümlü kauçuk mesnetler ile öteleme mesnetleri) yaygın kullanılan yalıtım sistemleridir. Elastomer mesnetler, doğal veya yapay kauçuktan yapılan, 8-20mm kalınlığında kauçuk levhalar ile 2-3mm kalınlığında ince çelik levhaların üst üste imalatından oluşur. Oluşan tabakaların en alt ve en üst yüzeyine üst yapı ile alt yapıya bağlantısını sağlayacak geniş ve kalın ana çelik levhalar

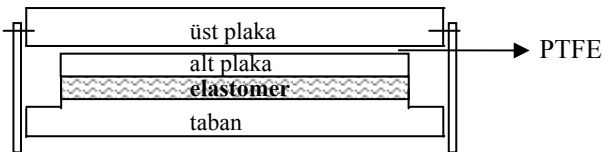
yerleştirilir. Çelik levhalar mesnette düşey yükü ve rijitliği karşılarken tabakalar arasındaki elastomer levhalar düşey yük etkisinde yanal şekil değiştirmeyi kısıtlar. Şekil 3.8’de elastomerik mesnetlerin hareket yönlerine göre enkesit tipleri verilmiştir. Mesnette yatay rijitlik, elastik malzemenin kayma şekil değiştirmesine karşı tepkisidir. Kauçuğun kayma rijitliğinin düşük olması nedeniyle bu mesnetlerin yatay rijitliği düşey rijitliğine göre oldukça düşüktür (yaklaşık 1/100-1/500 kadar). Yatay yerdeğiştirme halinde oluşan büyük şekil değiştirmelerden dolayı düşey yük kapasitesinin azalacağı, bunun da sismik aktivitenin yüksek olduğu bölgelerde bu tür yalıtımın kullanımını zorlaştıracığı gözönünde bulundurulmalıdır. Elastomer mesnedin ortasındaki deliğe kurşun yerleştirilmesi ile kurşunlu kauçuk mesnet tipleri oluşturulabilir. Elastomerin düşük kayma rijitliğinden dolayı doğrusal davranış büyük şekil değiştirmelerde de sürer. Ancak ortadaki kurşun, düşük gerilme değerinde akarak plastik şekil değiştirmeye başlar. Sistemin enerjiyi soğurması elastomerin sönümü ve esas olarak kurşunun sönümü ile gerçekleşir. Kurşunda etkili olan plastik davranışından dolayı çevrimsel davranış sonucu sönüm ortaya çıkar.



a. Sabit elastomer mesnet



b. Tek yönde hareket edebilir elastomer mesnet



c. İki yönde hareket edebilir elastomer mesnet

Şekil 3.8: Elastomer mesnet türleri

Kauçuk ve kurşunun beraber etkileşimi ile başlangıçta küçük bir bölgede elastik ve daha sonra pekleşen plastik davranış bölgesi şeklinde şekil değiştirme durumu ortaya çıkar. Pekleşme rijitliği başlangıç rijitliğinin on katı mertebesinde olup deprem hareketi esnasında ilk elastik rijitlik aşıldıktan sonra yalıtımın tüm sistemin

davranışındaki etkisi belirgin şekilde ortaya çıkar. Böylece büyük depremlerde şekil değiştirmelerin sınırlı kalması için ek bir güvenlik sağlanmış olur.

Mesnedin güç tükenmesi durumuna müsaade edilen kayma şekil değiştirmesinin 5 katı gibi bir kayma şekil değiştirmesinde ancak erişilir. Deprem etkisinin yön değiştirmesi elemanda çevrimsel sönüm meydana gelmesini sağlar.

Kullanılan kauçuk malzemesi değiştirilerek daha yüksek sönüm oranlı kauçuk mesnetler oluşturulabilir. Normalde %2 olan sönüm, yüksek sönümlü kauçuk malzeme durumunda %8-%15 arasında bir değere kadar çıkar. Kauçuğa yüksek sönüm özelliği, bileşimine karbon veya reçine gibi bazı malzemeler eklenerek sağlanır. Normal sönümlü kauçuk mesnetlerde olduğu gibi bu tip yüksek sönümlü kauçuk mesnetlerde de kurşun çekirdek kullanarak eşdeğer viskoz sönüm oranı %20-%30 değerine kadar çıkabilir (Celep, Kumbasar, 2004).

Yaygınca kullanılan diğer bir yalıtım mesnet türü sürtünmeli sarkaç sistemlerdir. Üst yapının oturduğu mesnet küresel konkav bir yüzey üzerinde kenarlara doğru hareketi gittikçe zorlaşan kayıcı mesnet sistemidir. Kayma yüzeyi paslanmaz çelik veya PTFE (Poly Tetra Fluoro Ethylene) tipi teflon malzemedir. Teflon veya çelik yüzey sayesinde kauçuk yüzeye kıyasla daha büyük düşey kuvvetler taşınabilmektedir. Bu tür sistemde kayma kuvvetlerinin bir kısmı sürtünme ile karşılanırken, bu seviye aşıldıktan sonra kuvvetler mesnedin öteleme hareketi ile karşılanır. Sistemde oluşacak taban kesme kuvveti sürtünme katsayısına, dolayısıyla mesnette oluşan sürtünme kuvvetine bağlı olduğundan bu kuvvetin küçük olması sağlanabilir. Sürtünme kuvveti, yalıtım yüzeyinin eğrilik yarıçapı R ve normal kuvvet W'ye bağlı olarak ortaya çıkar. Sistemin periyodu Denklem 3.10 ile ve rijitliği 3.11 bağıntısıyla hesaplanabilir (Naeim, Kelly, 1999):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3.10)$$

Yatay rijitlik,

$$K_H = \frac{W}{R} \quad (3.11)$$

Köprü, viyadük ve üstgeçit yapılarındaki elastomer mesnetler, genişleme derzlerindeki termal etkileri karşılamak için de sisteme dahil edilmektedir. Özellikle

yakın fay bölgelerinde yalıtım cihazlarında sismik deplasman talebi aşılabılır (metre boyutunda) ve hareketin yatay ve düşey olarak birbirine bağlı olması elastomerik mesnetlerde kararsızlığa sebep olur.

Yapının sismik talebinin düşürülmesinde yalıtım sistemleri kullanımının araştırılması gerekir. Deprem sonrası güçlendirme stratejisi; talebi azaltmaya yönelik olmalı, böylece geliştirilen kapasite depreme dayanıklılıkta yeterlilik sağlayabilir. Bu amaçla kullanılan pasif izolasyon sistemleri, kuvvetleri azaltmada esnek olmalı ayrıca rölatif deplasmanları sınırlamak için bir enerji yutucuyla birleşik olmalı ve hizmet yükleri altında yeterli rijitliği sağlamalıdır.

3.7.2. Elastomer mesnet mekanik karakteristikleri

Çok tabakalı elastomerik mesnetlerin mekanik özellikleri üzerinde uzun süre çalışılmış ve doğrusal olmayan tekniklerin kullanımıyla elde edilen kesin çözümler hala oldukça zor olmasına karşın elastik teoriye dayalı basit tahminler, birçok araştırmacı tarafından geliştirilerek laboratuvar testleriyle doğrulanmakta ve son zamanlarda sonlu eleman analizlerinde yaygınca kullanılmaktadır. Yapılan bu çalışmada, elastomer mesnetlerin mekanik özellikleri, aşağıdaki bölümlerde verilen bağıntılara dayalı olarak belirlenmiş ve eleman rijitlik matrisleri kurularak sonlu eleman analizinde dikkate alınmıştır.

3.7.3. Yatay rijitlik

Elastomer mesnedin en önemli özelliği olan yatay rijitliği Denklem 3.12’de verilen,

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (3.12)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Burada,

G: Elastomerin kayma modülü,

A: Tüm en kesit alanı,

t_r : Kauçuk tabakalarının toplam kalınlığı.

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)’ya göre elastomerin kayma modülü 0.55 N/mm^2 ile 1.20 N/mm^2 arasında ve katılık göstergesi (Shore indeksi) 50-60 arasında olmalıdır. Bu şartnamede yer alan farklı katılıklarda elastomer özellikleri için değerler Tablo 3.1’de verilmiştir.

Tablo 3.1: Farklı katılıklarda elastomer mesnet özellikleri (AASHTO)

Katılık	50	60	70
Kayma Modülü (73°F) (psi)	95-130	130-200	200-300
25 yılda sünme şekil değıştirmesi	%25	%35	%45
Başlangıç şekil değıştirmesi			

Kayma modülü için ilgili DIN (Deutsche Institut für Normung) şartnamesinde verilen 1 N/mm^2 değeri hesaplarda esas alınmıştır. Maksimum yatay deplasman D ile maksimum kayma şekil değıştirmesi γ arasındaki ilişki aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (3.13)$$

γ kayma şekil değıştirmesi için maksimum değerler DIN şartnamesinde $\tan\gamma=0.7$ ile sınırlandırılırken, AASHTO'ya göre ise h_{rt} elastomer toplam kalınlığı ve Δ_s elastomer maksimum kayma deformasyonu olmak üzere $h_{rt} \geq 2\Delta_s$ şekilde verilmiştir.

3.7.4. Düşey rijitlik

Kayıcı bir mesnedin tasarımı için gerekli olan düşey rijitlik K_v ve eğilme rijitliği (kiriş teorisine benzer anoloji ile EI olarak ifade edilmiştir) basit doğrusal elastik teoriye dayalı olarak verilmiştir. Yalıtılmış bir yapının düşey frekansı genellikle önemli bir tasarım kriteridir ve sistemdeki kayıcı mesnetlerin düşey rijitliği ile kontrol edilmektedir. Bu düşey frekansı tahmin etmek için tasarımcı, belirli bir zati yük altında sadece mesnetlerin düşey rijitliğini hesaplamaya ihtiyaç duyar ve bu lineer bir analiz için yeterlidir. Düşey yükler altında elastomer mesnedin başlangıç davranışı doğrusallıktan oldukça uzak ve pek çok faktöre bağlıdır. Genellikle elastomer mesnetlerin tam düşey rijitliğine ulaşmadan önce belirgin bir iç işleyişi vardır. Takviye takozlarının (reinforcing shims) hizalanmasından ve kalıp süresince işçilikten çok etkilenen bu işleyiş önceden tahmin edilemez fakat elastomer bir mesnedin düşey davranışının tahmininde genellikle önemi azdır. Tasarım için analiz edilmesi gereken diğer önemli bir özellik elastomerin burkulma davranışdır. Bu analiz için, basınç altında kayıcı mesnedin eğilme momenti davranışı gereklidir. Kauçuk bir mesnedin düşey rijitliği;

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (3.14)$$

Denklem 3.14 ile elde edilir. Burada,

A: Kayıcı mesnet tüm en-kesit alanı (genellikle çelik plakaların alanı olarak alınır),

t_r : Kauçuk tabakalarının toplam kalınlığı,

E_c : Belirli bir düşey yük seviyesinde kompozit kauçuk-çelik tabakanın ani basınç modülü (sıkışma modülü) dır.

Tek bir kauçuk tabakası için E_c değeri, S şekil çarpanı ile kontrol edilmektedir. S elastomerin bir tabakasının alan oranı yönüyle boyutsuz büyüklüğü olup bu değer;

$$S = \frac{\text{Yüklü Alan (yatay kesit)}}{\text{Yüksüz Alan (yanal çevre alanı)}} \quad (3.15)$$

olarak tanımlanmıştır. R yarıçaplı t kalınlıklı dairesel bir yatağa oturan kayıcı mesnet için Denklem 3.16'da verildiği gibi alınır.

$$S = \frac{R}{2t} \quad (3.16)$$

Kenar boyutu a ve kalınlığı t olan kare yatağa oturan mesnet için S oranı,

$$S = \frac{a}{4t} \quad (3.17)$$

olur. Tam bir daire formundaki tekil bir yatak için sıkışma modülü E_c değeri, Denklem 3.18 ile ve kare şeklinde ise 3.19'da verilen bağıntı ile belirlenebilir.

$$E_c = 6GS^2 \quad (3.18)$$

$$E_c = 6.73GS^2 \quad (3.19)$$

S şekil çarpanı yukarıda verilen bağıntıdan farklı olarak AASHTO'da elastomerik mesnetlerin yük deformasyon ilişkisi ve sertliğine bağlı olarak tanımlanmıştır. Bunun için basınç gerilmeleri ile basınç şekil değiştirmeleri arasındaki ilişkiyi sertliğe bağlı olarak belirten eğrilerden yararlanılarak şekil faktörü elde edilebilir. Bazı durumlarda kayıcı mesnetler doldurulmamış boşluklarla tasarlanmaktadır. Bu durumda E_c bağıntısında bu etkiyi hesaba katmak üzere bir λ çarpanı kullanılmaktadır. Direkt basınç altında yapışık çelik çubuklarca sağlanan yanal deformasyon kısıtlaması, kauçukta kayma şekil değiştirmesi oluşturur. Nominal basınç şekil değiştirmesi ϵ_c ve Δ düşey yerdeğiştirme olmak üzere aralarındaki ilişki,

$$\varepsilon_c = \Delta/t_r \quad (3.20)$$

denklemindeki kauçuk kalınlığı ile ifade edilir. Bu durumda kauçuk kayma şekil değiştirmesi,

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (3.21)$$

Denklem 3.21 ile hesaplanır. Bu değer mesnet yatak uçlarında oluşan maksimum kayma şekil değiştirmesidir ve genellikle tasarımda kullanılmaktadır. Ayrıca kauçuğun şekil değiştirmeye karşı son derece hassas olması ve G kayma modülünün şekil değiştirme seviyesine göre düzenlenmesi nedeniyle ortalama kayma şekil değiştirmesi kavramının tahmini, faydalı olacağı görülmektedir. Ortalama şekil değiştirmenin tahmini için kullanılan modülün uygun bir değeri, mesnet yatağında elastik olarak depolanan enerjinin hesabına dayandırılmakta ve ortalama kayma şekil değiştirmesi,

$$\gamma_{ort} = \sqrt{6S\varepsilon_c} \quad (3.22)$$

bağıntısı ile elde edilmektedir.

3.7.5. Eğilme rijitliği

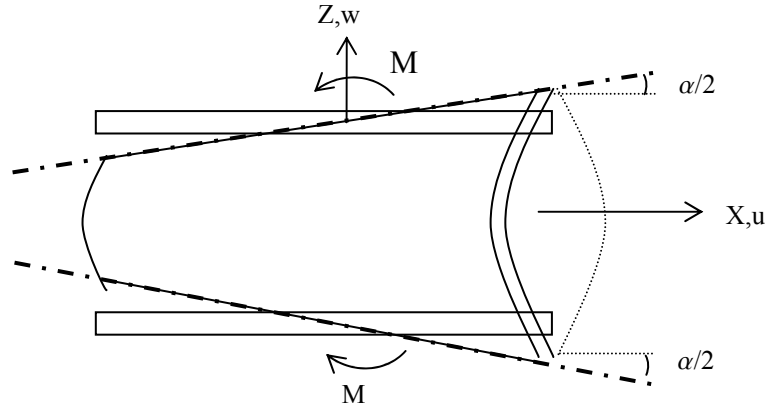
Kayıcı mesnet sisteminin eğilme rijitliği aynı türde deplasman kabulleri ile benzer bir yaklaşım yapılarak hesaplanmıştır. Şekil 3.9'da görüldüğü gibi mesnet yatağı sadece M momenti ile yüklenmiş ve deformasyon yapışık alt ve üst plakanın dönüşü olarak varsayılmaktadır. Alt ve üst plaka arasındaki rölatif dönme (açı) α ve deformasyonun neden olduğu eğrilik yarıçapı ρ olmak üzere;

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\alpha}{r} \quad (3.23)$$

3.23 bağıntısı ile,

$$M = \frac{EI}{\rho} \quad (3.24)$$

(3.24)'deki moment-eğrilik ilişkisine dayalı kiriş teorisi kullanılarak,



Şekil 3.9: Eğilme etkisinde rijit sınırlayıcı tabakalar arasında kauçuk yatak

$$M = (EI)_{\text{eff}} \frac{\alpha}{t} \quad (3.25)$$

eğilme momenti değeri elde edilir. Yarıçapı R olan dairesel bir mesnet yatağı için bu momentin değeri,

$$M = \frac{3\alpha G}{2t^3} \frac{\pi R^6}{12} \quad (3.26)$$

ile hesaplanır. Dairesel kesitli bir kiriş için,

$$I = \frac{\pi R^4}{4} \quad (3.27)$$

olarak bilinen kesit eylemsizlik momenti için hesaplarda $I = \pi R^4/12$ olarak alınmaktadır; bu değer in kesit atalet momentinin üçte biri olduğuna dikkat edilmelidir. Bunun nedeni eğilme gerilmeleri dağılımının mesnet yatağı boyunca kübik bir parabol olmasıdır. Kare mesnet yatağı durumunda bu etkili eğilme rijitliği kiriş eğilme rijitliğinin üçte birine çok yakın olmaktadır:

$$(EI)_{\text{eff}} = E_c(0.329I) \quad (3.28)$$

Denklem 3.28 ifadesi dikdörtgen yatak durumunda;

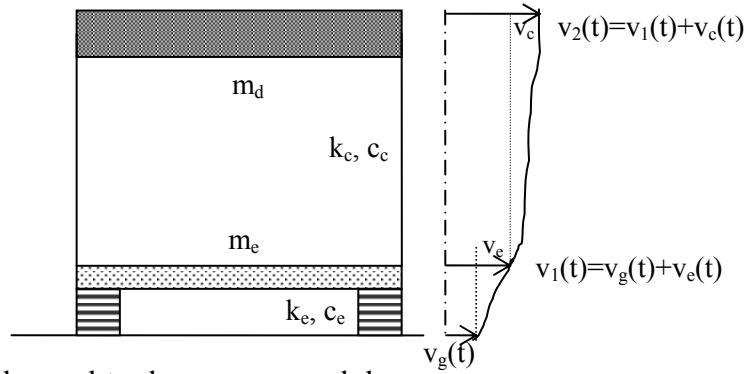
$$(EI)_{\text{eff}} = 2GS^2I \frac{(b+a)^2}{b^2 - a^2} \quad (3.29)$$

ile göz önüne alınır. Mesneden transfer edebileceği maksimum eğilme momenti AASHTO'da,

$$M_m = (0.5E_c I) \theta_m / h_{rt} \quad (3.30)$$

bağıntısıyla hesaplanır; θ_m maksimum tasarım dönmesi (radyan) dir. Bu değer zati ve hareketli yüklerin dönmeleri ile belirsizlikleri içeren dönmenin toplamı olarak ($\theta < 0.005$) ile kısıtlanmıştır.

3.7.6. Taban yalıtımlı sistemin dinamik davranışı



Şekil 3.10: Taban yalıtımlı çerçeve genel davranışı

Sismik yalıtımlı çerçevenin dinamik davranışını ifade eden hareket denklemleri Şekil 3.10'da gösterilen sistemin dengesi,

$$m_e [\ddot{v}_e(t) + \ddot{v}_g(t)] + m_d (\ddot{v}_e(t) + \ddot{v}_c(t) + \ddot{v}_g(t)) + c_e \dot{v}_e(t) + k_e v_e(t) = 0 \quad (3.31)$$

$$m_d [\ddot{v}_c + \ddot{v}_e + \ddot{v}_g] + c_c \dot{v}_c + k_c v_c = 0 \quad (3.32)$$

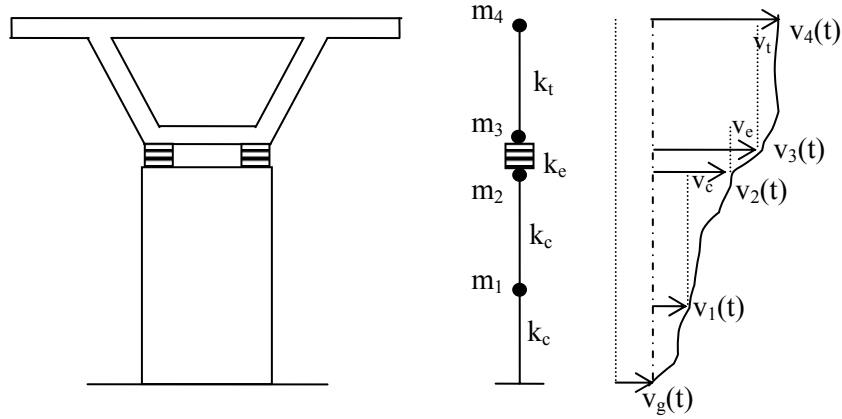
şeklinde yazılır. Bağıntılarda (3.31 ve 3.32) k_c , c_c , çerçevenin, k_e , ve c_e tüm kauçuk yalıtım sisteminin rijitlik ve sönüm değerleridir. İki serbestlik için verilen bu bağıntılar düzenlenerek elastomer mesnetli çerçevenin dinamik diferansiyel hareket denklemi, kısaltılarak aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$(m_d + m_e) \ddot{v}_e(t) + m_d \ddot{v}_c(t) + c_e \dot{v}_e(t) + k_e v_e(t) = -(m_d + m_e) \ddot{v}_g(t) \quad (3.33a)$$

$$m_d (\ddot{v}_c(t) + \ddot{v}_e(t)) + c_c \dot{v}_c(t) + k_c v_c(t) = -m_d \ddot{v}_g(t) \quad (3.33b)$$

Rijit bir çerçeve ile birlikte elastik mesnetlerin dinamik davranışını ifade eden hareket denklemleri 3.33a ve 3.33b ile ifade edilir. Genel dinamik hareket denklemleri elastomer mesnetli bir köprü ayağı için de yazılabilir. Bir köprü enkesitinde ayak-üst yapı ve elastomer üçlü sistemi için benzer yaklaşımla dinamik hareket denklemleri, ayırıklaştırma ve toplu kütle modeli yaklaşımı ile her serbestlik

derecesi için teşkil edilir. Şekil 3.11’de verilen elastomer mesnetli ayak sisteminde kütlelerin tek serbestlik dereceli olması halinde dinamik hareket denklemi 3.34’ de verildiği gibi yazılır.



Şekil 3.11: Köprü ayağı ve elastomerik mesnetler

$$m_1(\ddot{v}_1(t) + \ddot{v}_g(t)) + c_c \dot{v}_1(t) + k_c v_1(t) - k_c v_c(t) = 0 \quad (3.34a)$$

$$m_2(\ddot{v}_2(t) + \ddot{v}_e(t)) + c_c \dot{v}_c(t) + k_c v_c(t) + k_e v_e(t) = 0 \quad (3.34b)$$

$$m_3(\ddot{v}_3(t) + \ddot{v}_g(t)) + m_t(\ddot{v}_4(t) + \ddot{v}_g(t)) + c_e \dot{v}_e(t) + k_e v_e(t) = 0 \quad (3.34c)$$

$$m_4(\ddot{v}_4(t) + \ddot{v}_g(t)) + c_t \dot{v}_t(t) + k_t v_t(t) = 0 \quad (3.34d)$$

Sismik yalıtımlı bir ayak enkestinde, 4 serbestlik dereceli sistemin enine öteleme titreşimi diferansiyel hareket denklemleri ile ifade edilir.

Sistemin enine titreşim periyodunu büyük ölçüde etkileyen kauçuk mesnetlerin yanıl periyodu aşağıda verilen denklem ile hesaplanabilir.

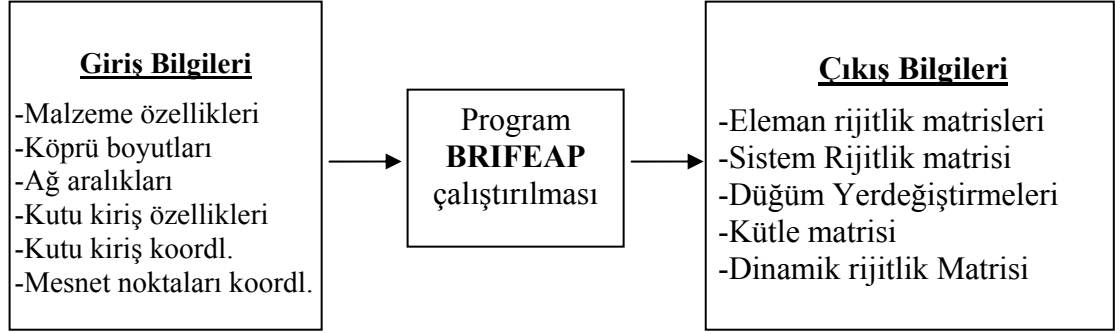
$$T_e = 2\pi \left(\frac{SA' t_r \gamma}{Ag} \right)^{1/2} \quad (3.35)$$

Bu bağıntı ile hesaplanan titreşim periyodu, ayak veya genel halde köprü sisteminin ön tasarımında enine titreşim birinci periyodu hakkında iyi bir fikir vermektedir. Bağıntıdaki terimlerden;

A': Maksimum mesnet yerdeğiştirmesinde üst ve alt plakanın örtüşen alanı,

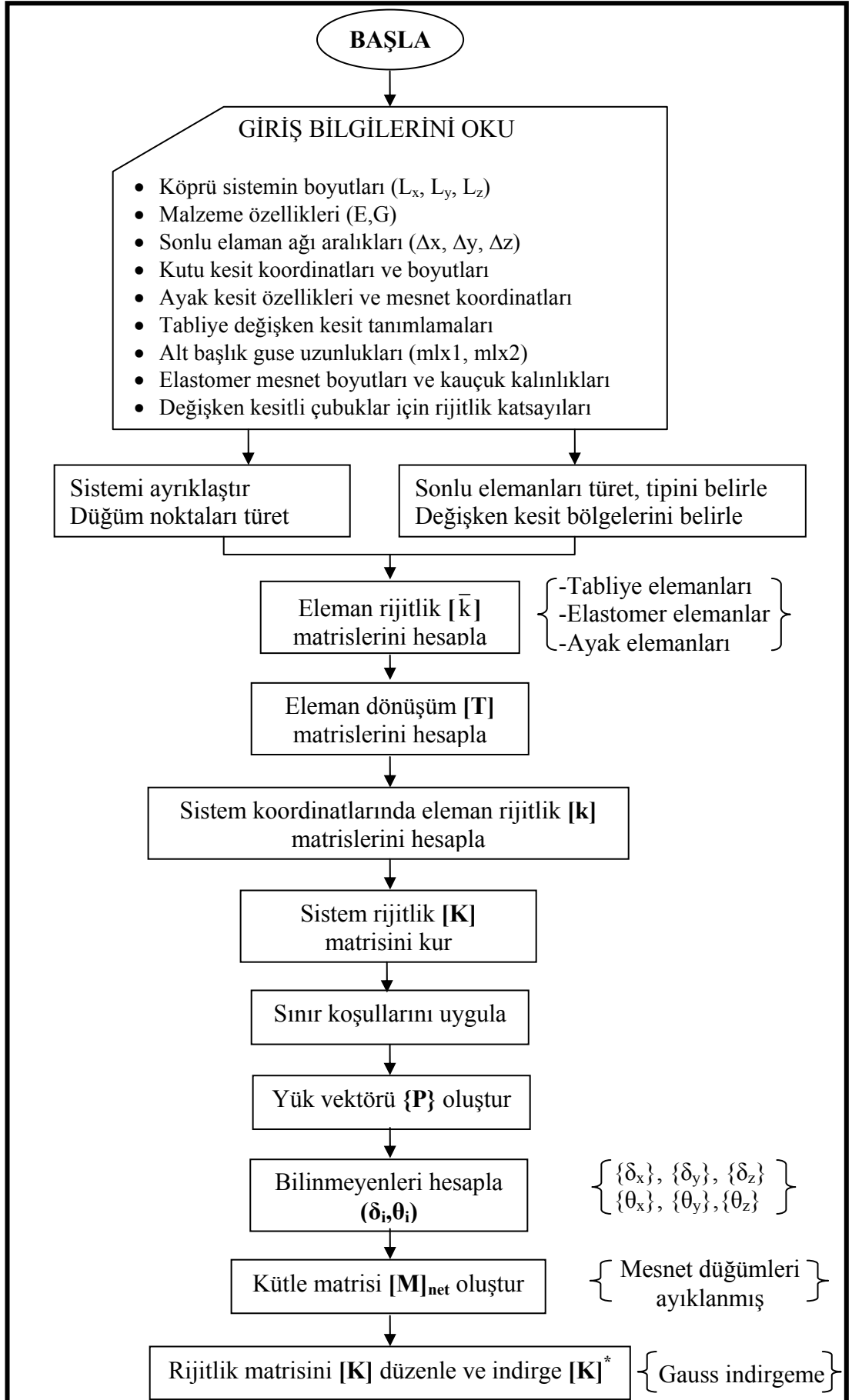
g: Yerçekimi ivmesidir.

3.8. BRIFEAP Programı Akış Diyagramı



Şekil 3.12: BRIFEAP programı giriş ve çıkış bilgileri

Modelleme ve analiz için köprü sistemine ait gerekli giriş bilgileri ile icra sonrası çıkış bilgileri Şekil 3.12’ de verilen BRIFEAP programının akış diyagramı Şekil 3.13’de gösterilmiştir.



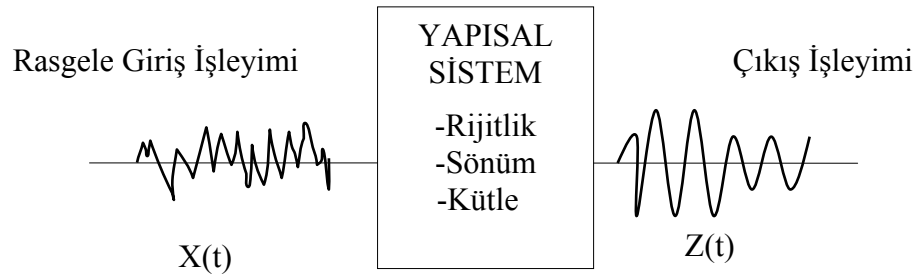
Şekil 3.13: BRIFEAP sonlu eleman modeli programı akış diyagramı

4. STOKASTİK DİNAMİK ÇÖZÜM MODELİ

4.1. Rasgele Dinamik Hareket

Yapılarda güvenliğin sağlanması, yapı mühendisliğinde en önemli problemlerden birisidir. Yapı elemanlarını oluşturan malzemelerdeki ve etkiyen yüklerdeki belirsizliklerden dolayı güvenlik kesin bir tarzda belirlenemez. Özellikle rüzgar, deprem gibi dinamik etkilerdeki belirsizlikler daha büyük değişim gösterirler. Dinamik yüklerin ve onların yapı davranışı dolayısıyla yapı güvenliği üzerindeki etkilerine ait belirsizliğin analiz edilerek anlaşılması amacıyla yapılan rasgele titreşim analizleri mühendisler için vazgeçilmez araç olmuştur.

Dinamik yükler altında yapının analiz ve tasarımında, dinamik tasarım yüklerinin yeterince hassas bir şekilde belirlenmesi karşılaşılan temel zorluktur. Kuvvetli yer hareketini temsil eden ivme kaydı gözönüne alınırsa, en büyük ivme değeri olan ve kısa süreli durağan olmayan bir kayıt olduğu aşıkardır. Yerçekimi ivmesinin belirli bir yüzdesi olan en büyük ivme değeri ve hareket süresi sismik bölgelerdeki yapılar için tasarım ivmesi hakkında bir fikir verir. Ancak zamana bağlı olan ve aynı depremde dahi farklı olan bu kayıtlar karmaşık ve düzensiz değişim göstermektedir. Şekil 4.1’de gösterildiği gibi, yer hareketinin rasgele işleyim olarak modellenerek sisteme giriş olarak verilmesi ve sistemde oluşan tepkinin elde edilmesinde benzer şekilde aynı model esas alınabilir.



Şekil 4.1: Rasgele dinamik davranış şematik gösterimi

Gerek titreşim karakteristiklerini (frekans içerikleri, faz açıları) gerekse ivme ve süredeki belirsizlikleri hesaba katmak için yer hareketinin zaman tanım alanında bir fonksiyon olarak ele alındığı klasik yaklaşım söz konusudur. Okyanus dalgaları, rüzgar basıncı ve deprem hareketinden oluşan dinamik yükler veya salınımlar zaman fonksiyonuna karşılık olarak ya maksimum tasarım yükü ya da zaman fonksiyonları etkin tasarım yükü ortalaması alınarak analizi yapılmaktadır. Her iki yaklaşımda yetersizdir; çünkü bazen mantıklı sonuçlar verirken rasyonel olarak çoğu zaman yapı güvenliği sorusunun cevabını hassas bir şekilde karşılamaz. Ayrıca bu salınımlardaki frekans aralıkları, değişik frekans bileşenleri olan yüksek rasgelelikte ve geniş bir frekans bandında oluşabilmektedir (Yang, 1985).

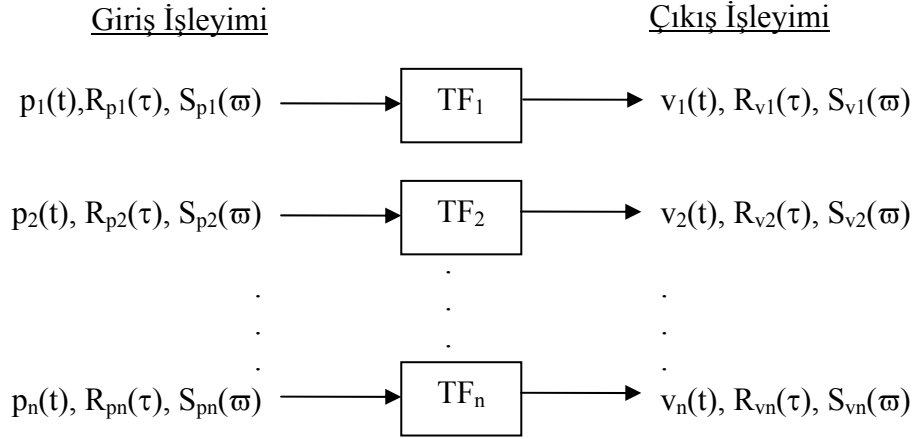
Yer hareketindeki belirsizlikleri içeren rasgele değişen fonksiyonlar, rasgele işleyimler olarak göz önüne alınmalıdır. Bu durumda rasgele işleyimde karakteristikler, istatistiksel ve probabilistik anlamda tanımlanabilmektedir. Sistemdeki dinamik salınımlar (input excitations) rasgele fonksiyonlar olarak ele alınmışsa yapı davranışı da doğal olarak rasgele zaman fonksiyonları cinsinden olacaktır. Rasgele titreşim analizi, sistemin maruz kaldığı rasgele yer hareketlerinin karakterize edilmesi, rasgele yapı davranışının belirlenmesi ve yapı güvenliğinin olasılık yönüyle değerlendirilmesini kapsamaktadır. Bir rasgele işleyimin incelenmesinde ergodiklik kabulü sayesinde tüm toplum yerine rasgele işleyimin tek bir örnek fonksiyonunu almak yeterli olmaktadır. Böylece her rasgele fonksiyon değişimi ait olduğu rasgele işleyimi temsil etmesi nedeniyle hesaplarda işlem hacminin düşürülmesi bakımından kolaylık sağlamaktadır (Clough ve Penzien, 1993).

Problem, stokastik bir yük işleyimi $x(t)$ 'nin rasgele davranış işleyimi $z(t)$ ye dönüşümü çözümlenmektedir. Uygun matematiksel bağıntıların uygulanarak davranış işleyiminin stokastik anlamda bilinmesiyle, sınır değerlerin aşılması gibi farklı göçme modlarına göre güvenirlilik, yorulma veya kırılma belirlenebilir (Schuëller ve Shinozuka, 1987).

4.2. Stokastik Davranış Modeli

Durağan bir $p(t)$ işleyimi, tek serbestlik dereceli bir sisteme giriş hareketi olarak verilmekte ve özilişki ($R_p(\tau)$), veya güç spektrum yoğunluk fonksiyonlarından ($S_p(\omega)$) birisi biliniyorsa durağan çıkış işleyimi $v(t)$ transfer fonksiyonları ile

karakterize edilebilir. Doğrusal tek serbestlik dereceli bir sistemin giriş ve çıkış işleyiminde hesaplarda kullanılan stokastik terimler ve transfer fonksiyonları Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2: Doğrusal tek serbestlik dereceli bir sistemin giriş ve çıkış işleyimi.

Transfer fonksiyonlarındaki rasgelelik $p(t)$ ‘ye kıyasla küçük olduğundan,

$$TF_1 = TF_2 = \dots \dots \dots TF_n = TF \quad (4.1)$$

şeklinde bütün işleyimler için sabit bir transfer fonksiyonu katsayısı kabul edilmektedir.

4.2.1. Zaman tanım alanında davranış

Çok serbestlik dereceli sistemlerin dinamik davranışı normal hareket denklemlerinin çözümünden belirlenebilir.

$$\ddot{Y}_n(t) + 2\omega_n \xi_n \dot{Y}_n(t) + \omega_n^2 Y_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (4.2)$$

Normal koordinatlarla lineer ilişkili herhangi bir $v(t)$ davranışı şu şekilde hesaplanır;

$$v(t) = \sum_n B_n Y_n(t) \quad (4.3)$$

B_n katsayıları standart analiz metotlarıyla elde edilir. Genellikle serilerin hızlı yakınsaklık oranına sahip olması nedeniyle dikkate alınması gereken modların sayısı serbestlik derecesinden daha az sayıda olmaktadır. Sistemdeki salınımlar,

genelleştirilmiş ayırık kuvvetler olarak göz önüne alınır. $v(t)$ davranışının otokorelasyon fonksiyonu,

$$R_v(\tau) = E\left[\sum_m \sum_n B_m B_n Y_m(t) Y_n(t + \tau)\right] \quad (4.4)$$

$$Y_n(t) = \int_{-\infty}^t P_n(\tau) h_n(t - \tau) d\tau \quad (4.5)$$

ve $h_n(t)$ birim darbe davranış fonksiyonu olmak üzere,

$$R_v(\tau) = \sum_m \sum_n R_{v_m v_n}(\tau) \quad (4.6)$$

$$R_{v_m v_n}(\tau) = \int_0^\infty \int_0^\infty B_m B_n R_{p_m p_n}(\tau - u_2 + u_1) h(u_1) h(u_2) du_1 du_2 \quad (4.7)$$

dir. Modal frekansları belirgin şekilde ayırık olan ve hafif sönümlü sistemler için farklı modlardaki davranışlar istatistiksel olarak birbirinden bağımsız kabul edildiğinden çapraz terimler ihmal edilir. Bu durumda toplam davranış;

$$R_v(\tau) = \sum_m R_{v_m v_m} \quad (4.8)$$

şeklinde olur.

4.2.2. Frekans ortamında davranış

Genel hareket denklemi,

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = p(t) \quad (4.9)$$

zaman tanım alanında çözümünden,

$$v(t) = \int_{-\infty}^t p(\tau) h(t - \tau) d\tau \quad (4.10)$$

elde edilen yerdeğiştirme ifadesine Fourier dönüşümleri uygulanarak,

$$v(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} H(i\omega) c(i\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (4.11)$$

frekans tanım alanına geçilir. İntegral terimleri, $H(i\omega)$ Kompleks frekans davranış fonksiyonunu, $c(i\omega)$ ise kuvvet fonksiyonunun Fourier dönüşümüne karşı gelir. Kuvvet fonksiyonuna Fourier dönüşümü uygulanır,

$$c(i\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} p(t) e^{-i\omega t} dt \quad (4.12)$$

ve bunu takiben ters Fourier dönüşümünden,

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} c(i\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (4.13)$$

orijinal dalga elde edilir. Böylece tüm etki alanı üzerindeki dalga basit frekanslı bileşenlerine ayrılmış olur. Denklem 4.10 ve 4.13 aralarındaki benzerlik ve bunların Denklem 4.9'da yerine yazılmasıyla,

$$H_n(i\omega) = \frac{1}{K_n [1 + 2i\xi_n (\omega/\omega_n) - (\omega/\omega_n)^2]} \quad (4.14)$$

kompleks frekans davranış fonksiyonu elde edilir.

4.2.3. Ayrık kuvvetler etkisinde davranış

Durağan rasgele titreşim hareketi altında genelleştirilmiş ayrık kuvvetler birer stokastik işleyim olarak alınması gerekir. Normal koordinatlarda genelleştirilmiş hareket denklemi,

$$M_n \ddot{Y}_n(t) + C_n \dot{Y}_n(t) + K_n Y_n(t) = P_n(t) \quad (n=1,2,\dots) \quad (4.15)$$

alınarak yapılan çözümden elde edilen,

$$v(t) = \sum_n B_n Y_n(t) \quad (4.16)$$

bileşeni herhangi bir tepkiyi ifade etmektedir. Giriş işleyimine bağlı olarak durağan olan bu bileşenin otokorelasyon fonksiyonuna, Fourier dönüşümü ile,

$$S_v(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_z(\tau) \exp(-i\omega\tau) d\tau \quad (4.17)$$

çıkış bileşenin güç spektrum yoğunluk fonksiyonuna geçilir. Denklem 4.17’de gerekli değişken dönüşümleri ve integral hesabı yapılarak,

$$S_{v_m v_n}(\omega) = B_m B_n H_m(-i\omega) H_n(i\omega) S_{p_m p_n} \quad (4.18)$$

giriş ve çıkış işleyimi arasındaki ilişkiyi gösteren çapraz güç spektrum yoğunluk fonksiyonu elde edilir. Toplam modal davranış Denklem 4.19 ile hesaplanır.

$$S_v(\omega) = \sum_m \sum_n S_{v_m v_n}(\omega) \quad (4.19)$$

Göz önüne alınan modlar oldukça ayırık ise ve hafif sönümlü sistemlerde çapraz terimlerin katkısı azdır. Ancak birbirine yakın modlarda bu terimler ihmal edilmemelidir. Frekans davranış fonksiyonu $H_n(i\omega)$ Denklem 4.14’de verilmişti, $H_m(-i\omega)$ ise,

$$H_m(-i\omega) = \frac{1}{K_m [1 - 2i\xi_m(\omega/\omega_m) - (\omega/\omega_m)^2]} \quad (4.20)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Sisteme etkiyen yükler ayırık şekilde olması halinde ise genelleştirilmiş kuvvet fonksiyonu,

$$p_n(t) = \sum_j \phi_{jn} p_j(t) = \phi_n^T p(t) \quad (4.21)$$

şeklinde kuvvetler doğrultusundaki modal yerdeğiştirmelere dayalı olarak hesaplanır. Bu kuvvetlerin çapraz güç spektrum yoğunluk fonksiyonu,

$$S_{p_m p_n} = \sum_j \sum_i \phi_{jm} \phi_{in} S_{p_j p_i}(\omega) = \phi_m^T S_p \phi_n \quad (4.22)$$

dir. Denklem 4.22, Denklem 4.18’de yerine konularak,

$$S_{v_m v_n}(\omega) = B_m B_n H_m(-i\omega) H_n(i\omega) \phi_m^T S_p \phi_n \quad (4.23)$$

ayırık rasgele p kuvvetlerini içeren çapraz güç spektrum yoğunluk fonksiyonu elde edilir. Çapraz terimlere karşı gelen farklı modların birbirleri arasındaki ilişki

istatistiksel anlamda bağımsız ise güç spektrumu matrisinin köşegen dışı terimleri sıfır olacaktır. Çapraz terimler ihmal edilirse bu durumda davranış,

$$S_v(\omega) = \sum_m S_{v_m v_m}(\omega) = \sum_m B_m^2 |H_m(i\omega)|^2 S_{p_m p_m}(\omega) \quad (4.24)$$

ifadesine dönüşür.

Güç spektrum yoğunluk fonksiyonu olan Denklem 4.19'un integrali alınırsa davranışın varyans ifadesi elde edilmiş olur.

$$\sigma_v^2(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \sum_m \sum_n S_{v_m v_n}(\omega) d\omega = \sum_m \sum_n B_m B_n S_{p_m p_n} \int_{-\infty}^{+\infty} H_m(i\omega) H_n(-i\omega) d\omega \quad (4.25)$$

Çapraz terimlerin ihmal edilmesi durumunda Denklem 4.24'ün integralinden,

$$\sigma_v^2(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \sum_m S_{v_m v_m}(\omega) = \sum_m B_m^2 S_{p_m p_m} \int_{-\infty}^{+\infty} |H_m(i\omega)|^2 d(\omega) \quad (4.26)$$

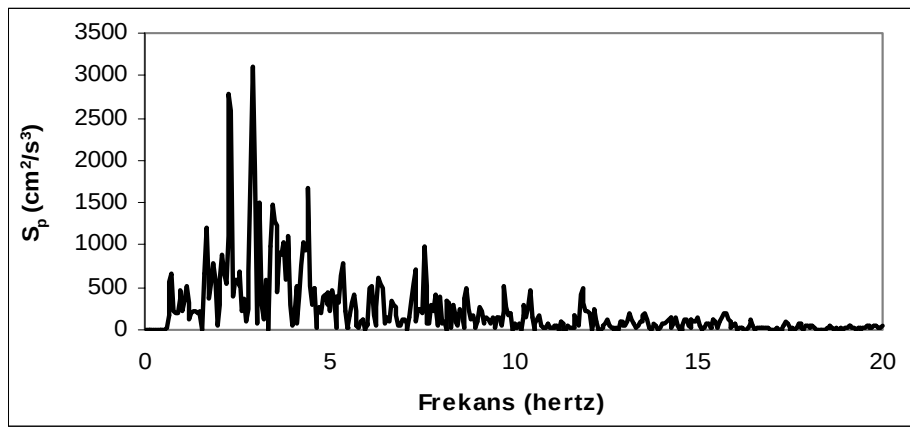
davranışa ait varyans bağıntısı elde edilir. Kompleks frekans davranış fonksiyonu ise çapraz terimleri içeren frekans davranış fonksiyonunda aynı mod karakteristikleri dikkate alınarak Denklem 4.14'de yazılırsa,

$$|H_m(i\omega)|^2 = \frac{1}{K_m^2 [1 + (4\xi_m^2 - 2)(\omega / \omega_m)^2 + (\omega / \omega_m)^4]} \quad (4.27)$$

ifadesi elde edilir. Çapraz terimlerin ihmal edilmesi halinde $|H_m(i\omega)|^2$ fonksiyonu Denklem 4.27'de verilmişti ve bunun integrali ile varyans hesabı tamamlanmaktadır. Çapraz terimlerin ihmal edilmesi durumunda integral hesabı kolaylıkla yapılabilirken, bu terimlerin ihmal edilmemesi durumunda $H_m(i\omega)$ ve $H_n(-i\omega)$ kompleks frekans davranış fonksiyonlarının çarpımının integrali sözkonusudur. Frekans davranış fonksiyonu içerisinde bulunan kompleks terimin varlığından dolayı alışlagelmiş yöntemlerle bu fonksiyonlara ait çarpımın integralini hesaplamak güç olmaktadır. Problemin çözümü için residü yöntemi kullanılarak integral hesabı tamamlanmıştır. Sayısal çözümlerin yapıldığı sonraki bölümlerde örnek değerler için hesap sonuçları verilmiştir. Integral hesabı için Mathematica 5.0 adlı bilgisayar programı kullanılmış ve çözüme ilişkin bağıntılar Ek-D'de verilmiştir.

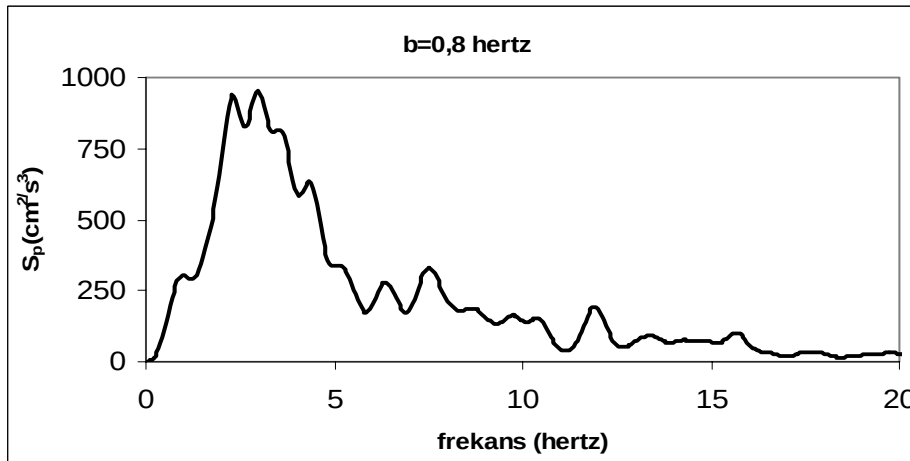
4.3. Kuvvetli Hareket Giriş Verisinin Güç Spektrumu

Güç spektrum yoğunluk fonksiyonu ile her dalga bileşenin katkısı ortaya çıkarılmakta ve böylece yapılar üzerinde meydana getireceği etkiler çizilen güç spektrumu grafiği ile daha iyi anlaşılmaktadır. Yer hareketinin bir bileşeni için örnek dalga formu $p(t)$ işleyiminin güç spektrum yoğunluk fonksiyonları ve karesel değişimlerine ait bağıntılar Ek-E’de verilmiştir. Şekil 4.3’de 1940 yılında kaydedilmiş Elcentro depremi doğu-batı bileşeni için elde edilen güç spektrumu grafiği verilmiştir.



Şekil 4.3: Elcentro 1940 DB bileşeni güç spektrumu

Güç spektrumu grafiğindeki çok sayıda zikzak içeren çizgilerden kurtulmak ve spektrumun maksimum noktalarının daha belirgin bir şekilde ortaya çıkarılması için asıl karakteri bozmayacak şekilde belirli bir bant genişliği ($b=0.8$ hertz) için Şekil 4.4’de gösterildiği gibi spektrum yumuşatma işlemi yapılır.



Şekil 4.4: Elcentro 1940 DB bileşeni yumuşatılmış güç spektrumu

Güç spektrumu yoğunluk fonksiyonun asıl dalgadan elde edilmesi için yapılan hesaplarda Fourier dönüşümüyle bulunan katsayılar ile Denklem 4.28’de verilen Parseval teoreminden yararlanılmaktadır.

$$\frac{1}{m} \sum_{i=-m/2+1}^{m/2} p_i^2 = \sum_{n=-m/2+1}^{m/2} |C_n|^2 \quad (4.28)$$

C_n Fourier dönüşüm katsayıları $1/T$ aralıklı olduğu düşünülürse Denklem 4.28,

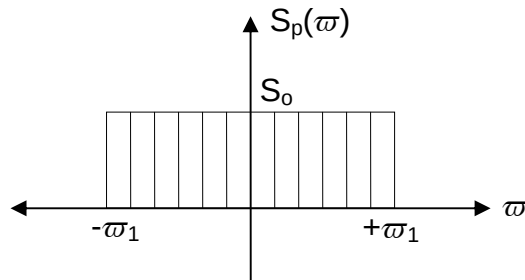
$$\frac{1}{m\Delta t} \sum_{i=-m/2+1}^{m/2} p_i^2 \Delta t = \sum_{n=-m/2+1}^{m/2} |C_n|^2 \quad (4.29)$$

şeklinde ifade edilebilmesi ile parseval teoremi Denklem 4.30 şeklinde yazılabilir.

$$\frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} p^2(t) dt = \sum_{n=-\infty}^{+\infty} |C_n|^2 \quad (4.30)$$

4.4. Beyaz Gürültü

Durağan rasgele bir $p(t)$ işleyimi ($E[p(t)]=0$ olan dalga formu) için, eğer frekans bandı genişliği sonsuza uzanıyor ve tüm frekans içeriklerini S_0 şiddetinde eşit şekilde temsil eden spektral güç yoğunluk fonksiyonuna sahip stokastik işleyim beyaz gürültü olarak adlandırılır. Eğer otokorelasyon fonksiyonun başlangıcı olan $R_x(0)$ değeri $2\pi S_0$ şiddetinde ise bu işleyim beyaz gürültü modelini temsil eder (Celep ve Kumbasar, 2004). Bütün frekans bileşenleri aynı büyüklüklerle temsil edilen bu spektrum, idealize edilmiş spektrum olarak da adlandırılır. Belirli frekans aralığında dar yada geniş bantlı oluşabilen sabit S_0 şiddetine sahip işleyimin güç spektrumu yoğunluk fonksiyonu Şekil 4.5’de verilmiştir.

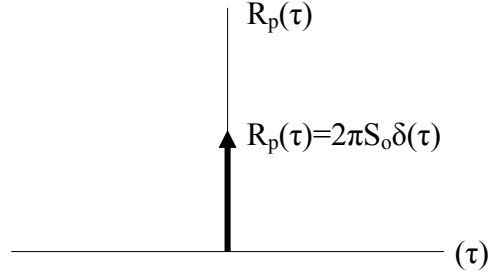


Şekil 4.5: $p(t)$ işleyimi için güç spektrum yoğunluk fonksiyonu.

Fonksiyonun frekans bölgesi $-\infty$ ile $+\infty$ olarak alınırsa bu durumda $\sigma_p^2 \rightarrow \infty$ uzanır ve işleyim beyaz gürültü modelini ifade etmiş olur. Güç spektrumu yoğunluğu S_o şiddeti,

$$S_o = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{\left| \int_{-s/2}^{s/2} p(t) \exp(-i\omega t) dt \right|^2}{2\pi s} \quad (4.31)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Beyaz gürültü modeline ait özilişki fonksiyonu $R_p(\tau)$ aşağıda verilmiştir.



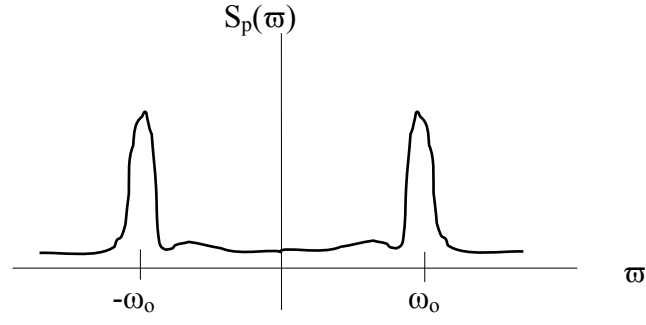
Şekil 4.6: $p(t)$ işleyimi beyaz gürültü modeli için otokorelasyon fonksiyonu

$\delta(\tau)$: Dirac delta fonksiyonu olup,

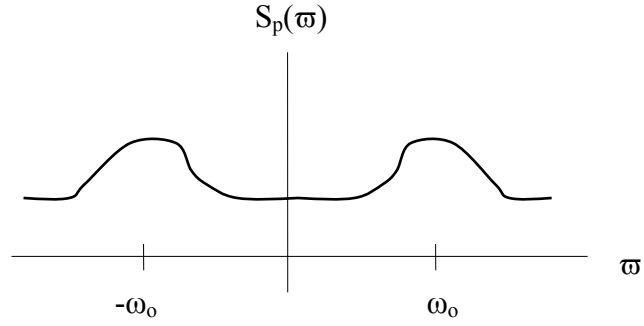
$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(\tau) d\tau = 1 \quad (4.32)$$

şeklinde integral özelliği vardır.

Bir rasgele işleyimin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu her dalga bileşeninin karesel değerlerini içerdiğinden bileşenlerin frekans içeriğini göstermede daha etkilidir. Eğer güç spektrum yoğunluk fonksiyonu belirli bir frekans civarında toplanmış ise bu durumda ortaya çıkan işleyim dar bant işleyimi olarak adlandırılır. Ancak yer hareketlerinde olduğu gibi güç spektrum yoğunluk fonksiyonu geniş bir frekans aralığında büyük değerler alıyorsa bu işleyim geniş bant işleyimi olarak gözükmektedir. Harmonik sinüzoidal hareketler dar bantlı, gürültü şeklindeki hareketler ise geniş bantlı olarak meydana gelmektedir. Şekil 4.7’de güç spektrumuna ait iki tip bant işleyimi gösterilmiştir.



a) dar bantlı güç spektrum yoğunluk fonksiyonu



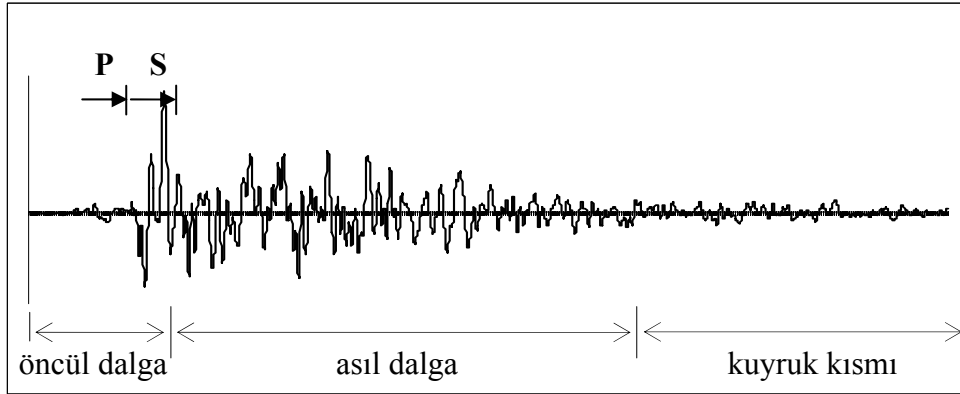
b) geniş bantlı güç spektrum yoğunluk fonksiyonları

Şekil 4.7: Güç spektrum yoğunluk fonksiyonları

Geniş bant işleyiminde fonksiyonun sonsuza uzanması, bu işleyimin beyaz gürültü modeline yaklaşmasına işaret etmektedir. Bu çalışmada yer hareketinin modellenmesinde beyaz gürültü modeli esas alınmış ve bu amaçla yer hareketinin ilgili yatay ve düşey bileşenleri için güç spektrumları hesaplanarak bunlara ait S_o şiddetleri belirlenerek stokastik davranış analizine geçilmiştir.

5. KUVVETLİ YER HAREKETİNİN STOKASTİK MODEL VE HESAPLARI

Şiddetli depremlerin meydana getirdiği kuvvetli yer hareketi karakteristiklerinin belirlenmesi ve bir yapı veya köprü sisteminde oluşan etkilerin tanımlanması oldukça karmaşık bir mühendislik problemidir. Dinamik analizlerde yer hareketinde ve yapı sistemindeki belirsizlikler ile deprem etkileri altında sistemde oluşan tepkilerin hesabı için kabul edilen yaklaşık modellerin gerçek davranışı temsil etmedeki zorluklar esas olmak üzere üç tür problem söz konusudur. Bu problemlerden kuşkusuz yer hareketindeki belirsizlikler, depremin doğası nedeniyle diğerlerine kıyasla oldukça fazladır. Depremlerin önceden oluş zamanı ve büyüklüğü bilinemediği gibi frekans içeriği ve süresi için de deterministik olarak bir öngöründe bulunmak oldukça zordur. Bir depremin en önemli karakteristikleri genlik, frekans içeriği, maksimum ivme ve süredir. Gerek sismik dalgaların karakteri, gerekse bu dalgaların odak noktasından yapı sistemine ulaşmaya kadar geçtiği farklı zemin ortamlarında oluşan kırılma ve yansımalarından dolayı dalganın genlik ve frekans içeriğinde büyük değişimler meydana gelir.



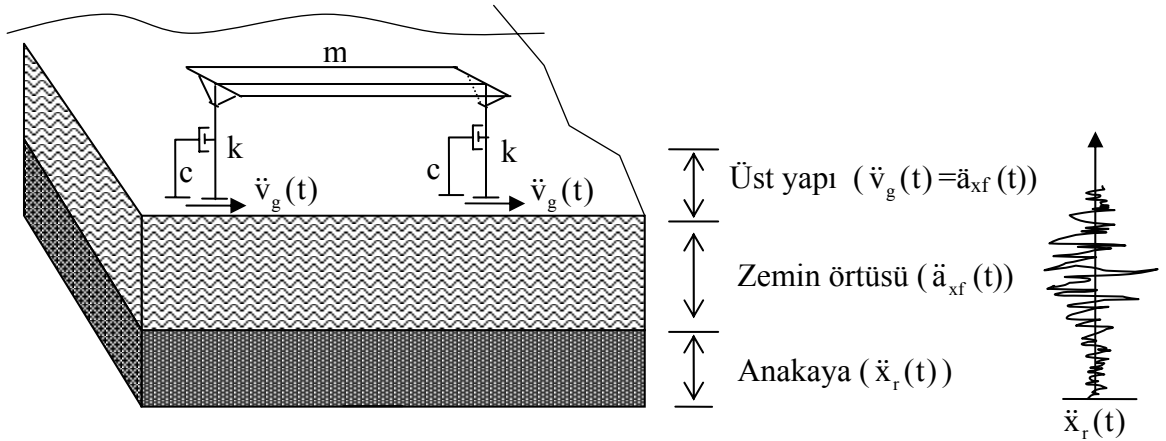
Şekil 5.1: Deprem hareketi ivme kaydı

Deprem hareketinin Şekil 5.1’de verilen basınç (P) ve kayma dalgalarındaki (S) farklı genlik ve frekans içerikleri ile bu iki tür dalganın yeryüzüne varışlarındaki zaman farkının yanısıra geçtiği zemin tabakalarında değişikliğe uğraması, dalgayı daha da karmaşık hale getirmektedir. Yeryüzüne ve rasat noktasına daha geç ulaşan ve hareketin yıkıcı kısmı olan yüzey dalgalarında da aynı değişim söz konusudur.

Deprem hareketinde büyük değişimlerin belirli bir kurala bağlı olmaksızın ortaya çıkması, kuvvetli yer hareketinin tanımlanmasında deterministik olmayan yöntemlere ihtiyaç olduğuna işaret etmektedir.

5.1. Yer Hareketinin Stokastik Davranışla İfadesi

Bir yer hareketinde, anakayadan çıkıp farklı ortamlardan geçerek yer yüzeyindeki yapısal sistemlere ulaşan dalgaların karakteristiğinde büyük değişimler meydana gelmektedir. Yer hareketinin ana kayadan üst yapıya geçiş aşaması Şekil 5.2’de gösterilmiştir. Deprem hareketinde fay hatları boyunca oluşan düzensiz kaymalar, rasgele yansıma ve kırılmalar ile dalga hareketinin geçtiği yüzeylerden güç kaybetmesini takiben yer yüzeyine ulaşması gibi etkenler, sismik dalga hareketlerinin deterministik olarak incelemesini güçleştirmekte ve analizlerde yer hareketinin stokastik yaklaşımlarla modellenmesi daha uygun bir çözüm olmaktadır.



Şekil 5.2: Anakayadan üst yapıya ilerleyen yer hareketi

Şafak ve Eeri (1997), zemin ve kayaya ait kayıtlardan hareketle yer büyütmesini karakterize etmek için kullanılan yöntem ve modellerin bir incelemesini yaparak, teorik altyapısı daha iyi olan bazı yeni teknikleri sunmuştur. Model ve yöntemler, spektral ve çapraz spektral oranlar, davranış spektral oranları sabit büyütme çarpanları, parametrik modeller, fiziksel modeller ve zamana bağımlı filtreler bakımından tartışılmıştır. Spektral davranış oranları için, düşük frekanslarda uygun sonuçlar çıkmakta ancak yüksek frekanslarda aşırı büyük değerler oluşmaktadır. Çalışmadan, çapraz spektral oranların standart spektral oranlardan daha hassas sonuçlar verdiğini, sabit bir zemin büyütmesi değeri için en küçük kareler ile

tahmini, matematiksel olarak ortalama spektral oranlardan daha doğru olduğu sonucunu çıkarmıştır. Ayrıca, yer hareketleri için bant genişliği sınırlı beyaz gürültü modeli, zemin büyütmesinin yaklaşık bir sabit değeri olarak ve büyütmenin etkili olduğu frekans bandının belirlenmesi için uygun bir olanak sağladığı belirtilmiştir.

Çok sayıda yer hareketi kaydı mevcut olması halinde tipik stokastik modeller, istatistiksel analizlerle doğrudan teşkil edilebilir. Ancak, beklenen bir depreme ait kuvvetli yer hareketinin karakteristiklerini temsil etmede yerel ivme ölçerlerin kaydettiği deprem kaydı sayısının sınırlı olması nedeniyle, o bölgede tasarımda esas alınacak kaydın benzeştirilmesi için birtakım modeller kurulması ile gerçekçi olmaktadır (Clough and Penzien, 1993). İdealize edilmiş kayıtların en basit modeli sinüs veya kosinüs gibi basit matematiksel fonksiyonlarla temsil edilmesidir.

Ancak, gerçekte deprem hareketleri oldukça karmaşık yapıda olup matematiksel olarak tanımlamak oldukça zordur. Kaydedilmiş ve benzeştirilmiş olmak üzere iki tip zaman serisi dikkate alınmıştır. Sismik etkiler altında doğrusal olmayan dinamik analiz, tasarım yükü ve yerdeğiştirmelerin tahmininde en karmaşık analiz bölümü olmakta ve bunun için çok sayıda ivme kaydı gerekmektedir. Gözönüne alınan herhangi bir bölge için çok sayıda kaydedilmiş deprem hareketlerinin bulunmaması nedeniyle, analizde ihtiyaç duyulan yer hareketlerini elde etmek üzere benzeştirilmiş kayıtların oluşturulmasında değışik yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu yaklaşımlar,

- Filtrelenmiş Beyaz gürültü
- Kanai-Tajimi Filtrelemesi
- ARMA- Ortalamaya Giden Azalım (Autoregressive Moving Average)
- Frekans Alanı İşleyimleri

genel başlıkları altında toplanabilir. Beyaz gürültü filtrelemesi frekans ve/veya genlik değıştirme, Kanai-Tajimi Filtrelemesi ise frekans içeriği sabit olmak üzere salınımın şiddetinde zamanla değışiklik anlamındadır. P ve S dalgalarının geçişı, yüzey dalgaları ve yakın fay bölgesinde atımların oluşması gibi etkenlerden dolayı gerçek bir depremde frekans içeriği zamanla değışir. ARMA modeli ise, bir veya daha fazla ivme geçmişini esas alarak istatistiksel anlamda istenen değışkenliğe sahip yüzlerce benzer hareketlerin türetilmesidir. Frekans alanı işleyimlerinde basit Fourier dönüşümü kullanılarak yapay yer hareketleri üretilir. Bu işleyim, gerçek yer

hareketi ele alınarak bunun Fourier genliklerine ve faz açısı spektrumuna ayrıklaştırılmasıyla yapılabilir.

Sismik analizde deprem kayıtlarının kullanımı ve benzeştirilmesinde temel kavramlar Housner ve Jennings (1959) ile sonradan gelen araştırmacılar tarafından önerilmiştir. Benzeştirilmiş depremlerin stokastik bir işleyim kabulüne dayandırılarak elde edilmesi ile ilgili çalışmalar, Housner (1959), Thomson (1959) ve Tajimi (1960) tarafından yürütülmüştür. Bu çalışmalarda öncelikle stokastik işleyimin genlik ve frekans içeriği ile durağan istatistiksel büyüklüklerin değişkenlik göstermediği modeller ele alınmıştır. Kaynak çalışmalarında genlik, frekans ile birlikte faz açısı değişimini gözönüne alan modeller ile dalgacık (wavelet) yöntemine dayalı modeller de mevcuttur (Lee ve diğ.,2006).

Housner ve Jennings (1964), kaydedilmiş kuvvetli yer hareketinin bilinen özelliklerine sahip rasgele bir işleyimin örneklenmesi için geliştirdikleri bir yöntem çalışmasında 30 s süreli 8 adet yapay deprem kaydı üretmişlerdir. Sonuç olarak kuvvetli hareket depremlerinin yapısal analizleri için yapay depremlerin uygun modeller olduğu kanısına varmışlardır.

Şafak ve diğ. (1987), kuvvetli yer hareketlerinin tanımlanması için basit bir model sunmuşlardır. Yer hareketi için karesel ortalamanın karekökü, etkin süre ve hareketin etkili frekans bölgesini tanımlayan köşe frekansları olmak üzere toplam dört parametrenin kullanımıyla bu model, davranış spektrumunun tahmin edilebileceğini göstermiştir. Model, bant pencereci sınırlı bir beyaz gürültü ve zaman ortamında kümülatif karesel ivmeler ile frekans ortamında kümülatif karesel genlik spektrumu olan iki fonksiyonun özelliklerinin araştırılmasıyla geliştirilmiştir. Modelin hassasiyeti, iki farklı artçı depremden alınan kayıtlar ve benzetilmiş ivme kayıtları kullanılarak kontrol edilmiştir. Sonuçlar, bu modelin davranış spektrumunu yeter doğrulukta tanımladığını göstermiştir.

Hasgür (1981), depremlerin benzeştirilmesinde fiziksel spektrumun harmonik modele uygulanması ve spektrum parametrelerinin tanımlanmasını içeren yeni bir model önermiştir. Çalışmada, durağandışı benzeştirilmiş yer hareketlerinin genlik ve frekansları incelenerek davranış ve süneklik spektrumlarının kullanımı irdelenmektedir. Doğrusal olmayan davranışın değişimini süneklik spektrumunda göstermenin önemli katkı sağladığı ifade edilmiştir. Yer hareketine ait frekans

içeriğinde en büyük standart sapma farkı, orta-sert killi ve kumlu zeminlerde görülmektedir, dolayısıyla durağan dışı özelliğin yumuşak ve orta sertlikteki zeminlerde gözönünde bulundurulması gerektiği belirtilmiştir.

Deprem hareketlerinin benzeştirilmesinde, önce durağan beyaz gürültü modelleri geliştirilmiş ve pek çok araştırmacı tarafından kullanılan bu modelleri takiben daha sonra durağan dışı modeller literatürde ortaya çıkmıştır. Bu çalışmada Tajimi-Kanai'nin önerdiği ve daha sonra Clough-Penzien (1993) tarafından düzenlenmiş olan filtre fonksiyonları, yer hareketinin modellenmesinde kullanılan beyaz gürültü işleyimi için transfer fonksiyonları olarak alınmıştır.

Şafak (1995), düşey olarak ilerleyen kayma dalgaları için tabakalı ortamda sismik yer büyütmesi üzerine bir çalışma sunmuştur. Dalga hareketinin zaman ortamında ayrık denklemleri, gidiş ve geliş dalgalarının yardımcı değişkenler olarak kullanımı ile ve her bir tabaka için tabanda yansıma katsayısı, tabakayı geçme süresi ve sönüm olmak üzere yer karakteristiklerine ait 3 adet parametre ile tanımlanmaktadır. Yer fiziksel parametrelerini kullanan bu yöntemde, faz karakteristikleri ve genlikleri göz önüne alınmaktadır. Sismik yer büyütmesinde, bu çalışma ile ilk defa zemin sönümü dikkate alınarak zaman ortamı çözümlerine dahil edilmiştir. Zemin ve kayadan alınan ivme kayıtları, iki farklı tip parametre kullanılarak verilen bağıntılardan hesaplanan spektral oranlar ile iki farklı filtre fonksiyonu karşılaştırılmıştır. Ayrıca, çok tabakalı modellerin, spektral oranlarda (zemin/kaya) en büyük değerlerin hepsini aynı anda veremediği dolayısıyla, düşey olarak ilerleyen ve bir tabaka ortamı kabulüyle yer büyütmesinin modellenmesinde yetersiz olduğu belirtilmiştir.

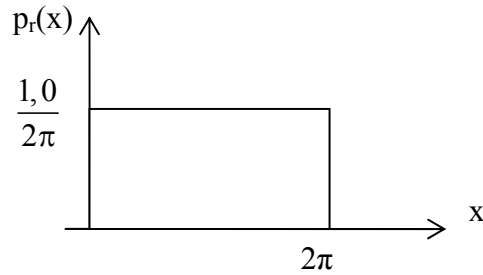
5.2. İşleyimin Güç Yoğunluk Fonksiyonu

Bir fay yırtılması hareketinde oluşan rasgele tarzdaki kaymalar ışığında, faydan biraz uzak mesafede kuvvetli yer hareketleri, rasgele zamanlarda ulaşan kısa süreli rasgele atımların süperpozisyonu olarak gözönüne alınabilir. Dolayısıyla, çok şiddetli titreşim süresince genellikle ivme ölçerlerin yaklaşık olarak sabit şiddette bir faza sahip olması nedeniyle, sınırlı sürenin beyaz bir gürültü işleyimi ile bu fazın modellenmesi gözönüne alınabilir. Analiz için gerekli olan örnek fonksiyonlar, beyaz gürültü yaklaşımı ile türetilerek elde edilebilir. Bu amaçla, Şekil 5.3'de gösterilen sabit olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip istatistiksel açıdan rasgele bağımsız sayılar, $0 < x < 2\pi$ aralığında olmak üzere $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ ardışık rasgele sayı dizisi

türetilir. Rasgele sayılara dayalı olarak sıfır ortalamalı ve birim varyansa sahip Gaussian dağılıma uygun istatistiksel anlamda bağımsız yeni bir rasgele değişken tanımlanarak üretilebilir. Bu amaçla,

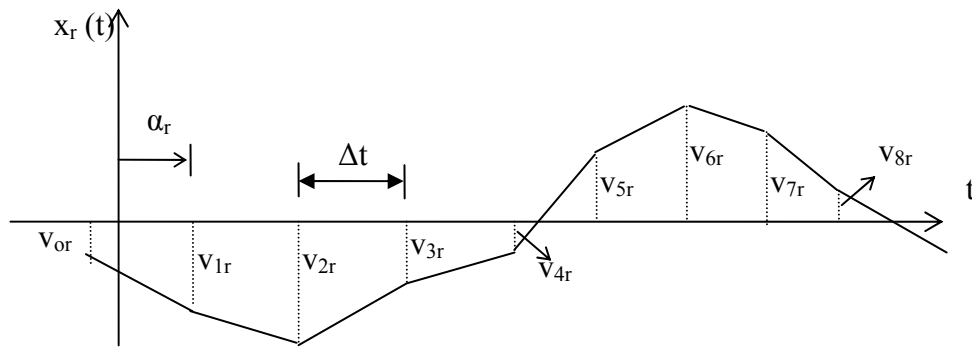
$$x_r(t) = \sum_{j=1}^N A_j f_r(x_j) \quad (r=1,2,\dots,m) \quad (5.1)$$

Denklem 5.1’de genel biçimde verilen bağıntıda, A_j genlikleri ve $f(x_j)$ harmonik davranışı ifade etmek üzere seçilen bu bağıntı ile örnek fonksiyonlar türetilerek stokastik işleyim elde edilebilir.



Şekil 5.3: Rasgele değişken (x) olasılık yoğunluk fonksiyonu.

Örnek bir dalga fonksiyonu $x_r(t)$, Δt eşit zaman aralığında ($j=1,2,\dots,n$) olmak üzere $A_j.f_r(x_j)$ çarpım ifadesinin sonucu olan $v_1, v_2, \dots, v_n$ değerlerinin ordinat ekseninde işaretlenmesi ve her ordinat aralığında doğrusal değişim kabulü ile elde edilen stokastik işleyim Şekil 5.4’de verilmiştir. İlk örnekleme değerinin konumunu ifade eden α_r faz açısı, $0 < \alpha_r < \Delta t$ aralığında ve $1/\Delta t$ şiddetinde sabit olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip rasgele bir değişkeni ifade etmektedir.



Şekil 5.4: Rasgele işleyimin örnek fonksiyonu.

Örnek fonksiyonlar $x_r(t)$ ($r=1,2,\dots,m$) m adedinin bütün bir toplumu, bu işleyimin m defa tekrarlanmasıyla elde edilebilir ve böylece özilişki fonksiyonu aracılığı ile karakterize edilmek suretiyle durağan bir işleyim meydana getirilmiş olur.

$$R_x(\tau) = \begin{cases} \frac{2}{3} - \left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^3 & -\Delta t \leq \tau \leq \Delta t \\ \frac{4}{3} - 2\frac{\tau}{\Delta t} + \left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 + \frac{1}{6}\left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^3 & -2\Delta t \leq \tau \leq -\Delta t \\ \Delta t \leq \tau \leq 2\Delta t \\ 0 & \tau \leq -2\Delta t, \tau \geq 2\Delta t \end{cases} \quad (5.2)$$

Eğer bu işleyimin şiddeti, normalizasyon faktörü $(2\pi S_0/\Delta t)^{1/2}$ ile bütün Y_i ordinat değerleri çarpılarak değiştirilirse, S_0 bir sabit olmak üzere yeni işleyimin

$$R_x(\tau) = \begin{cases} \frac{2\pi S_0}{\Delta t} \left[\frac{2}{3} - \left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^3 \right] & -\Delta t \leq \tau \leq \Delta t \\ \frac{2\pi S_0}{\Delta t} \left[\frac{4}{3} - 2\frac{\tau}{\Delta t} + \left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 + \frac{1}{6}\left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^3 \right] & -2\Delta t \leq \tau \leq -\Delta t \\ \Delta t \leq \tau \leq 2\Delta t \\ 0 & \tau \leq -2\Delta t, \tau \geq 2\Delta t \end{cases} \quad (5.3)$$

özilişki fonksiyonu elde edilir. Denklem 5.3' ün Fourier dönüşümü güç spektrum yoğunluk fonksiyonunu verecektir.

$$S_x(\omega) = S_0 \frac{6 - 8\cos(\omega\Delta t) + 2\cos(2\omega\Delta t)}{(\omega\Delta t)^4} \quad -\infty < \omega < \infty \quad (5.4)$$

Bu fonksiyon $(\omega\Delta t) < 0.57$ için %5 hata ile, sabit ve düz bir güç spektrumu verir.

$\Delta t \rightarrow 0$ yaklaşırken Denklem 5.3,

$$R_x(\tau) = 2\pi S_0 \delta(\tau) \quad (5.5)$$

değerine yaklaşır. $\delta(\tau)$ Dirac Delta fonksiyonu limit değeri $\Delta t \rightarrow 0$ giderken $-\infty < \omega < +\infty$ frekans aralığı bölgesinde bu işleyim, S_0 şiddetinin Gaussian beyaz gürültüsü olmaktadır. Genel olarak benzeştirilmiş deprem kaydını üretmede, $\Delta t = 0.01$ s olarak alınması yeterli olmaktadır.

5.3. Filtrelenmiş Beyaz Gürültü Modeli

Mevcut kuvvetli hareket ivme izlerinin Fourier analizi, sınırlı bir bant aralığında bile Fourier genlik spektrumunun frekansla sabit olmadığını göstermektedir. Genlikler bir dereceye kadar sarkacın karakterinde olup bir veya çok sayıda frekanslarda pik yapabilir ve artan frekanslarla sönümlenir. Filtre transfer fonksiyonları uygun şekilde seçildiği takdirde, sınırlı sürede filtre edilmiş beyaz gürültü kuvvetli yer hareketlerini

temsil etmede daha doğru sonuçlar verir. Tajimi ve Kanai'nin önerdiği filtre fonksiyonu,

$$|H_1(\omega)|^2 = \frac{1 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2} \quad (5.6)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir. Bu durumda geçiş fonksiyonu ile süzülen $x_1(t)$ 'nin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu,

$$S_{x_1}(\omega) = |H_1(i\omega)|^2 S_x(\omega) \quad -\infty < \omega < +\infty \quad (5.7)$$

şeklinde olacaktır. Denklem 5.7'de verilen bağıntıda,

$S_{x_1}(\omega)$: $x(t)$ işleyiminin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu.

ω_g, ξ_g : Karakteristik zemin frekansı ve karakteristik zemin sönüm oranıdır.

Kanai sert zeminler için $\omega_g=15.6$ rad/s ve $\xi_g=0.6$ olarak alınması halinde filtre fonksiyonunun bu tip zemini temsil edeceğini önermektedir (Chopra, 2001). Pratikte bu parametreler için yerel deprem kayıtları ve/veya yerin jeolojik özelliklerine bağlı olarak uygun sayısal değerlerin alınması gerekir. Kanai-Tajimi güç spektrum yoğunluk fonksiyonu, kaynaktan çıkarak üstteki zemin tabakalarına geçen yer hareketlerinin zemin özelliklerine bağlı olarak dalga karakteristiğinde meydana gelen değişimin, ana kaya seviyesinde filtrelenmiş beyaz gürültü salınımına karşı gelen modeli olarak açıklanabilir (Rofooei ve diğ., 2001).

Bu filtre, yüksek frekanslı bileşenleri zayıflatmakta (değerini düşürmekte) ve $\omega=\omega_g$ civarındaki frekans bileşenlerinde yükseltgenmeye neden olmaktadır. Güç spektrum yoğunluk fonksiyonunun ω^2 ve ω^4 değerlerine bölünerek elde edilmesi neticesinde ω 'nın sıfıra yakın değerlerinde genliklerin değişmemesi nedeniyle çok düşük frekanslı bileşenlerin ifade edilmesinde zorluk oluşabilir. Bu bölgede büyük tekilliklerin oluşmasıyla, yer hızı ve yerdeğiştirmenin durağan varyanslarının sınırsız olması sorunu ortaya çıkar. Bu sorunun giderilmesi yani tekilliklerin kaldırılabilmesi, Penzien tarafından önerilen ikinci bir filtre fonksiyonunun kullanımıyla mümkün olmaktadır. Geçiş işleyimi $x_1(t)$ 'deki mevcut çok düşük frekanslı bileşenleri büyük ölçüde seyrelten geçiş fonksiyonu,

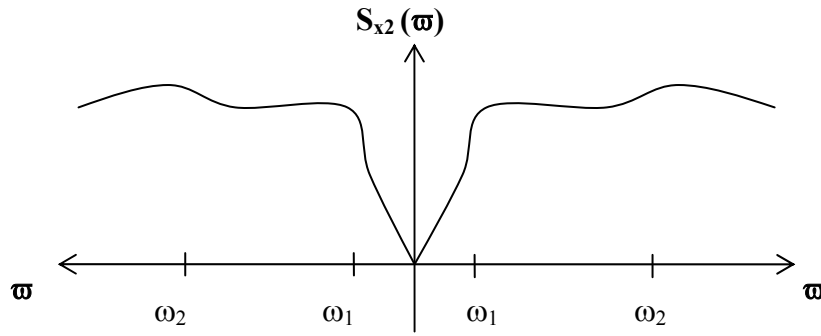
$$|H_2(i\omega)|^2 = \frac{(\omega / \omega_1)^4}{[1 - (\omega / \omega_1)^2]^2 + 4\xi_1^2 (\omega / \omega_1)^2} \quad (5.8)$$

olarak alınan bu filtre fonksiyonu, arzu edilen karakteristikleri sağlamak için ω_1 , ξ_1 frekans ve sönüm parametreleri uygun biçimde seçilirler. Bu filtre fonksiyonuna dayalı olarak filtrelenmiş çıkış işleyimi $x_2(t)$ işleyiminin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu,

$$S_{x_2}(\omega) = |H(i\omega)|^2 S_x(\omega) \quad -\infty < \omega < +\infty \quad (5.9)$$

$$|H(i\omega)|^2 = |H_1(i\omega)|^2 |H_2(i\omega)|^2 \quad (5.10)$$

Bu filtrelerden geçirilen bir işleyimin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu Şekil 5.5’de verilmiştir.



Şekil 5.5: Filtrelenmiş durağan beyaz gürültü için güç spektrumu

5.4. Yer Hareketinin Benzeştirilmesi

Köprü sisteminde rasgele salınımları temsil etmek üzere analizlerde ihtiyaç duyulan yeterli sayıda ivme kaydı oluşturmak için önceki bölümde verilen modele dayalı olarak yapay deprem ivme kayıtları türetilmiştir. Bu amaçla rasgele salınımlar, ya o bölge için çok sayıda örnek kayıtların mevcut olması ile ya da yeterli sayılabilecek bir süre aralığında bir örnek fonksiyonunun esas alınması kabulüyle ele alınmaktadır. Eğer gözönüne alınan yerin çok sayıda kaydedilmiş veya türetilmiş ivme kayıtları mevcut ise, bu durumda tüm toplumun ortalaması, karesel ortalama, özilişki fonksiyonu, güç spektrum yoğunluk fonksiyonu ve olasılık dağılımları gibi toplum istatistikleri belirlenerek örnek kayıtların analizleri yapılmaktadır. Ancak, tek bir fonksiyon mevcut olması halinde, işleyimin ergodiklik kabulü ile toplumun rasgele

titreşim analizi (veya istatistiksel analizi) bu fonksiyon esas alınarak yürütülmektedir (Yang, 1985).

Örnek fonksiyonları içeren $x_r(t)$ işleyiminin filtre edilmiş beyaz gürültüsü, her örnek fonksiyon için diferansiyel hareket denklemlerinin çözülmesiyle elde edilebilir.

$$\ddot{Y}_r + 2\omega_g \xi_g \dot{Y}_r + \omega_g^2 Y_r = -x_r(t) \quad r = 1, 2, \dots, m \quad (5.11)$$

$$x_r(t) = \sum_k A_{kr} \cdot \cos(k\omega t + \phi_{kr}) \quad (5.12)$$

Ayrıca, güç spektrum yoğunluk fonksiyonu $S_{xf}(\omega)$ eğrisinin altındaki alan, eşit frekans aralıklarındaki $(\Delta\omega)$ alanlardan oluştuğu kabul edilerek bu alanların genliklerin karelerinin yarısına eşitlenmesinden beyaz gürültü işleyimi doğrudan elde edilebilir. Bunun için aşağıda verilen karesel değişim bağıntısından yararlanılır.

$$\langle x_r^2(t) \rangle = \frac{1}{s} \int_{-s/2}^{s/2} x_r^2(t) dt \quad (5.13)$$

Denklem 5.12, Denklem 5.13'de yazılarak ve dalga formunun Fourier çözümlemesinden ayırık açısal frekanslarına karşı gelen sonlu Fourier genlikleri kareleri gözönüne alınırsa,

$$A_{1r} = 2 |C_{1r}|, \quad A_{2r} = 2 |C_{2r}|, \quad \dots, \quad A_{kr} = 2 |C_{kr}| \quad (5.14)$$

$$\langle x_r^2(t) \rangle = \sum_{k=-\infty}^{\infty} |C_{kr}|^2 = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{A_{kr}^2}{2} \quad (5.15)$$

ve karesel ortalama değeri ile güç spektrumu arasındaki ilişkiden,

$$\langle x_r^2(t) \rangle = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{x_2}(\omega) d\omega \quad (5.16)$$

yararlanarak ve Şekil 5.5'de verilen çift taraflı fonksiyon göz önüne alınarak,

$$[S_{x_2}(-k\Delta\omega) + S_{x_2}(k\Delta\omega)] \Delta\omega = A_{kr}^2 / 2 \quad (5.17)$$

eşitliği yazılırsa,

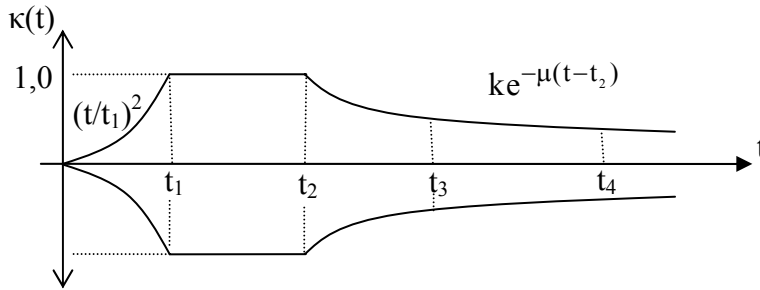
$$a_{x_2}(t) = \sum_k \sqrt{4S_{x_2}(k\Delta\varpi)\Delta\varpi} \cos(k\Delta\varpi t + \phi_{kr}) \quad r = 1, 2, \dots \quad k = 1, 2, \dots \quad (5.18)$$

filtre edilmiş işleyimin genlikleri elde edilir. Bağıntıdaki rasgele değişken $0 < \phi < 2\pi$ aralığında sabit olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip olan faz açısını ifade etmektedir.

Kuvvetli yer hareketini temsil eden daha genel bir işleyim etmek için gerçek ivme izlerinin durağan olmayan karakteri göz önüne alınabilir. İvme ölçerlerin kaydettiği ivme izleri, çoğu kez maksimum seviyeye doğru artan genliklerin küçük bir aralıkta bulunduğunu göstermektedir. Genliklerin bu aralığı takiben üstel fonksiyon eğrisi şeklinde azalması ve daha sonra bazı zaman aralıklarında sabite yakın olarak ortaya çıkması, Denklem 5.18 ile elde edilen işleyimin durağan olmayan biçiminin gözönüne alınmasına işaret etmektedir. Bu durumda filtre edilmiş mevcut işleyim,

$$a(t) = \kappa(t) a_{xf}(t) \quad (5.19)$$

denklemini ile dikkate alınır. Burada $\kappa(t)$, gerçek ivme izlerinin istatistiksel analizine dayalı olarak Şekil 5.6'da verilen uygun bir zarf eğrisinin fonksiyonunu ifade eder.



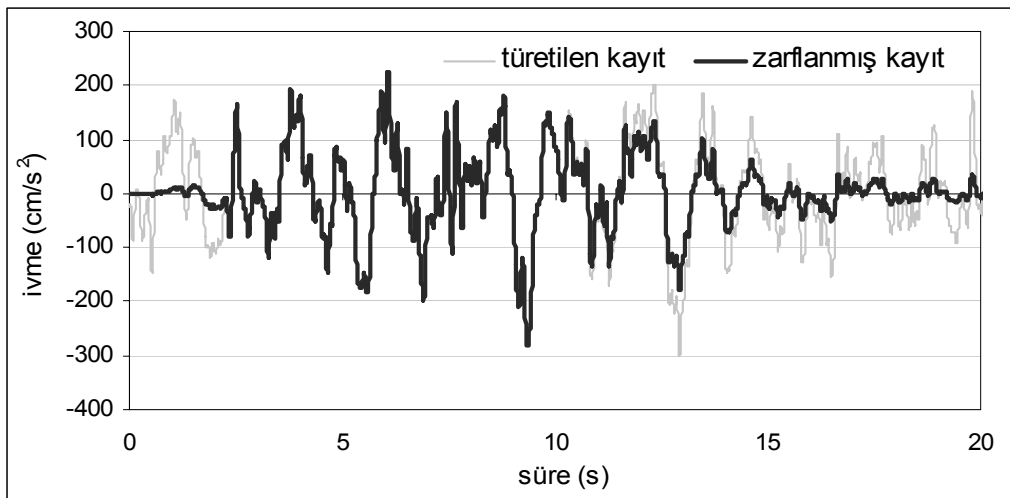
Şekil 5.6: Benzeştirilmiş kayıtlar için zarf fonksiyonu.

Zarf fonksiyonu parametreleri t_1, t_2, t_3, t_4 ve μ sabitleri deprem büyüklüğü, merkez üssüne olan uzaklık gibi bazı etkenlerin gözönüne alınmasıyla belirlenmektedir.

Sıkı zeminlerden elde edilen kuvvetli yer hareketi kayıtlarına ait karakteristikler, istatistiksel salınımlar ile basit rasgele işleyimlerle modellenebilir. Şiddet ve sürelerine göre depremler sınıflandırılarak her kayıt için durağan dışı modeller türetmek üzere farklı zarf fonksiyonları kullanılmaktadır (Jennings ve diğ., 1969).

5.5. Yer Hareketi Karakteristiklerinin Belirlenmesi

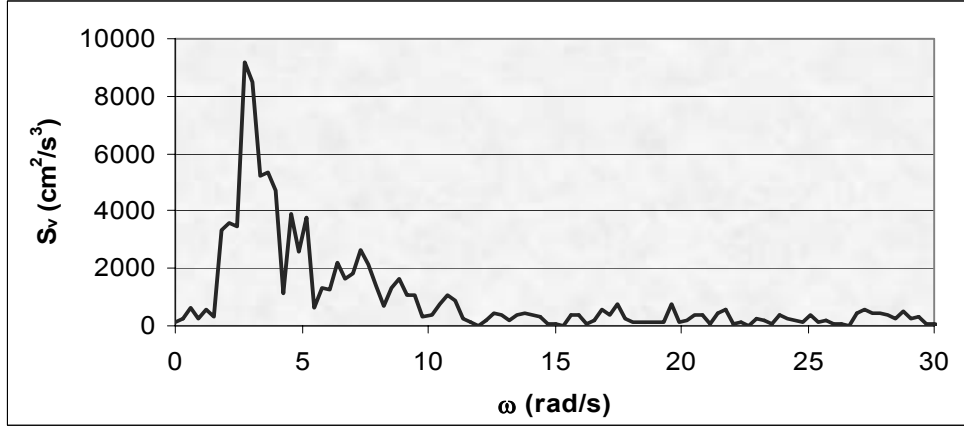
Bu çalışmada kaydedilmiş mevcut bir yer hareketine ait ivme kayıtları benzeştirilmesi ile elde edilen ivme izleri kullanılarak köprü sisteminin dinamik analizleri yürütülmüştür. Yapay depremlerin üretilmesinde mevcut yer hareketinin maksimum genlikler ve varyanslar gibi bazı özelliklerin korunması veya sağlanması için uygun parametre değerleri araştırılmıştır. Bu amaçla daha önce verilen metotlara dayalı olarak Elcentro 1940 ve Erzincan 1992 depremlerinin bileşenleri için 20'şer adet benzeşim yapılmıştır. Benzeşim işleyimi ile ilgili kaynaklarda verilen t_1 , t_2 , t_3 , t_4 süreleri ile üstel zarf fonksiyonu ele alınan deprem için uygun sonuçlar vermemesi nedeniyle gerek t sürelerinde gerekse zarf fonksiyonunda asıl kayda benzerliği yakalamak için deneme-yanılma yöntemi ile elde edilen farklı çözümler sonucunda uygun üstel zarf fonksiyonu ve t süreleri belirlenmiştir. Yer hareketinde asıl dalga bileşenlerinin ortaya çıktığı zamana kadar olan süreyi oluşturan ve küçük genliklerin bulunduğu başlangıç bölgesini ifade eden t_1 süresi ile büyük genliklerin olduğu ve zarf fonksiyonunun genlikler üzerindeki etkisinin alınmadığı bölgenin bitimini belirleyen t_2 süresi, her bileşen için hesaplanan t_{eff} süresinden yararlanarak belirlenmiştir. Her bir iterasyon sonucunda türetilen ivme değerlerinin uygun zarf fonksiyonunu bulmak için, SPSS istatistik analiz programı yardımıyla regresyon analizi yapılmıştır. Zemin ortamının özelliklerini ifade eden sert, orta ve yumuşak zemin türleri için de benzeştirilmiş kayıtlar türetilmiştir. Benzeştirilmiş bir ivme kaydı örneği ile zarf fonksiyonu etkisi Şekil 5.7'de gösterilmiştir.



Şekil 5.7: Benzeştirilmiş bir kayıt için zarf fonksiyonu etkisi

5.5.1. Güç spektrum yoğunluk fonksiyonlarının hesabı

Benzeşim işleyimi için hesaplarda gerekli olan kaydedilmiş yer hareketinin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu 1992 Erzincan depremi için hesaplanarak Şekil 5.8’de gösterilmiştir.



Şekil 5.8: 1992 Erzincan KG bileşeni için güç spektrum yoğunluk fonksiyonu

Güç spektrum yoğunluk fonksiyonu aracılığıyla elde edilen benzeştirilmiş kayıtların anakaya seviyesinde elde edilmesi yanı sıra sert, orta ve yumuşak zemin türleri için de yer hareketi modellenmektedir. Zemin türleri için güç spektrum yoğunluk fonksiyonlarının elde edilmesinde izlenen hesap adımları aşağıda verilmiştir.

- İvme kaydı değerlerinin düzeltilmesi (Beklenen ortalama değer sıfır).
- Fourier dönüşümü ile spektrumun elde edilmesi (Parseval teoremi).

$$\frac{1}{N} \sum_{m=-\frac{N}{2}+1}^{\frac{N}{2}} X_m^2 = \sum_{r=-\frac{N}{2}+1}^{\frac{N}{2}} |C_r|^2 \quad (5.20)$$

Denklem 5.20’den kompleks Fourier katsayıları,

$$C_r = \frac{1}{N\Delta t} \sum_{m=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} (x_m \Delta t) e^{-i[2\pi r(m\Delta t)/N\Delta t]} \quad (r = -N/2 + 1, \dots, 0, \dots, N/2) \quad (5.21)$$

denkleminde, $N \rightarrow \infty$ bu durumda $m\Delta t \rightarrow t$ ’ye ve $\Delta t \rightarrow 0$ ’a giderken $x_m \Delta t \rightarrow x(t)$ ’ye gidecektir. Sonlu Fourier katsayıları,

$$C_r = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) e^{-i(2\pi r t/T)} dt \quad -\infty < n < \infty$$

bağıntısı ile elde edilir. Yer hareketini ifade eden $x(t)$ dalgasının Fourier serisi ile ifadesi,

$$x(t) = \sum_{r=-\infty}^{+\infty} C_r e^{i(2\pi r t/T)} \quad (5.22)$$

elde edilir. $f=1/T$ olduğundan, kompleks C_r katsayıları bu noktalarda tanımlıdır.

Bu durumda,

$$\frac{1}{N} \sum_{m=-\frac{N}{2}+1}^{\frac{N}{2}} X_m^2 = \sum_{m=-\frac{N}{2}+1}^{\frac{N}{2}} |C_r|^2 \rightarrow \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x^2(t) dt = \sum_{r=-\infty}^{+\infty} |C_r|^2 \quad (5.23)$$

şeklinde ifade edilebilir. Fourier dönüşümü yapılarak,

$$F(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i(2\pi ft)} dt \rightarrow F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (5.24)$$

genlikler elde edilir (Ohsaki, 1991).

- Güç spektrumu Fourier spektrumundan yararlanılarak hesaplanır.

$$S(\omega) = \frac{1}{T} \int_{-\infty}^{\infty} |F(\omega)|^2 d\omega \quad (5.25)$$

- Yer hareketinin geçtiği ortamdaki zeminin karakteristiklerini yansıtmak üzere, dalga filtre edilir.

$$S_{\dot{v}-zemin}(\omega) = S_o |H_g(\omega)|^2 |H_f(\omega)|^2 \quad (5.26)$$

$|H_g|$ ve $|H_f|$ filtre fonksiyonları her zemin türü için farklı parametreleri içerir.

Denklem 5.6 ve 5.8 uyarınca,

$$|H_g(\omega)|^2 = \frac{1 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4\xi_g^2(\omega/\omega_g)^2} \quad (5.27a)$$

$$|H_f(i\omega)|^2 = \frac{(\omega/\omega_f)^4}{[1 - (\omega/\omega_f)^2]^2 + 4\xi_f^2(\omega/\omega_f)^2} \quad (5.27b)$$

şeklinde yazılabilir. Bağıntılardaki ω_g ve ω_f filtre parametreleri sert, orta ve yumuşak zemin türleri için Tablo 5.1’de verilmiştir (Der Kiureghian and Nuenhofer).

Tablo 5.1: Filtre fonksiyonları için zemin türüne göre parametre değerleri

Zemin türü	Parametre			
	ω_g	ξ_g	ω_f	ξ_f
Sağlam	15.0	0.6	1.5	0.6
Orta	10.0	0.4	1.0	0.6
Yumuşak	5.0	0.2	0.5	0.6

$|H_g(\omega)|^2$ ve $|H_f(\omega)|^2$ fonksiyonlarının çarpımını $\phi(\omega)$ ile gösterilirse her zemin türü için s aralığında integral ifadesine ait bu çarpım,

$$\phi_i = \int_0^s \phi(\omega) d\omega \quad (5.28)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Bu aşamadan sonra Elcentro 1940 KG depremi için zemin türüne bağlı olarak sabit güç spektrumu şiddetleri hesaplanmış ve sonuçlar Tablo 5.2’de verilmiştir. Yer hareketi varyansı $\sigma_x^2=4721 \text{ cm}^2/\text{s}^4$ hesaplanmış ve hesaplarda sönüm oranı %5 olarak alınmıştır.

Tablo 5.2: 1940 Elcentro KG yer hareketi için sabit güç spektrumu değerleri

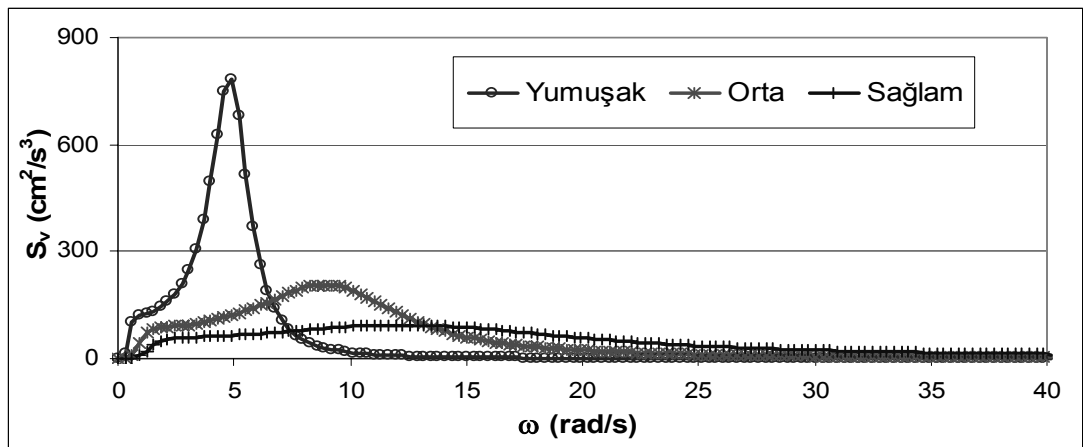
Zemin Türü	ϕ_i (1/s)	$S_o(\text{cm}^2/\text{s}^3)$	$S_o^b(\text{cm}^2/\text{s}^3)$
Sağlam	46.08	51.24	51.16
Orta	31.50	74.95	74.84
Yumuşak	22.57	104.62	104.45

Tabloda verilen S_o^b değerleri, bant genişliği $b=1.0$ hertz alınarak yumuşatılmış (smoothing) güç spektrumuna ait şiddetleri göstermektedir. Açıkça görüleceği üzere yumuşatma işlemi güç spektrum yoğunluk fonksiyonunun şiddetinde büyük değişikliklere neden olmamaktadır. Benzer şekilde aynı hesaplar Erzincan 1992 KG depremi için yapılarak bulunan sonuçlar Tablo 5.3’de verilmiştir. Erzincan depremi için yer hareketi varyansı $\sigma_x^2=4875 \text{ cm}^2/\text{s}^4$ hesaplanmıştır.

Tablo 5.3: 1992 Erzincan KG yer hareketi için sabit güç spektrumu değerleri

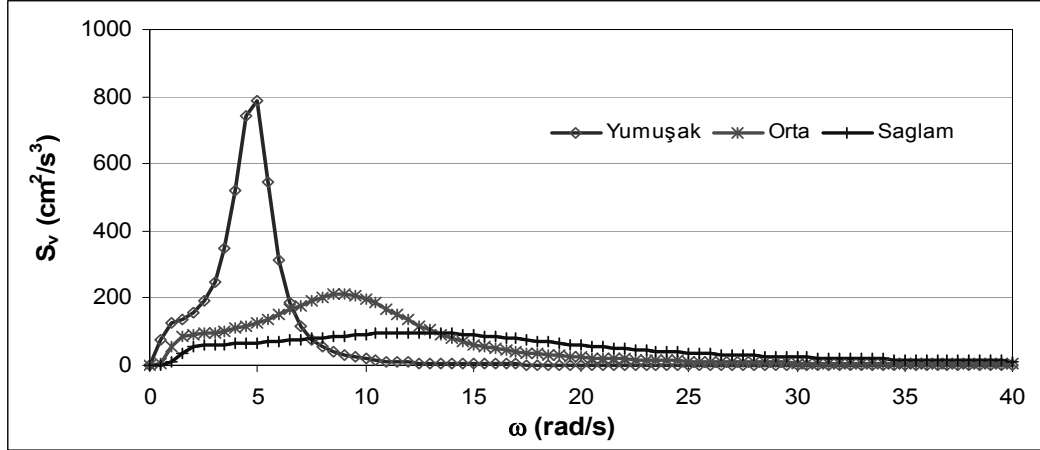
Zemin Türü	ϕ_i (1/s)	$S_o(\text{cm}^2/\text{s}^3)$
Sağlam	46.08	52.91
Orta	31.50	77.40
Yumuşak	22.57	108.04

Elcentro1940 depremi için zemin türlerine göre elde edilen güç spektrumlarının çizimleri Şekil 5.9’da verilmiştir.

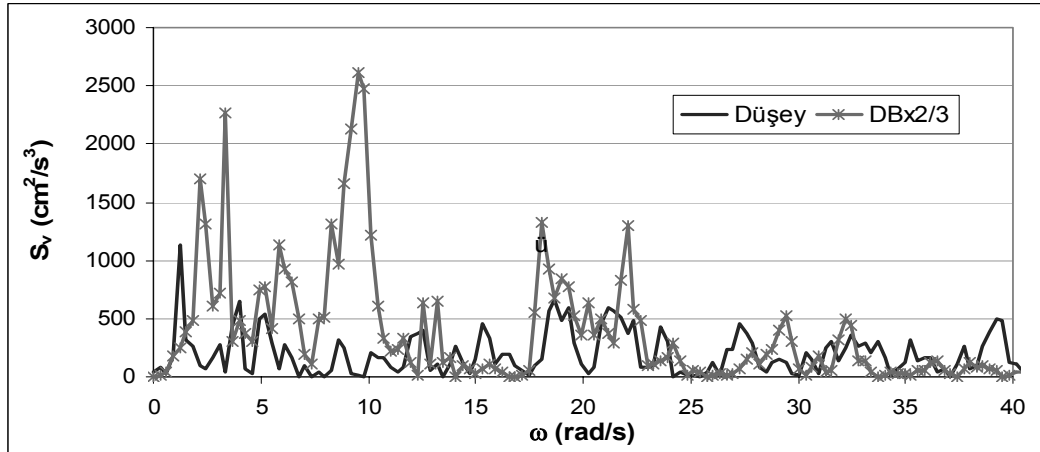


Şekil 5.9: 1940 Elcentro KG bileşeni zemin türleri için güç spektrumu fonksiyonları

1992 Erzincan depremi KG bileşeni için çeşitli zeminlerde güç spektrumu yoğunluk fonksiyonları Şekil 5.10'da gösterilmiştir. Sismik tasarımlarda yönetmeliklerin düşey bileşen için önerdiği yatay bileşenin 2/3 oranının etkisi Erzincan depremi üzerinde incelenmiş ve bu amaçla güç spektrumlarının karşılaştırılması Şekil 5.11'de gösterilmiştir.



Şekil 5.10: 1992 Erzincan KG depremi zemin türleri güç spektrumu fonksiyonları.



Şekil 5.11: Düşey ve yatay yer bileşeni×2/3 güç spektrumları karşılaştırılması.

Dinamik analizlerde düşey yer hareketi için yatay bileşenin 2/3'ü alınması durumunda, düşey bileşen için gerçeğinden oldukça farklı bir yer hareketi alınmış olmaktadır. Şekil 5.11'de görüldüğü gibi yer hareketinin düşey bileşeni ile yatay bileşenin 2/3'ündeki genliklerin değerleri ile maksimum genliklerin meydana geldiği andaki frekansları farklı olmaktadır. Ayrıca güç spektrumlarının alanları ile zemin türlerine göre sabit güç spektrumu değerleri kıyaslanarak Tablo 5.4'de verilmiştir.

Tablo 5.4: 1992 Erzincan DB*2/3 ve düşey bileşeni güç spektrumu değerleri

Deprem	$\int S(\omega)_i$ (cm ² /s ⁴)	S ₀ -sağlam (cm ² /s ³)	S ₀ -orta (cm ² /s ³)	S ₀ -yumuşak (cm ² /s ³)
DB*2/3	2539.0	27.55	40.30	56.26
Düşey	1874.5	20.34	29.75	41.53

Şekil 5.11 ve Tablo 5.4'de görüldüğü gibi depremin gerek gücü gerekse frekans içeriği bakımından yer hareketinin düşey bileşeni ile yatay bileşeni arasında belirgin farklılıklar olması nedeniyle daha doğru çözümler için yer hareketinin düşey doğrultudaki etkisi analizlerde hesaba katılırken yatay bileşeninin 2/3'ü yerine düşey bileşeni dikkate almak gerekir. Bir yer hareketinde 3 doğrultuda oluşan titreşim hareketinin gücü hakkında bir fikir vermek üzere Tablo 5.5 Erzincan 1992 kuvvetli ivme kayıtları üç bileşeni için karesel değişimleri ve sabit güç spektrum değerlerini göstermektedir.

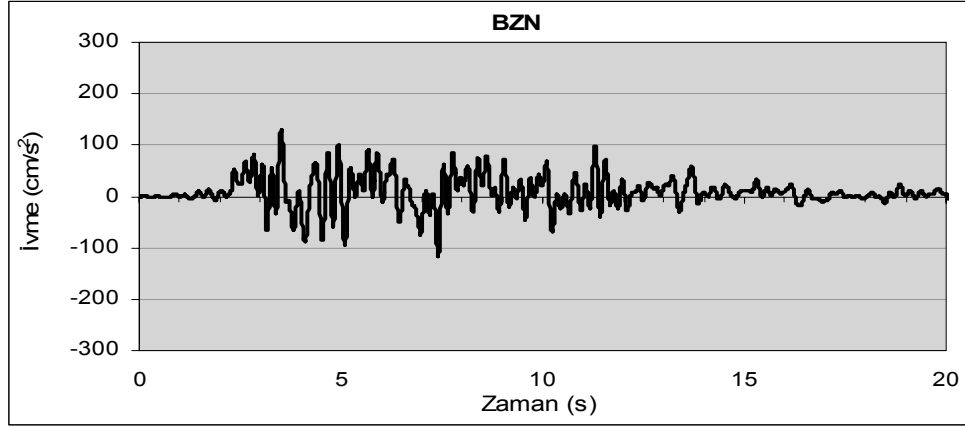
Tablo 5.5: 1992 Erzincan depremi için sabit güç değerleri

Sabit güç değeri	Deprem Bileşeni		
	KG	DB	Düşey
$\int S(\omega)$ (cm ² /s ⁴)	4875.85	5713.18	1874.46
So-sağlam (cm ² /s ³)	52.91	62.00	20.34
So-orta (cm ² /s ³)	77.40	90.69	29.75
So-yumuşak (cm ² /s ³)	108.04	126.59	41.53

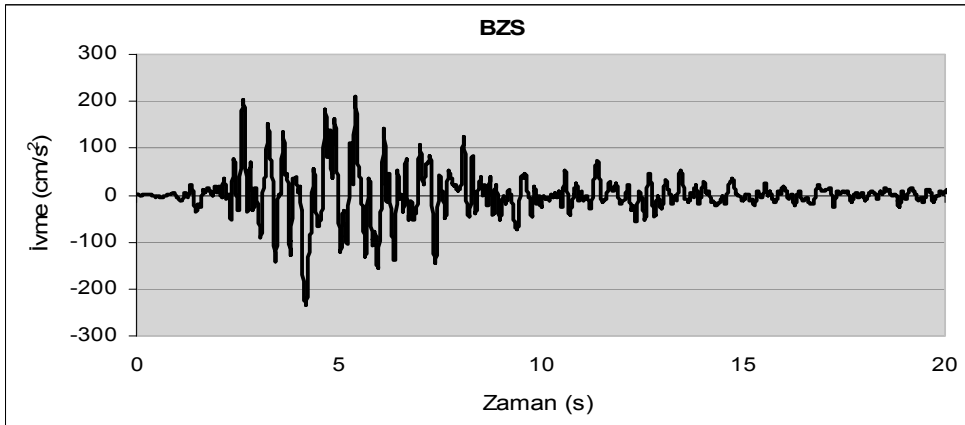
5.5.2. Benzeştirilmiş yer hareketleri için ivme ve güç spektrumlarının elde edilmesi

Analizlerde kullanılmak üzere 1992 Erzincan depremi için ilgili bileşenler üzerinde Housner şiddeti hesaplanarak yıkıcı özelliği daha fazla olan kuzey-güney bileşeni için anakaya seviyesinde ve beyaz gürültü ile yer seviyesinde durağandışı modelleme yapılarak 3 tip zemin türü için toplam 80 adet benzeştirilmiş kayıt türetilmiştir. Yapay deprem kayıtlarının elde edilmesinde; mevcut kaydedilmiş yer hareketi ile uyumlu ivme izlerinin üretilmesi için asıl kaydın ivme ve güç spektrumlarına en yakın sonucu verecek şekilde t_{eff} parametresinin farklı değerleri için çözüm araştırılmıştır. Her çözüm adımında deprem kaydı kuyruk kısmının değişimini bir fonksiyonla ifade etmek üzere parametreleri regresyon analizi ve deneme-yanılma ile belirlenen azalan üstel fonksiyonlar tanımlanmıştır. Sonuç regresyon katsayıları $k=2.951$ ve $\mu=-0.1665$ alınarak zarf fonksiyonu parametreleri belirlenmiştir. Ancak üretilen kayıtlara ait ivme ve güç spektrumlarının kaydedilmiş yer hareketinin

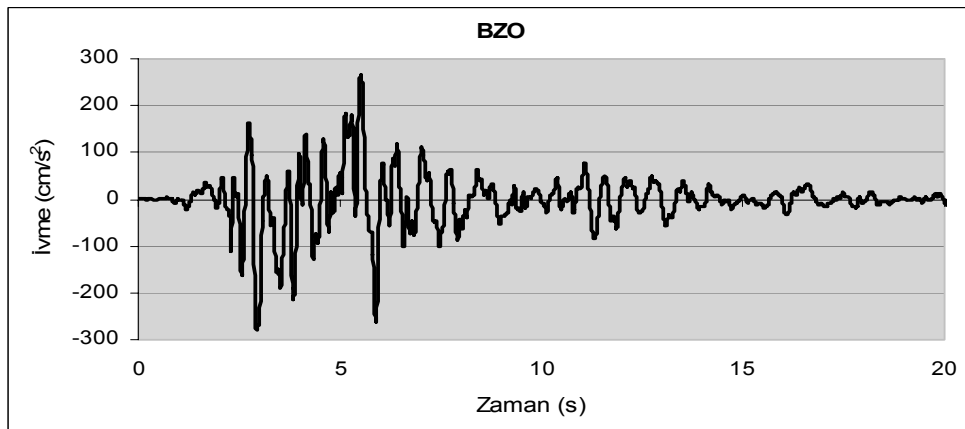
spektrumlarına yakınlığı, her ikisi için aynı anda sağlanmasının güç olduğu görülmüştür. 1992 Erzincan depreminin gücü esas alınarak beyaz gürültü modeli ile anakaya seviyesinde ve her zemin türü için benzeştirilmiş 20'şer adet yer hareketlerine ait örnek ivme kayıtları Şekil 5.12'de gösterilmiştir.



a) Anakaya seviyesinde benzeştirilmiş ivme kaydı örneği.



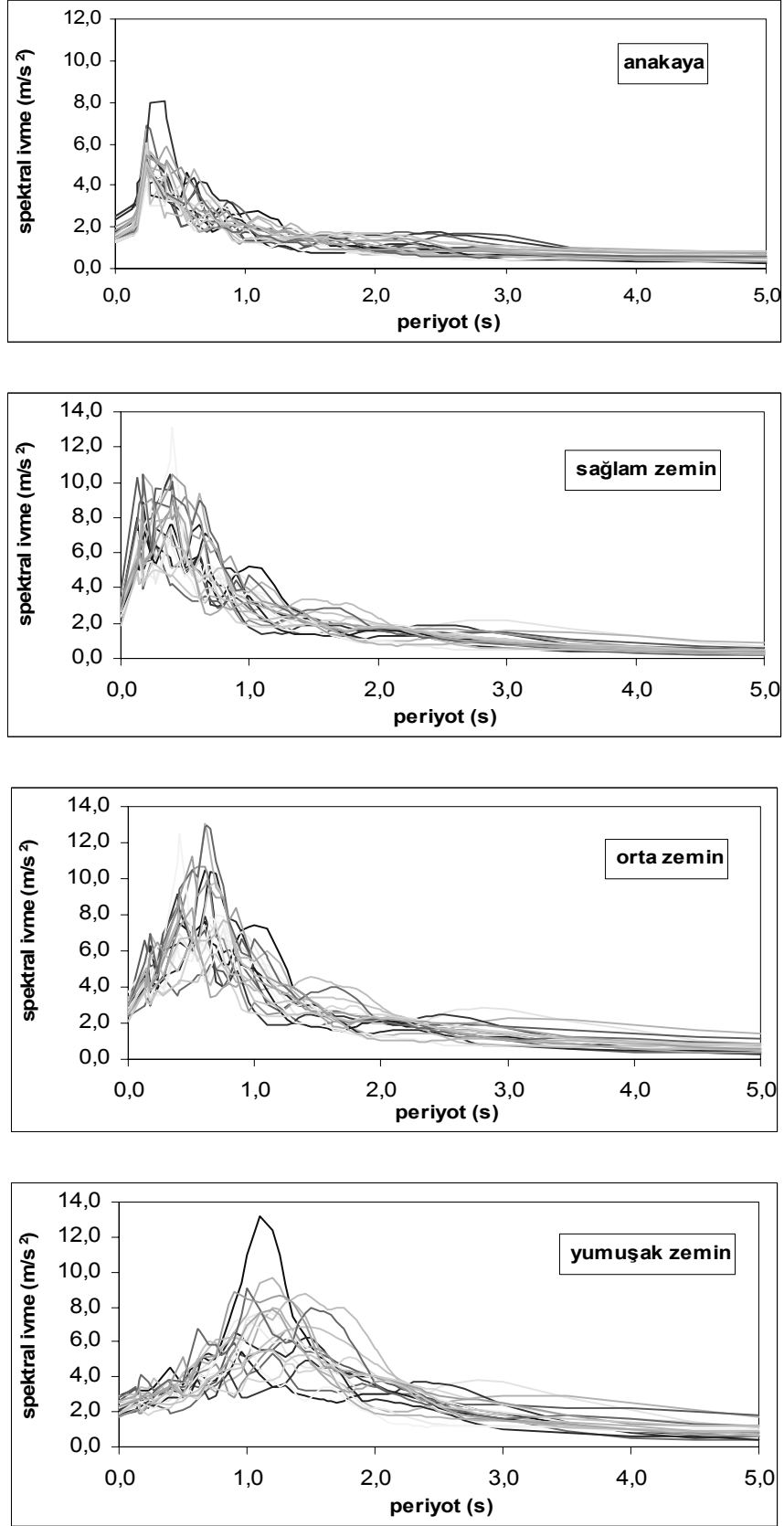
b) Sert zemin türü için benzeştirilmiş ivme kaydı örneği.



c) Orta sert zemin türü için benzeştirilmiş ivme kaydı örneği.

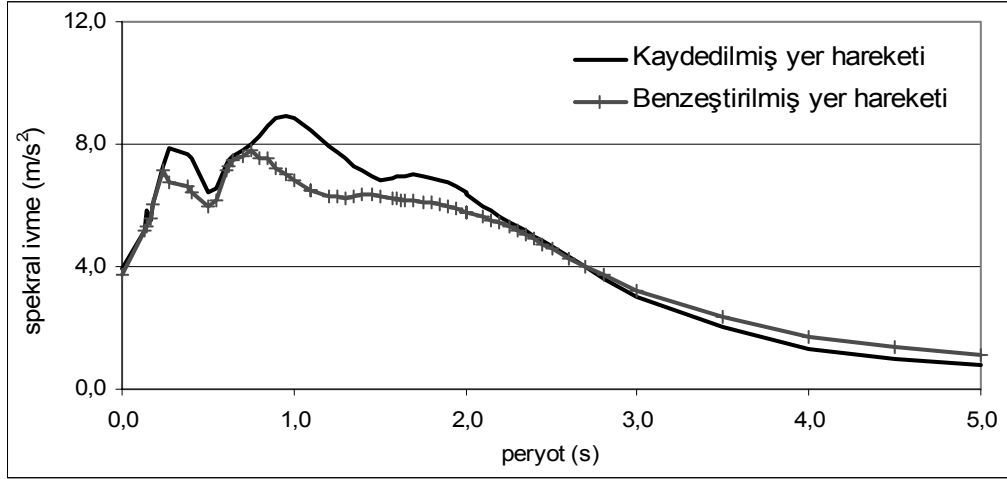
Şekil 5.12: Benzeştirilmiş ivme kayıtları (1992 Erzincan KG bileşeni için)

Kaydedilmiş yer hareketinin güç spektrum yoğunluk fonksiyonlarına bağlı olarak elde edilen ivme spektrumları her zemin türü için Şekil 5.13’de gösterilmiştir.

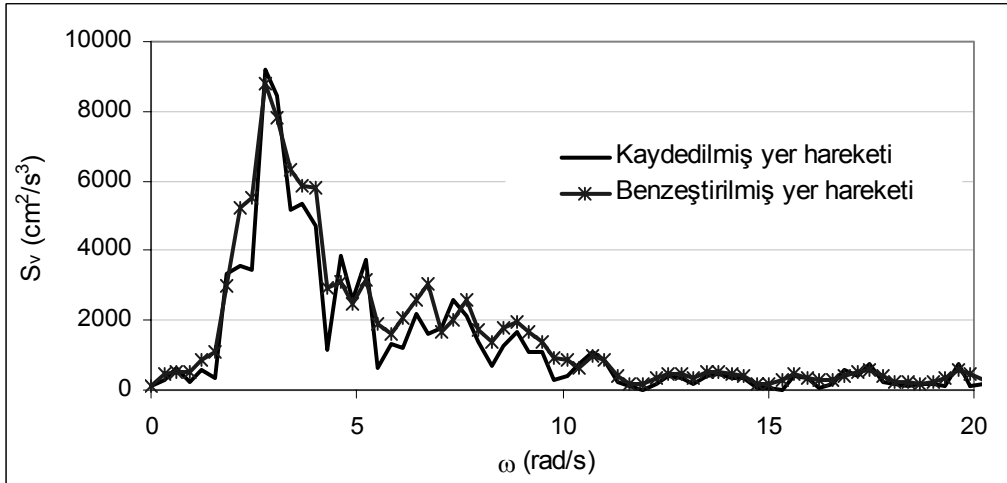


Şekil 5.13: Benzeştirilmiş yer hareketleri için ivme spektrumları

Benzeştirilmiş ivme kayıtları için güç spektrumu ve ivme spektrumlarının ortalamaları hesaplanarak bunlar kaydedilmiş ivme kayıtlarına ait spektrumlarla karşılaştırılmış ve sonuçların yakın olduğu Şekil 5.14’de görülmektedir.



a) İvme spektrumlarının karşılaştırılması

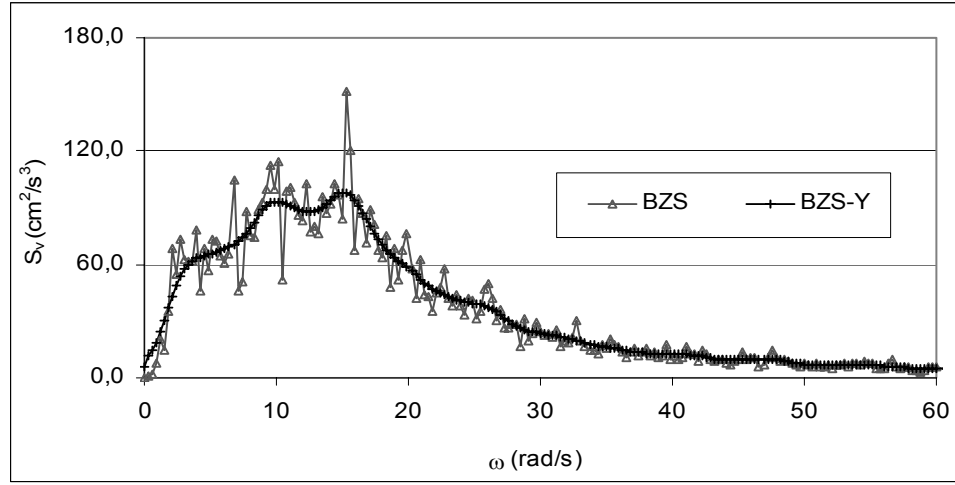


b) Güç spektrumlarının karşılaştırılması

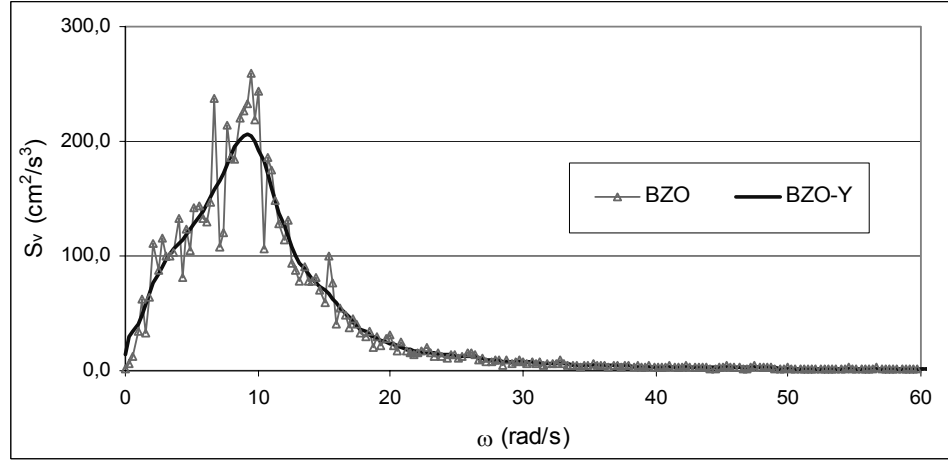
Şekil 5.14: Kaydedilmiş yer hareketi ile benzeştirilmiş yer hareketi spektrumları

1992 Erzincan depremi kuzey-güney bileşeni ele alınarak benzeştirilen yer hareketleri için örnekleme sayısının artırılması, asıl kaydın değişimine uygun filtre fonksiyonlarının yüksek mertebeden bağıntılarla ifade edilmesi ve farklı parametrelerle çözümün yanı sıra değişik modeller ile yer hareketi için daha hassas spektrumlar elde etmek üzere kapsamlı çalışmalar yürütülebilir. 1992 Erzincan depremi KG bileşeni için zemin türlerine bağlı olarak ivme spektrumları elde edilmiş ve güç spektrumlarındaki zikzaklar gidermek üzere yumuşatma yapılmıştır. Şekil

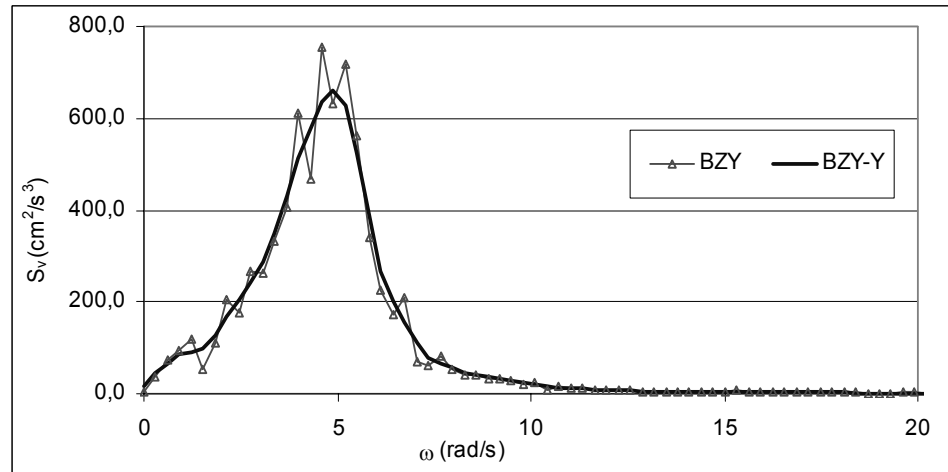
5.15’de güç spektrumları ile yumuşatılmış spektrumun karşılaştırılması görülmektedir.



a) Sağlam zemin güç spektrumu



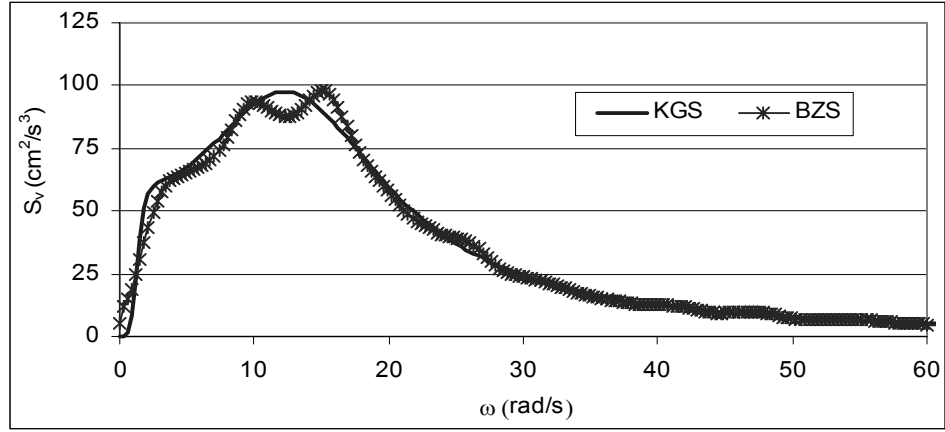
b) Orta sert zemin güç spektrumu



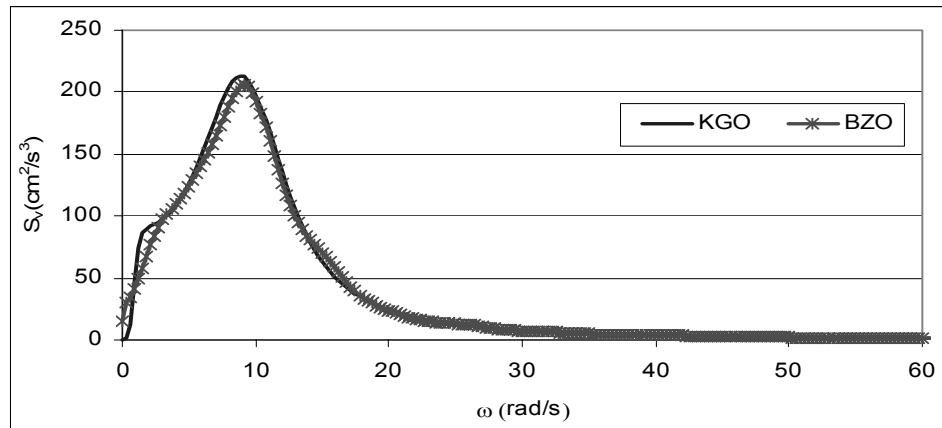
c) Yumuşak zemin güç spektrumu

Şekil 5.15: Zemin türleri için benzeştirilmiş yer hareketlerinin güç spektrumları ve eğrinin düzleştirilmesi

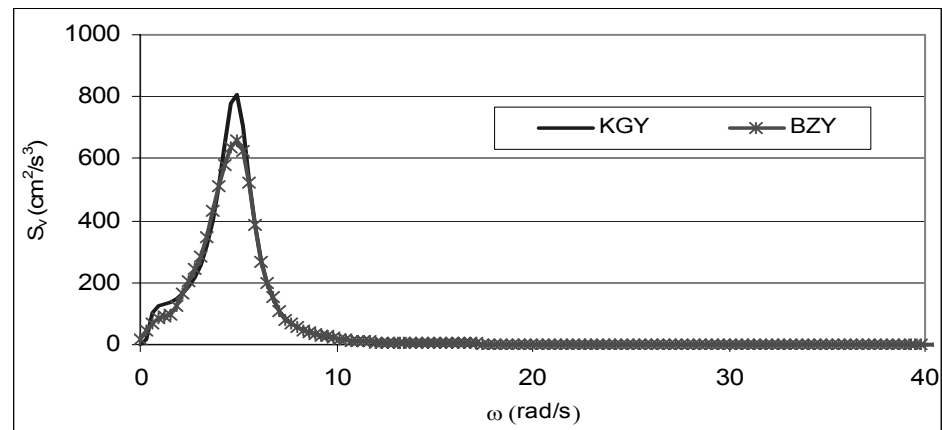
Kaydedilmiş yer hareketi için zemin türlerine bağlı olarak hesaplanan güç spektrumlarıyla ilişkili olarak en uygun çözümü veren benzeştirilmiş yer hareketleri için elde edilen güç spektrumlarına ait fonksiyonların karşılaştırmalı çizimi Şekil 5.16'da gösterilmiştir.



a) Sağlam zemin güç spektrumları



b) Orta sert zemin güç spektrumları



c) Yumuşak zemin güç spektrumları

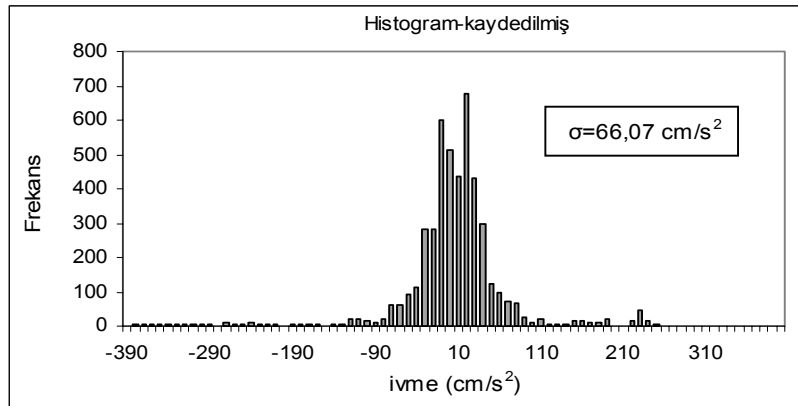
Şekil 5.16: Kaydedilmiş ve benzeştirilmiş yer hareketleri için zemin türlerine ait güç spektrumlarının karşılaştırılması.

Güç spektrumlarını ifade eden eğrideki zikzakların yumuşatma işleminde yer hareketinin gücü mümkün olduğunca korunmaya çalışılmış ve bu amaçla benzeştirilmiş yer hareketlerine ait güç spektrumları için uygun bant genişlikleri ile frekans aralıkları belirlenerek düzleştirme yapılmıştır.

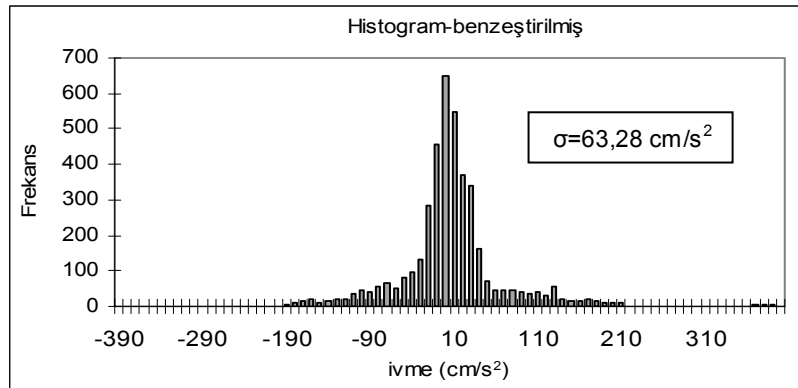
Şekil 5.14 ve 5.16’da görüldüğü gibi kaydedilmiş bir yer hareketi için hesaplanan güç spektrumları ile bunlardan türetilerek elde edilen güç spektrumlarının yumuşak zemin türüne kıyasla orta sert ve sert zemin türünde oldukça yakın olarak bulunmuştur. Benzeştirilmiş yer hareketlerinin ivme izleri ile ivme ve güç spektrumlarının kaydedilmiş yer hareketlerine ait olanlarla yeter derecede yakın olduğu kanısına varılarak bu aşamadan sonra benzeştirilmiş ivme kayıtları esas alınarak stokastik dinamik analizlere geçilmektedir.

5.5.3. Genliklerin dağılımı

1992 Erzincan kuzey-güney deprem bileşeni ve benzeştirilmiş bir yer hareketi için genliklerin dağılımı histogramlarla Şekil 5.17’de gösterilmiştir.



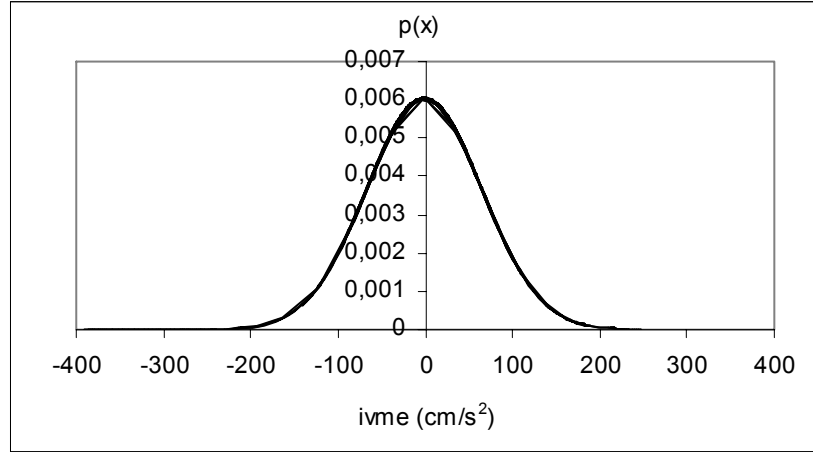
a) 1992 Erzincan kaydedilmiş yer hareketi için genliklerin dağılımı



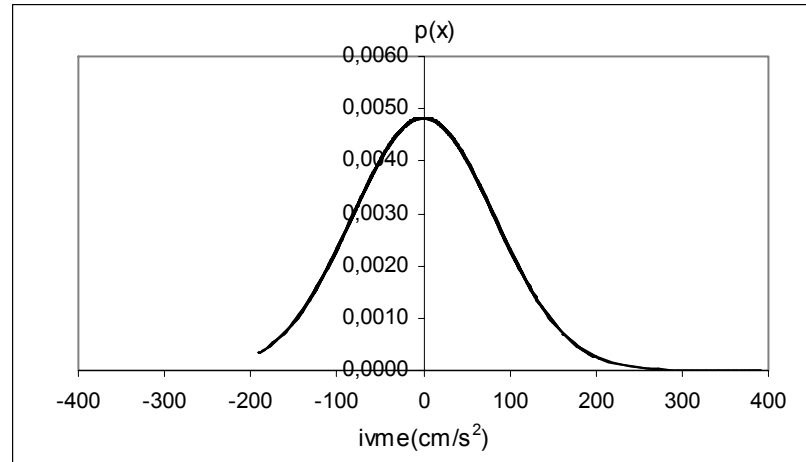
b) Benzeştirilmiş yer hareketi için genliklerin dağılımı

Şekil 5.17: Yer hareketleri için genliklerin dağılımı

Kaydedilmiş yer hareketleri ile benzeştirilmiş yer hareketine ait genliklerin Gaussian dağılıma uygun olarak değiştiği görülmektedir. Genliklerdeki değişimlerin standart sapmalarının kaydedilmiş yer hareketi için $\sigma=0.66 \text{ m/s}^2$ ve benzeştirilmiş yer hareketi için ise $\sigma=0.63 \text{ m/s}^2$ olarak hesaplanan değerlerin birbirine yakın olduğu görülmektedir. Genlik dağılımları hesaplanan yer hareketleri için olasılık yoğunluk fonksiyonları hesaplanmış ve bunların birbiri ile uyumu Şekil 5.18’de gösterilmiştir.



a) Kaydedilmiş yer hareketi olasılık yoğunluk fonksiyonu



b) Benzeştirilmiş yer hareketi olasılık yoğunluk fonksiyonu

Şekil 5.18: Yer hareketleri için olasılık yoğunluk fonksiyonları

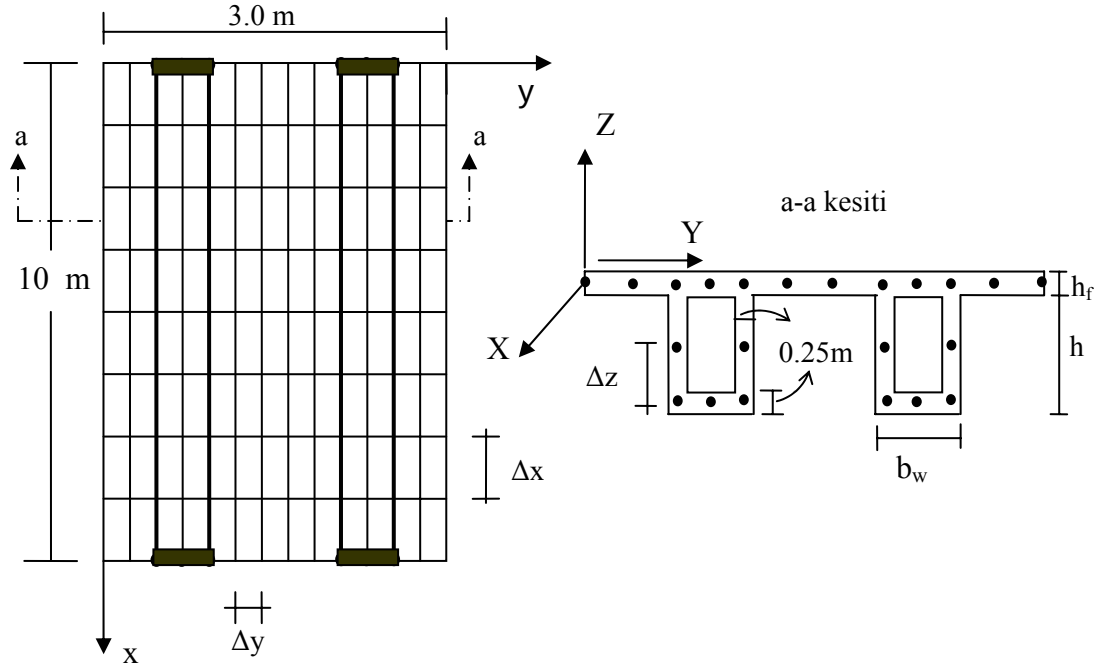
5.6. SIMEARTH Programı Akış Diyagramı

Viyadük sistemi için önceki adımlarda yapılan dinamik çözümler sonucunda bulunan karakteristikler ile kaydedilmiş yer hareketinin karakteristiklerini esas alarak analizlerde gerekli benzeştirilmiş yer hareketlerini elde etmek üzere geliştirilen SIMEARTH bilgisayar programının akış diyagramı Şekil 5.19’da gösterilmiştir.

6. DETERMİNİSTİK DİNAMİK ÇÖZÜMLEME SAYISAL ÖRNEKLERİ

6.1. Model-1 Çözümlmeleri

Dinamik ve stokastik analizler için geliştirilen BRIFEAP, BRIDAP, SIMEARTH ve BRISTOCAP programlarının iskeletini oluşturmada kolaylık sağlaması bakımından, ilk olarak tek açıklıklı basit ve küçük bir köprü modeli esas alınarak bir algoritma hazırlanmış ve geliştirilen bilgisayar programları ile dinamik analizler yapılmıştır. Dikdörtgen kesitli kutu kirişler üzerinde uzanan köprü tabliyesi kenar mesnetlere oturmaktadır. Analiz için gözönüne alınan sismik yalıtımsız köprüde boykesit ve enkesitlerinde değişkenlik söz konusu olmayıp basit yapılı ve tek açıklıklı olan sistem için çubuk elemanlarla üç doğrultuda oluşturulan sonlu eleman modeli Şekil 6.1’de gösterilmiştir.



Şekil 6.1: Model-1:Basit köprü modelinde 3 doğrultuda sonlu eleman ağı

Sonlu eleman aralıkları:

$\Delta x = 1.0 \text{ m}$
 $\Delta y = 0.30 \text{ m}$
 $\Delta z = 0.35 \text{ m}$

Sınır Koşulları:

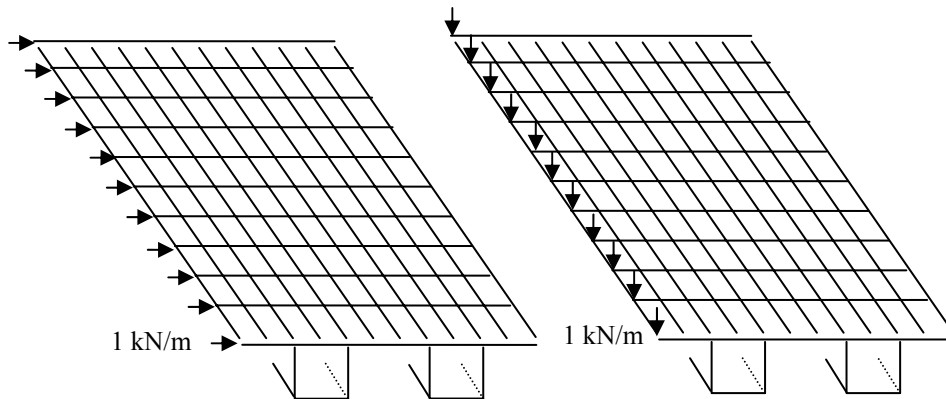
$x = 0, z = -2\Delta z \rightarrow$ ankastre bağlı.
 $x = L, z = -2\Delta z \rightarrow$ ankastre bağlı.
boyutlar: $b_w = 0.6 \text{ m}$, $h = 0.7 \text{ m}$, $h_f = 0.35 \text{ m}$

Yerel koordinatlarda hesaplanan eleman rijitlik matrislerinin dönüşüm matrisleri yardımıyla sistem koordinatlarında eleman rijitlik matrislerine dönüştürülmesiyle elemanın ilgili düğüm serbestliklerine dayalı olarak elde edilen sistem rijitlik matrisi üzerinde köprünün mesnetlenme durumu dikkate alınarak sınır koşulları uygulanmıştır. Yerdeğiştirmelerin kıyaslanması için köprü sisteminde belirli bir bölgeyi kapsamak üzere statik yüklemeler yapılmıştır. Bu amaçla sistemde yük vektörü teşkil edilerek sonlu eleman analizi ile düğüm noktalarının yerdeğiştirmeleri hesaplanmıştır. Bu hesaplar titreşim analizinin yapılacağı düşey ve enine yatay doğrultularda yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar bir paket program (SAP2000) sonuçlarıyla kıyaslanmış ve sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu görülmüştür. Bu aşamadan sonra modelin dinamik analizine geçilmesi uygun görülmüştür.

Hesaplanan yerdeğiştirmeler, ileriki aşamalarda elde edilecek olan dinamik rijitlik matrisinin hatasız olarak elde edilmesini göstermede kullanılmıştır. Belirli bir kurala bağlı olmaksızın keyfi olarak seçilen yük değerleri ile indirgenmiş rijitlik matrisi esas alınarak düğüm yerdeğiştirmeleri hesaplanmış ve elde edilen yerdeğiştirmelerin daha önce sistem rijitlik matrisi esas alınarak elde edilen sonuçlarla aynı olduğu görülmüştür. Aynı kontrol işlemi, indirgenmiş dinamik rijitlik matrisinin seçilen referans düğüm noktalarına göre tekrar indirgenerek elde edilen daha küçük boyuttaki dinamik rijitlik matrisinde de yapılmıştır. Sistem ve indirgenmiş rijitlik matrisleri kullanılarak elde edilen yerdeğiştirmelerin ve periyotların karşılaştırılması yapılmış ve elde edilen sonuçların yeteri derecede yakın olduğu görülmüştür.

6.1.1. Düğüm noktası yerdeğiştirmeleri

Model-1 sisteminde enine ve boyuna doğrultuda oluşturulan yük vektörüne karşı gelen düğüm yükleri sırasıyla Şekil 6.2’de gösterilmiştir.



Şekil 6.2: Çubuk elemanlı köprü modelinin kontrol amaçlı sınanması ve SAP2000 ile karşılaştırma amaçlı enine ve boyuna doğrultuda uygulanan yükler.

Geliştirilen bilgisayar programı ile yatay yüklemeler etkisinde yapılan çözümlerden elde edilen düğüm yerdeğiştirmeleri karşılaştırılmalı olarak Tablo 6.1’de verilmiştir.

Tablo 6.1: Yatay yükler altında düğüm yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

Düğüm	δ_y (m)		δ_x (m)		δ_z (m)	
	Program	SAP(u1)	Program	SAP(u2)	Program	SAP(u3)
1	1.24E-04	1.24E-04	5.00E-05	5.00E-05	6.81E-05	6.80E-05
2	1.19E-04	1.19E-04	3.38E-05	3.40E-05	4.05E-05	4.00E-05
3	1.13E-04	1.13E-04	1.99E-05	2.00E-05	1.42E-05	1.40E-05
4	1.10E-04	1.10E-04	1.03E-05	1.00E-05	1.96E-06	1.96E-06
5	1.07E-04	1.07E-04	4.34E-06	4.34E-06	-2.61E-06	-2.61E-06
6	5.02E-05	5.00E-05	7.19E-06	7.20E-06	7.31E-06	7.31E-06
7	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
8	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
10	5.16E-05	5.20E-05	1.41E-06	1.41E-06	-1.17E-06	-1.17E-06

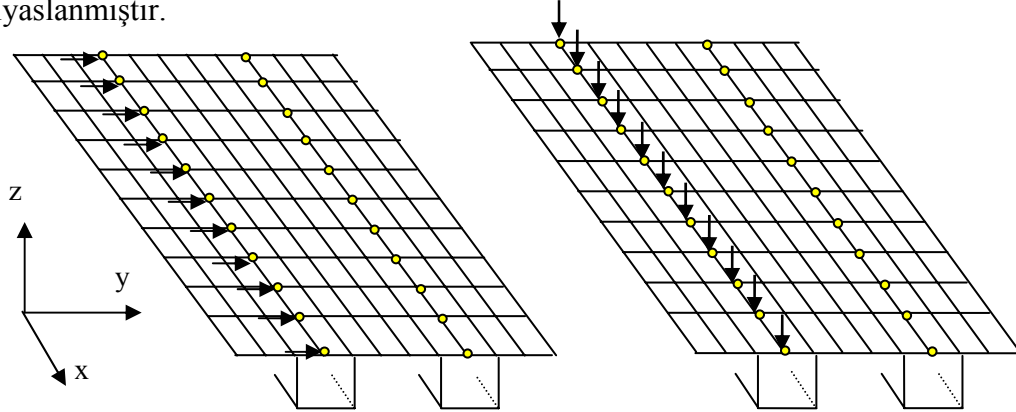
Köprü modelinde düşey yüklemeler yapılarak elde edilen düğüm yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması Tablo 6.2’de verilmiştir.

Tablo 6.2: Düşey yükler altında düğüm yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

Düğüm	δ_y (m)		δ_x (m)		δ_z (m)	
	Program	SAP(u1)	Program	SAP(u2)	Program	SAP(u3)
1	-9.44E-05	-9.40E-05	1.27E-04	1.27E-04	-4.00E-04	-4.00E-04
2	-9.40E-05	-9.40E-05	1.10E-04	1.10E-04	-2.03E-04	-2.03E-04
3	-9.30E-05	-9.30E-05	9.31E-05	9.30E-05	-6.15E-05	-6.10E-05
4	-9.04E-05	-9.00E-05	7.76E-05	7.80E-05	-6.01E-06	-6.01E-06
5	-8.72E-05	-8.70E-05	6.32E-05	6.30E-05	8.32E-06	8.32E-06
6	-1.87E-05	-1.90E-05	2.67E-05	2.70E-05	-3.21E-05	-3.20E-05
7	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
8	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
9	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
10	-4.05E-05	-4.00E-05	1.85E-05	1.80E-05	3.75E-06	3.75E-06

Bundan sonraki bölümlerde yapılan dinamik ve stokastik analizleri yürütmede işlem hacmini makul seviyelere çekmek için indirgenmiş olan dinamik rijitlik matrisinde bir kez daha statik yoğunlaştırma işlemi yapılmıştır. Bu işlemin sonucunda yatay rijitlik matrisi boyutları 242×242’den daha küçük boyutlarındaki rijitlik matrisine dönüştürülmüştür. Bu amaçla, Şekil 6.3’de verilen referans düğüm noktaları seçilerek sistem rijitliği bu düğüm noktalarından geçen elemanlar tarafından temsil edildiği kabulüyle titreşim serbestliklerine göre yatay rijitlik matrisi tekrar indirgenmiştir. Seçilen referans düğüm noktalarında bir sıra boyunca yatay birim yüklemeler yapılmış olup diğer sıraya yük uygulanmamıştır. Böylece ikinci kez indirgeme ile indirgenmiş rijitlik matrisi ve karşı gelen yük vektörü esas alınarak

düğüm noktalarının yerdeğiştirmeleri hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar tüm sistemin SAP2000 paket programı ile yapılan çözümünden elde edilen sonuçları ile kıyaslanmıştır.



Şekil 6.3: Referans düğüm noktalarında kontrol amaçlı yatay ve düşey birim yükleme

Tablo 6.3’de verilen ikinci kez indirgenmiş rijitlik matrisi ele alınarak yapılan analiz sonucunda bulunan yerdeğiştirmelerin paket program sonuçları ile yeterli düzeyde yakın sonuçlar vermesi sayesinde, indirgenmiş matris sistemin dinamik rijitlik matrisini temsil edebileceği kanısına varılmıştır.

Tablo 6.3: Referans düğüm noktaları yerdeğiştirmeleri

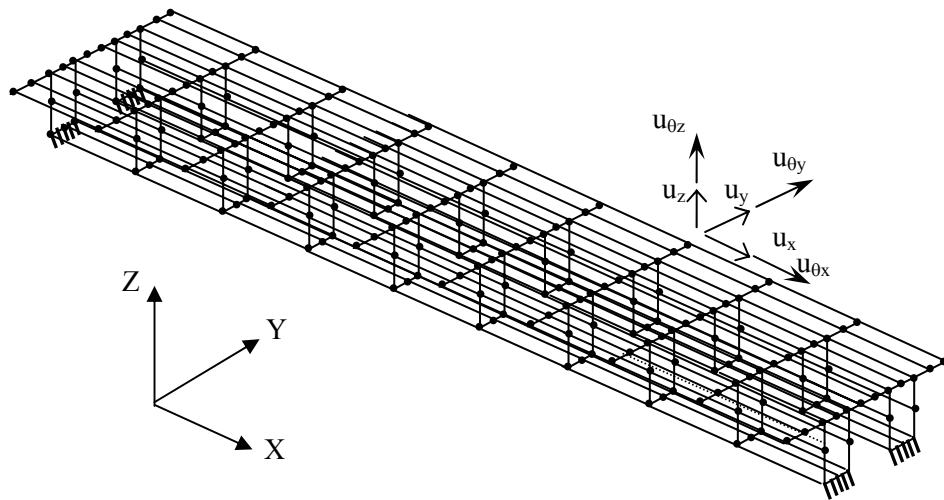
Referans Düğüm No	Yatay yükleme		Düşey yükleme	
	Program δ_x (m)	SAP2000 δ_x (m)	Program δ_y (m)	SAP2000 δ_y (m)
4	0.000111	0.000111	-0.000020	-0.000002
14	0.000102	0.000102	-0.0000026	-0.000002646
26	0.000238	0.000238	-0.000339	-0.000339
36	0.000228	0.000228	-0.000130	-0.00013
48	0.000375	0.000375	-0.000716	-0.000716
58	0.000365	0.000365	-0.000309	-0.00031
70	0.000485	0.000485	-0.001038	-0.001039
80	0.000475	0.000475	-0.000480	-0.00048
92	0.000555	0.000555	-0.001253	-0.001253
102	0.000544	0.000544	-0.000599	-0.000599
114	0.000578	0.000578	-0.001327	-0.001328
124	0.000568	0.000568	-0.000642	-0.000642
136	0.000555	0.000555	-0.001253	-0.001253
146	0.000544	0.000544	-0.000599	-0.000599
158	0.000485	0.000485	-0.001039	-0.001039
168	0.000475	0.000475	-0.000480	-0.00048
180	0.000375	0.000375	-0.000716	-0.000716
190	0.000365	0.000365	-0.000309	-0.00031
202	0.000238	0.000238	-0.000339	-0.000339
212	0.000228	0.000228	-0.000130	-0.00013
224	0.000111	0.000111	-0.000020	-0.000002
234	0.000102	0.000102	-0.0000026	-0.000002646

6.1.2. Dinamik çözüm sonuçları

Geliştirilen bilgisayar programı sayesinde ayrıklaştırılan sistemde sonlu elemanlar türetilerek gerekli eleman rijitlik ve kütle matrislerinin kurulmasından sonra hareket denkleminde dayalı olarak dinamik analizde hesaba esas olan dinamik rijitlik matrisi $[K]$, sistem rijitlik matrisinin indirgenmesiyle elde edilmiştir.

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = \{P(t)\} \quad (6.1)$$

Dinamik hareket denklemi (6.1) için başlangıçta doğal titreşim mod ve frekanslarının hesabında $[C]$ sönüm matrisi dikkate alınmadan sistemin sönümsüz serbest titreşimi göz önüne alınması yeterli olmaktadır. Dinamik çözümler modal analizlere dayalı olarak yapılmakta ve özdeğer probleminin çözülmesiyle açısal frekanslar ile periyotlar hesaplanmaktadır. Bu hesaplamalar, seçilen referans serbestlikleri temsil eden 22×22 boyutlarında indirgenmiş dinamik rijitlik matrisi için de yapılmış olup elde edilen sonuçlar kıyaslanmıştır. Dinamik analiz sonucunda sistemin yatay ve düşey doğrultularda bulunan periyot değerleri, gerek indirgenmiş sistemin gerekse SAP2000 programının sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlardan görüldüğü gibi periyot değerleri birbirine yeter derecede yakındır ve dolayısıyla 242×242 boyutlarındaki rijitlik matrisi yerine hesaplarda daha küçük hacim kaplayan 22×22 boyutlarındaki rijitlik matrisinin kullanımının büyük bir hassasiyet kaybına yol açmayacağı düşünülmüştür. Köprü sisteminin hesaplarda göz önüne alınan ızgara şeklindeki sonlu eleman modeli ile bir düğüm noktası için deplasman tarifleri ve kütleleri toplanarak ayrıklaştırılmış modeli Şekil 6.4’de gösterilmiştir.



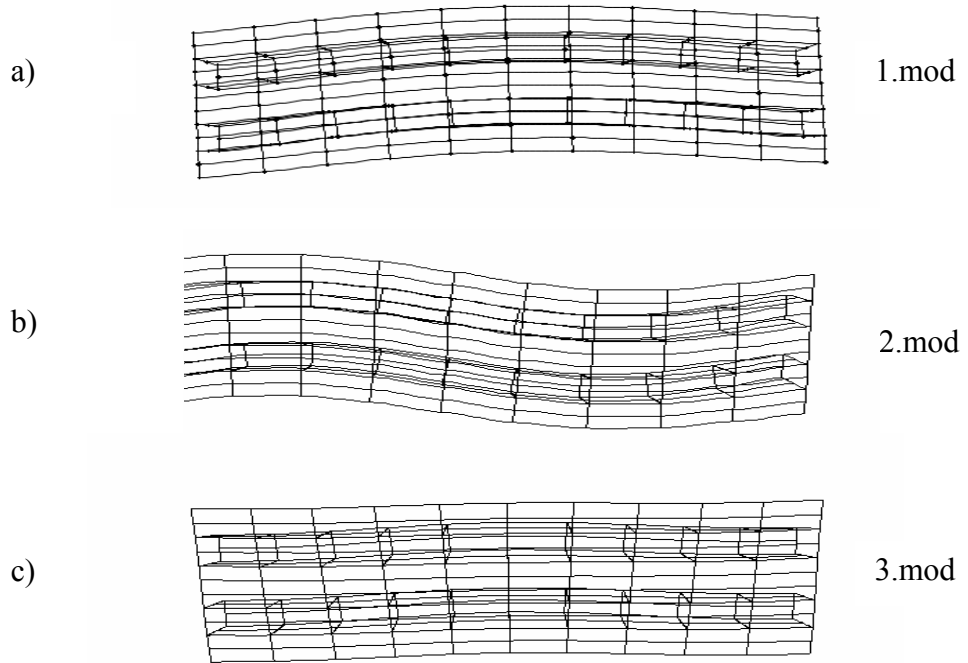
Şekil 6.4: Sistem sonlu eleman ve toplanmış kütle modeli.

Enine doğrultuda (trafik akışına dik yönde) titreşim analizinden elde edilen periyot değerleri Tablo 6.4’de verilmiştir.

Tablo 6.4: Köprü enine doğrultusundaki titreşim sırasında periyotlar ve toplam düğüm sayısı

Model	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	T ₄ (s)	T ₅ (s)
242×242 ağ	0.095	0.044	0.033	0.028	0.023
22×22 ağ	0.101	0.050	0.033	0.025	0.021
SAP2000	0.098	0.046	0.034	0.029	0.022

Köprü sistemi için enine doğrultudaki dinamik analizine ait mod şekilleri ise ilk 3 mod için Şekil 6.5’de gösterildiği gibidir.

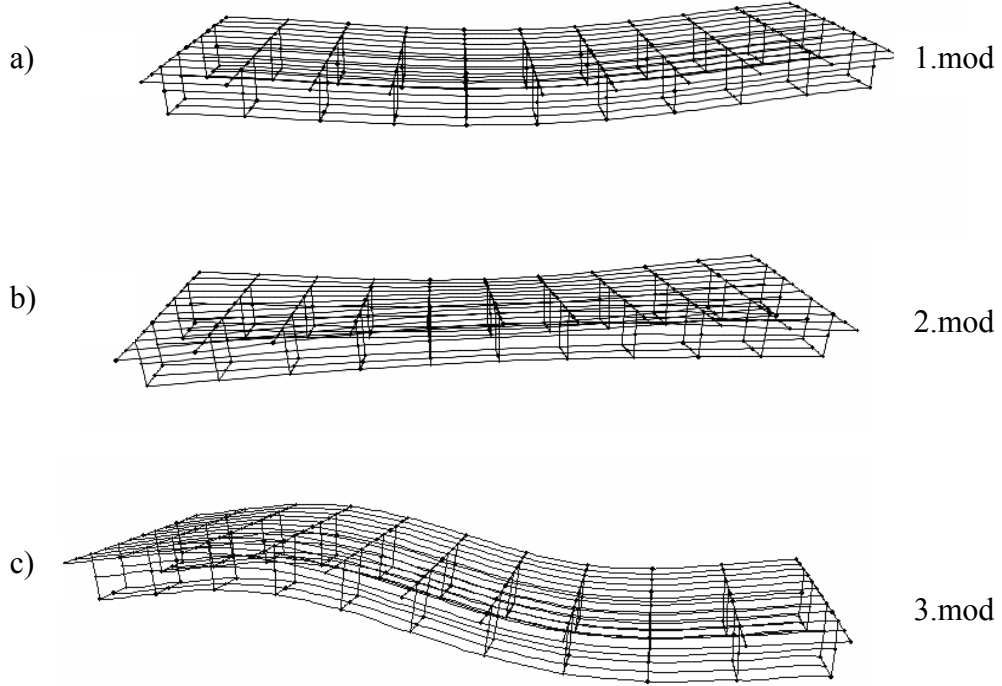


Şekil 6.5: Enine doğrultuda doğal titreşim modları

Düşey doğrultuda titreşim analizine ait periyot değerleri Tablo 6.5’de ve modları ise Şekil 6.6’da gösterildiği gibi elde edilmiştir.

Tablo 6.5: Düşey doğrultuda titreşim sırasında periyotlar ve toplam düğüm sayısı

Model	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	T ₄ (s)	T ₅ (s)
242×242 ağ	0.132	0.089	0.055	0.043	0.032
22×22 ağ	0.132	0.079	0.056	0.041	0.033
SAP2000	0.132	0.090	0.055	0.043	0.032



Şekil 6.6: Düşey doğrultuda doğal titreşim modları

6.2. Model-2 Çözümlemeleri

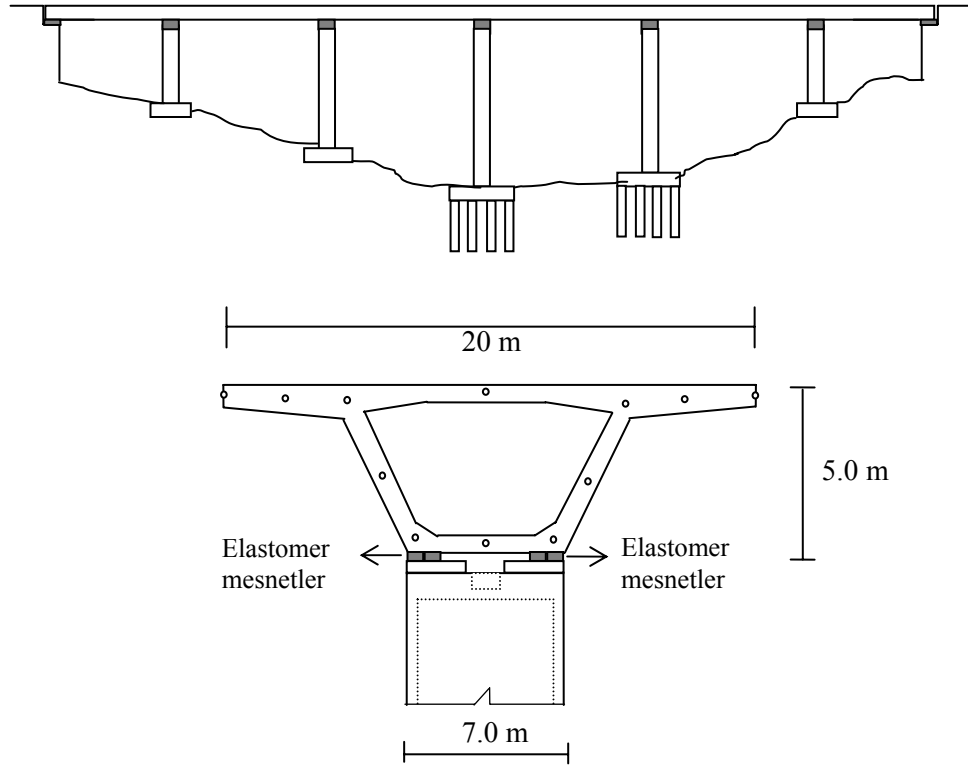
Bir köprü yapısını sonlu elemanlarla modelleme ve dinamik analizini yapan bilgisayar programının hazırlanmasında, önce tek açıklıklı iki adet ince cidarlı kutu kirişleri olan basit bir sistem (Model-1) üzerinde altyapısı geliştirilmiştir. Bu bölümde ise gerçek bir köprü modeli belirlenerek buna ait dinamik ve stokastik analizleri gerçekleştirmek üzere bu modelin özelliklerine uygun olacak şekilde mevcut programda ekleme ve değişiklikler yapılmıştır. Belirlenen model çok açıklıklı bir viyadük sistemi olup değişken enkesitli tabliye ile gövdesi düşey doğrultuda eğimli, V şeklinde olan bir ince cidarlı kutu kirişe sahip ve mesnede yakın bölgelerde kirişlerde guse şeklinde enkesit değişimleri söz konusudur. Dikdörtgen kesitli ve belirli bir et kalınlığına sahip içi boşluklu tarzda düzenlenmiş

olan ayaklar için bir ağı aralığı belirlenerek sonlu eleman modellemesine ve analizlere dahil edilmiştir.

Şiddetli bir depremde köprünün maruz kaldığı dinamik kuvvetlerin yapısal elemanlara, özellikle ayaklara dağıtılmasında (aktarılmasında) büyük değişikliğe neden olan ve sismik davranışı önemli derecede etkileyen sismik yalıtım sisteminin de analizlere dahil edilmesi ve dolayısıyla modellenmesi gerekli görülmüştür. Mesnetler, aralarında kauçuk malzemesi olan çelik plakaların üst üste bindirilmesiyle elde edilen elastomer mesnetlerden oluşmaktadır. Bu elemanların rijitlikleri, elastomerik mesnetlerin plandaki boyutları ile yüksekliklerine bağlı olarak hesaplanarak rijitlik matrisleri oluşturulmuştur.

Yukarıda özellikleri verilen modele uygun olarak gözönüne alınan viyadük için ilk aşamada sonlu eleman modellemesi yapılarak statik çözüm yapılmış ve bilinmeyenler hesaplanmıştır. İkinci aşamada ise, dinamik analizler yapılarak modal büyüklükler belirlenmiş ve gerçek köprüye eşdeğer bir sistem üzerinde dinamik davranış belirlenmeye çalışılmıştır. Ayrıca, kaydedilmiş bir yer hareketine benzeşim yapılarak yapay yer hareketleri elde edilmiş ve yer hareketi beyaz gürültü yaklaşımıyla modellenerek zemin türleri için gerekli olan parametreler hesaplanmıştır. Son aşamada ise, eşdeğer viyadük sistemi üzerinde ve bunun yanı sıra bir köprü ayağında stokastik analizler gerçekleştirilmiş bunu takiben yapay deprem hareketlerinin etkisi altında viyadük sistemi ile köprü ayağında modal analize dayalı olarak spektral ve zaman tanım alanında deterministik dinamik çözümler yapılarak sistemde oluşan tepkiler hesaplanmıştır.

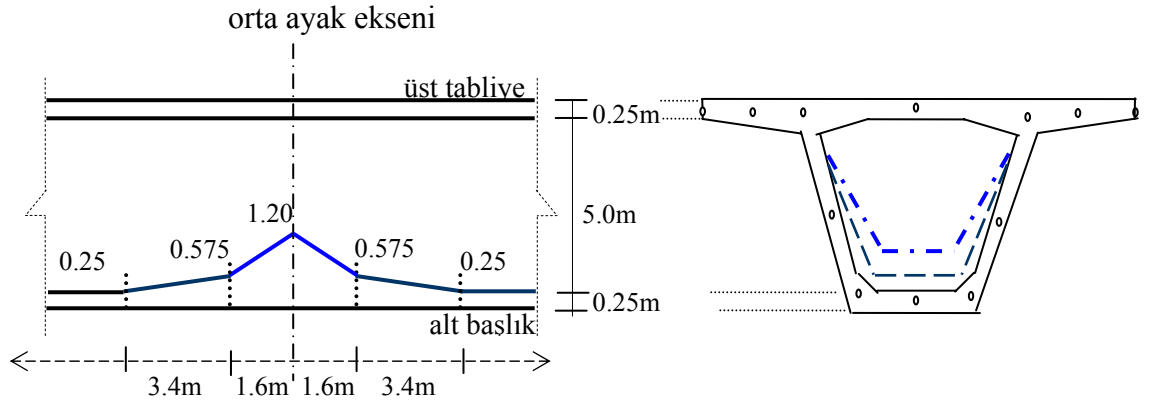
Stokastik dinamik analizlerin yapıldığı 325m uzunluğundaki bu viyadükte, değişken kesitli tabliyeye mesnetlik eden ince cidarlı trapez kesitli bir adet kutu kirişi mevcut olup kirişin alt başlığı ile gövde kısmında olmak üzere mesnede yakın bölgelerde kesit büyütülmüştür. Kenar ayaklar dışında iç açıklıklarda 5 adet içi boşluklu dikdörtgen kesitli ayaklar bulunmaktadır. Köprü üst yapısı, kutu kiriş ile ayaklar arasında bitişik konumda bulunan 2 şer adet elastomerik mesnetlere oturmaktadır. Orta açıklıktaki ayak temellerinden 2 adedinde sağlam zemine kuvvet aktarımını sağlayan kazıklar mevcuttur. Örnek köprü yapısal sistemi boy ve enkesiti Şekil 6.7’de gösterilmiştir.



Şekil 6.7: Örnek yapısal sistemin elevasyon ve tabliye enkesiti

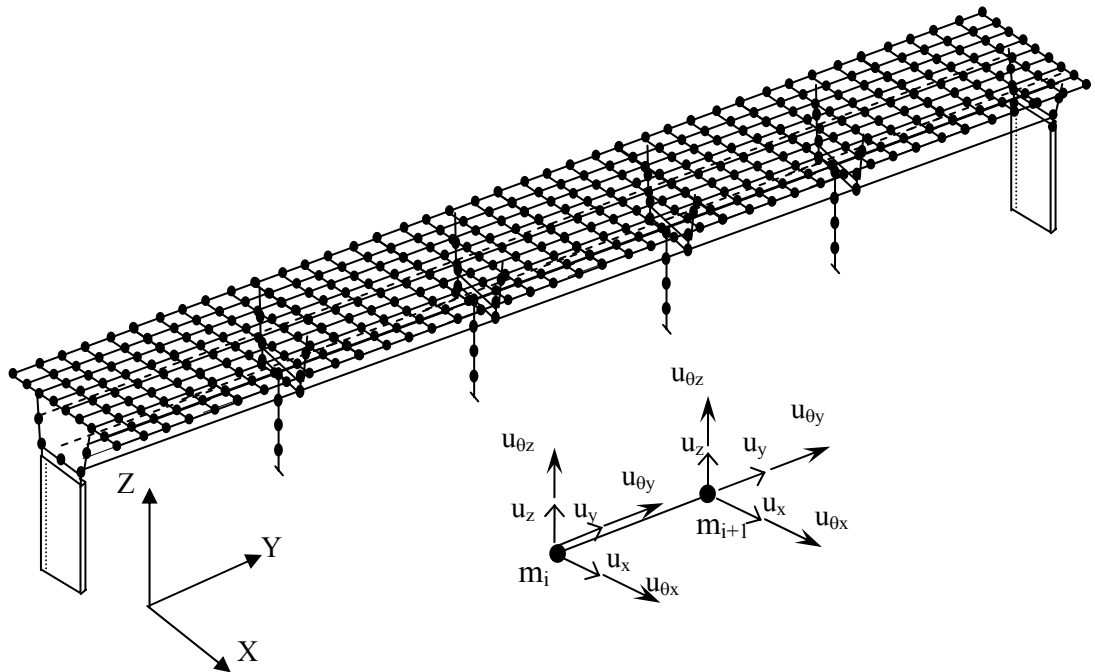
Tabliye kalınlığı, kenarda 0.30m ile başlamakta ve kutu kesit tabliye birleşiminde 0.585m'ye yükselmekte daha sonra ortada ise 0.25m'ye inmektedir. Ayak uzunlukları 15m ile 27m arasında değişmektedir. Trapez kesitli kutu kiriş gövdesinin üst başlık genişliği kenar konsolları dışta tutulmak üzere 10m ve et kalınlıkları düşey gövde için 0.60m, alt döşeme için 0.25m dir.

Viyadük bilgilerini esas alarak yapılan sonlu eleman modellemesinde x, y ve z doğrultuları için hesapta kullanılan ağ aralıkları, kutu kirişler için kesit değişimlerinin söz konusu olduğu mesnede yakın bölgelerde daha küçük alınarak değişken bölgeler için daha hassas yaklaşım öngörülmüştür. Ayrıca her ayak için eleman uzunluğuna bağlı olarak farklı ağ aralığı dikkate alınmıştır. Şekil 6.8'de kutu kirişin üst başlıkta enkesit değişiminin yanı sıra alt başlığı için bir ayak mesnedi bölgesindeki enkesit ile boykesit değişimleri gösterilmiştir.



Şekil 6.8: Kutu kiriş boykesit ve enkesit değişimi

Köprülerin statik ve dinamik analizleri için sistem değişik sonlu eleman tipleri ile veya daha küçük ağ aralıkları ile modellenerek daha iyi çözümler elde etmek mümkündür. Bu çalışmada stokastik analiz yönteminin etkinliğini ortaya çıkarılması amaçlandığından yüksek mertebeden sonlu eleman tipleri ile modellemenin gerekli olmadığı düşünülmüştür. Viyadüğün prizmatik çubuk elemanlar kullanılarak yapılan sonlu eleman modellemesi ve düğüm noktalarında toplanmış kütleler Şekil 6.9’da gösterilmiştir.



Şekil 6.9: Viyadük sonlu eleman modeli ve düğümlerde toplanmış kütleler

6.2.1. Dügüm noktası yerdeğıştirmeleri

Viyadük sisteminde spektral yükler belirlenerek bu yüklemeler altında karşı gelen yerdeğıştirmeler hesaplanarak bir paket programının sonuçları ile karşılaştırılması Tablo 6.6’da gösterilmiştir. Bu tabloda verilen değerler tüm sistem rijitlik matrisi göz önüne alınarak yapılan çözümlerden bulunan sonuçlardır.

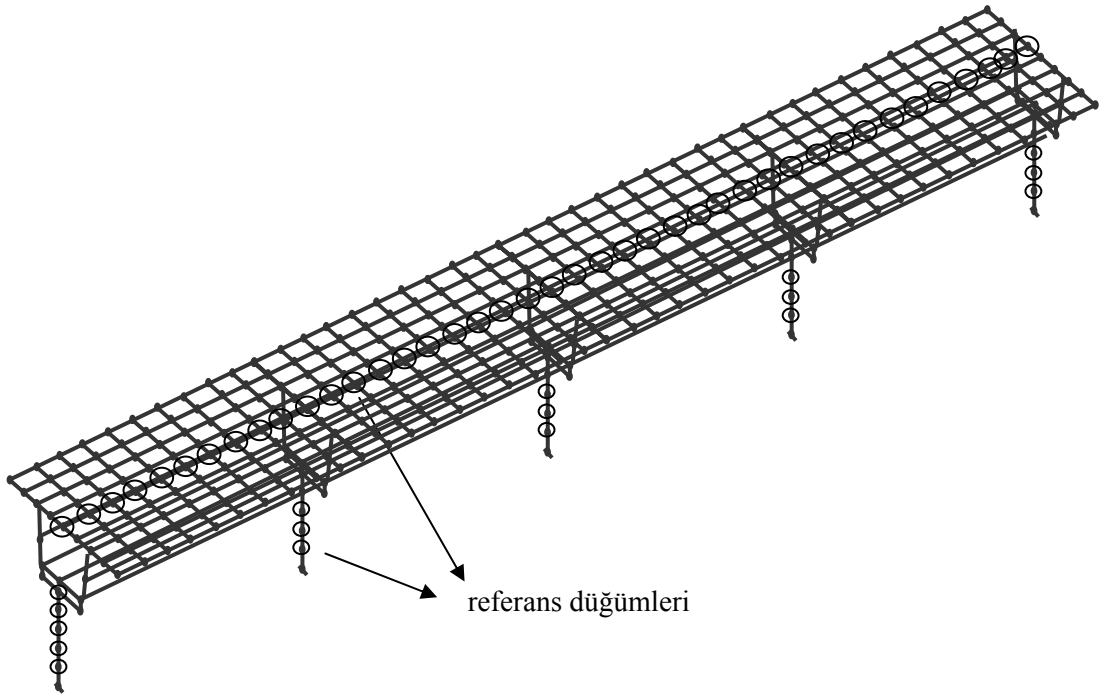
Tablo 6.6: Yatay ve düşey spektral yükler altında düğüm noktalarında yerdeğıştirmelerin karşılaştırması

	δ_x (m)		δ_z (m)	
Düğüm	BRIFEAP	SAP2000	BRIFEAP	SAP2000
5	2.69E-2	2.70E-2	-7.55E-7	-8.98E-7
63	5.50E-2	5.60E-2	-2.99E-5	-3.70E-5
91	7.66E-2	7.84 E-2	1.07E-5	1.10E-5
119	8.24 E-2	8.43 E-2	4.26E-5	4.80E-5
132	1.10E-1	1.13 E-1	5.03E-6	4.93E-6
183	1.47 E-1	1.51E-1	3.00E-4	3.64 E-4
253	1.47 E-1	1.51 E-1	-4.13 E-5	-4.50 E-5
331	1.81 E-1	1.85 E-1	-5.51E-4	-6.64E-4
387	1.96E-1	2.02 E-1	-5.45E-6	-5.81E-6
400	1.17 E-2	1.32E-2	8.42E-7	7.49E-7
521	2.16 E-1	2.21E-1	4.85E-5	4.20E-5
599	2.06E-1	2.11E-1	-3.13E-4	-3.78E-4
719	1.79E-1	1.81E-1	3.19E-5	3.90E-5
775	1.63E-1	1.64E-1	1.70E-6	2.34E-6

6.2.2. Dinamik çözüm sonuçları

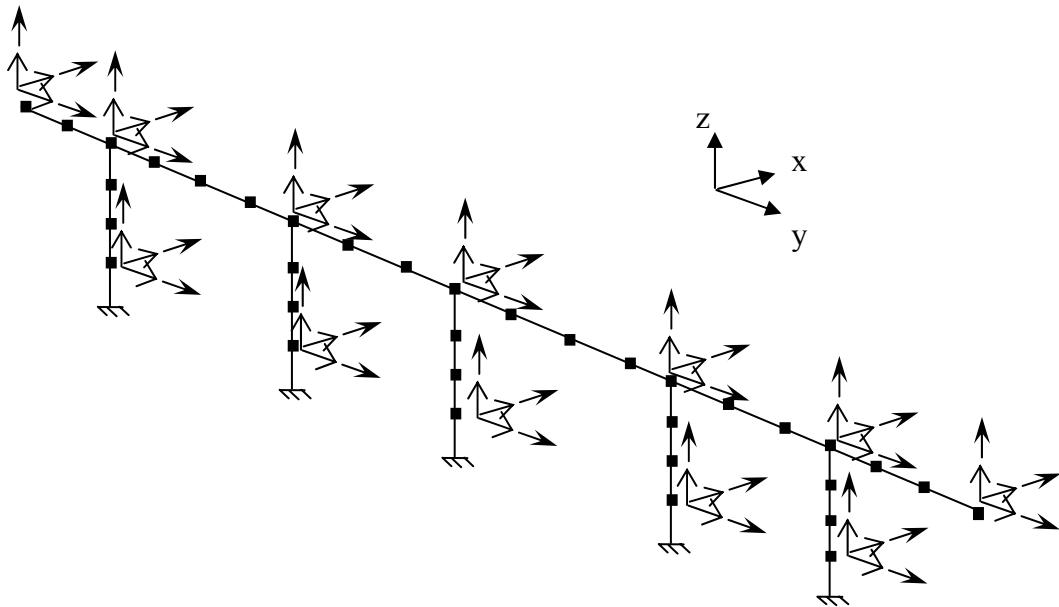
Örnekte bu modelle titreşim serbestliklerini indirgeme sonucu elde edilen dinamik rijitlik matrisi 786×786 boyutlarında olmaktadır. Dinamik analizde buna karşı gelecek olan aynı boyutlardaki diyagonal kütle matrisi ise ağ aralıklarına bağlı olarak kütlelerin düğümlerde toplanması ile hesaplanmaktadır. Model-1 analizine benzer şekilde indirgenmiş rijitlik matrisi, belirlenen bazı düğümlere ait titreşim serbestliklerine bağlı olarak tekrar indirgenmekte ve elde edilen eşdeğer sistemin rijitlik matrisi boyutu 78×78 olmaktadır. İndirgeme yapılan titreşim serbestliklerine ait düğümler, üst yapıda boyuna doğrultuda her Δ_y ağ aralığındaki enkesit düzleminde orta noktadaki düğümleri, ayaklarda ise bütün düğüm noktaları analizde dikkate alınmakta olup viyadük sistemi üzerinde seçilen bu referans düğümleri Şekil 6.10’da gösterilmiştir. Sistem rijitlik matrisinde indirgeme yapmak üzere yapılan satır ve sütun işlemleri nedeniyle indirgenmiş rijitlik matrislerinde bant matris

özelliği kaybolmakta dolayısıyla hesap hacmini arttırarak çözüm süresinin uzamasına neden olmaktadır.



Şekil 6.10: Viyadükte seçilen referans düğümleri

Seçilen referans düğümlerine dolayısıyla elemanlara karşı gelen indirgenmiş sistemin eşdeğer sonlu eleman modeli Şekil 6.11’de gösterildiği gibidir.



Şekil 6.11: İndirgenmiş eşdeğer sistemde sonlu eleman modeli

Viyadük için sonlu eleman modeli esas alınarak elde edilen sistem rijitlik matrisi üzerinde yapılan indirgemeler sonucunda tüm sistem ve eşdeğer sistem için dinamik analizler sonucunda elde edilen periyotlar bir paket programın analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Geliştirilen bilgisayar programları aracılığı ile viyadük sisteminde trafik akışına dik yönde enine doğrultuda hesaplanan titreşim periyotları Tablo 6.7’de gösterilmiştir.

Tablo 6.7 Enine doğrultuda Model-2 için hesaplanan periyotlar

Model	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	T ₄ (s)	T ₅ (s)
786×786 ağ	1.977	1.552	1.086	0.627	0.396
78×78 ağ	2.010	1.578	1.099	0.624	0.384
SAP2000	1.992	1.563	1.095	0.629	0.390

Trafik akışı yönünde viyadüğün boyuna doğrultusunda yapılan analiz sonucunda bulunan titreşim periyotları ise Tablo 6.8’de gösterilmiştir.

Tablo 6.8 Boyuna doğrultuda Model-2 için hesaplanan periyotlar

Model	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	T ₄ (s)	T ₅ (s)
786×786 ağ	1.869	0.358	0.255	0.231	0.174
78×78 ağ	1.867	0.358	0.255	0.231	0.176
SAP2000	1.905	0.355	0.263	0.255	0.192

Viyadük sisteminde yapılan dinamik analizlerden düşey doğrultudaki salınım için hesaplanan titreşim periyotları ve karşılaştırmaları Tablo 6.9’da gösterilmiştir.

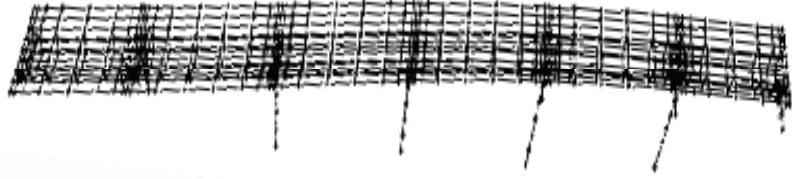
Tablo 6.9 Düşey doğrultuda Model-2 için hesaplanan periyotlar

Model	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	T ₄ (s)	T ₅ (s)
786×786 ağ	0.330	0.303	0.300	0.285	0.268
78×78 ağ	0.379	0.365	0.352	0.341	0.300
SAP2000	0.355	0.347	0.329	0.318	0.310

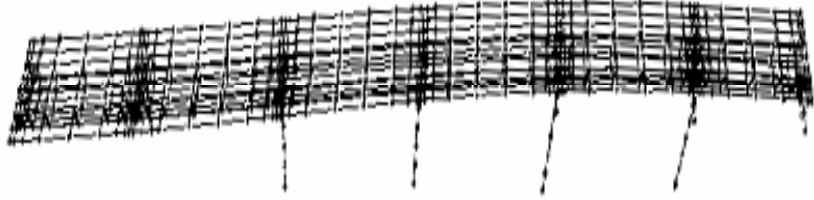
Tablolarda verilen karşılaştırmalardan yatay rijitlik matrisi ve bunun tekrar indirgenmesiyle elde edilen rijitlik matrisleri esas alınarak bulunan periyotlar ile paket program çözümlerinin yeterince yakın değerlerde olduğu görülmektedir. Sistemin salınım hareketini tanımlayan özdeğer ve özvektörlerin hesaplanmasının

ardından dinamik karakteristiklerin belirlenmesiyle ortaya çıkan mod şekilleri enine doğrultuda, köprü boyuna eksenine dik titreşim için Şekil 6.12’de ilk 5 mod için gösterilmiştir. Köprüler için yüksek modların etkili olması dolayısıyla hesaplarda bunların göz önüne alınması gerektiği bilinmektedir. Bu modların toplam kütleyle göre etkin kütle oranları ve mod katılım oranları ilerleyen bölümlerde stokastik dinamik analizlerde gösterilmiştir.

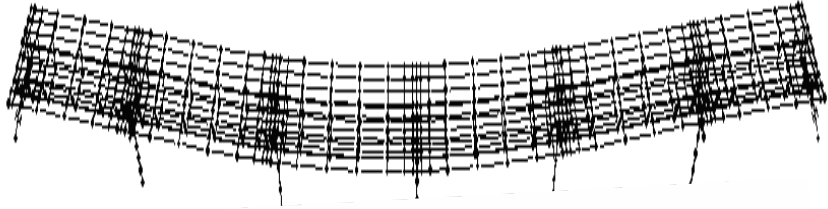
1.mod



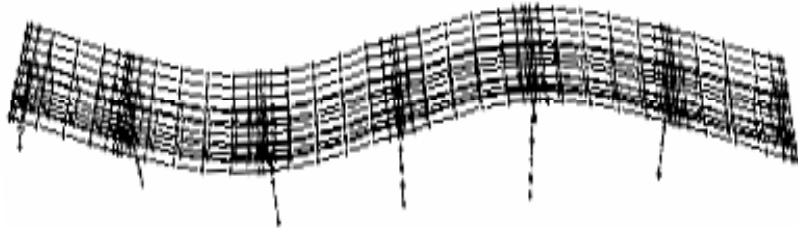
2. mod



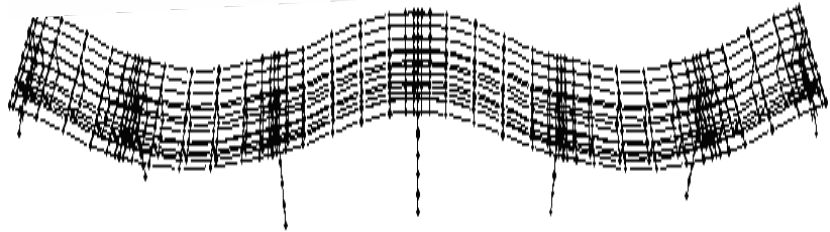
3.mod



4.mod



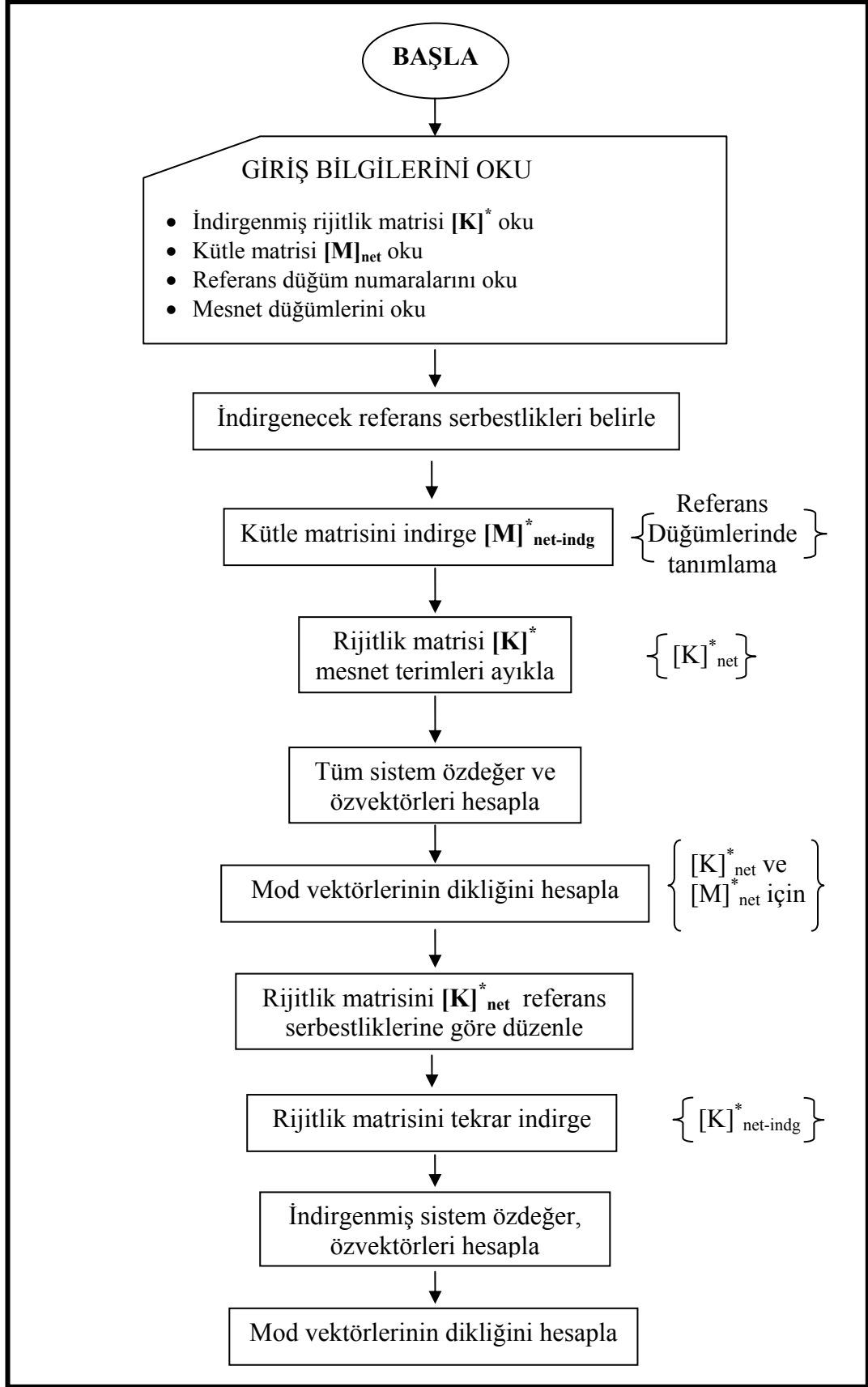
5.mod



Şekil 6.12: Viyadük enine titreşim modları

6.3. BRIDAP Programı Akış Diyagramı

Bir sonraki adım olan stokastik analizlerde kullanılmak üzere daha önce sonlu eleman yöntemi kullanılarak geliştirilen BRIFEAP programı aracılığıyla modellenen köprülerin çözümlenmesinden elde edilen sistem rijitlik matrisleri esas alınarak Model-1 ve Model-2 viyadükleri için dinamik analizleri gerçekleştirmek üzere geliştirilen BRIDAP bilgisayar programının akış diyagramı Şekil 6.13’de gösterilmektedir.



Şekil 6.13: Dinamik çözümleme için geliştirilen BRIDAP programı akış diyagramı

7. VİYADÜK SİSTEMİNDE STOKASTİK ÇÖZÜMLEMELER

7.1. Geliştirilen Bilgisayar Programları Hakkında Kısa Bilgi

Dinamik ve stokastik analizleri yürütmek için 4 adet bağımsız ana program geliştirilmiş ve bunun yanı sıra ana programlara veri üreten ve bu çalışmada akış diyagramı verilmeyen küçük bilgisayar programları hazırlanmıştır. Bir ana programın sonuçları dosyalara yazdırılarak diğer ana programın giriş verisi olarak okunmaktadır. Bilgisayar programlarının kodları Fortran 90 dilinde yazılmış olup programın çalıştırılabilmesi için MS-Developor Studio adlı bir derleyiciye ihtiyaç duyulmaktadır. Stokastik dinamik analizler için geliştirilen bilgisayar programları uygulama sırası ile;

1- BRIFEAP

2-BRIDAP

3-SIMEARTHP

4-BRISTOCAP

şeklinde. Köprü sisteminde düğüm ve eleman sayısının çok fazla olması, hesap hacminin büyük olmasının yanı sıra çözüm zamanının uzaması, programların birbirinden bağımsız şekilde yazılmasını gerekli kılmıştır. Analizlerde kullanılan ana programların işlevleri aşağıda belirtilmiştir.

7.1.1. BRIFEAP

Bu program x,y ve z doğrultusunda boyutları verilen kutu kesitli kirişleri olan bir köprünün uzunluklarını esas alarak istenilen Δ_x , Δ_y ve Δ_z aralıkları ile 3 boyutlu sonlu eleman ağı oluşturmakta ve düğüm noktası ile elemanların türetimini takiben ilgili yapısal elemanların rijitliklerini hesaplamaktadır. Sistemde yayılı halde bulunan kütleleri ağ aralıklarına bağlı olarak düğümlerde toplamakta ve analizler için gerekli olan kütle ve rijitlik matrislerini teşkil etmektedir. Elastomer mesnetlerin rijitliklerini, girilen mesnet boyutları ve kauçuğun özelliklerine bağlı olarak hesaplamakta ve bunlar için de rijitlik matrislerini oluşturmaktadır. Program genel

sistem rijitlik matrisinde indirgeme yaparak istenen doğrultuda titreşim analizi için yoğunlaştırılmış gerekli dinamik rijitlik matrisini elde eder. Ayrıca verilen bir yükleme için statik çözüm yaparak düğüm noktası bilinmeyenlerini hesaplamaktadır.

7.1.2. BRIDAP

BRIFEAP adlı sonlu eleman çözümleme programının ürettiği rijitlik ve kütle matrislerini giriş verisi olarak alınan ve gerekli düzenlemelerden sonra özdeğer analizi yaparak dinamik karakteristiklerini hesaplayan program, ayrıca daha önce düğümlerde toplanan kütleleri öngörülen daha az sayıdaki referans düğümlerde tanımlayarak indirgenmiş sistem için kütle matrisi teşkil eder ve dinamik rijitlik matrisinde bir kez daha indirgeme yaparak bu sisteme ait titreşim hareketinin karakterini belirlemek üzere dinamik analizleri gerçekleştirir

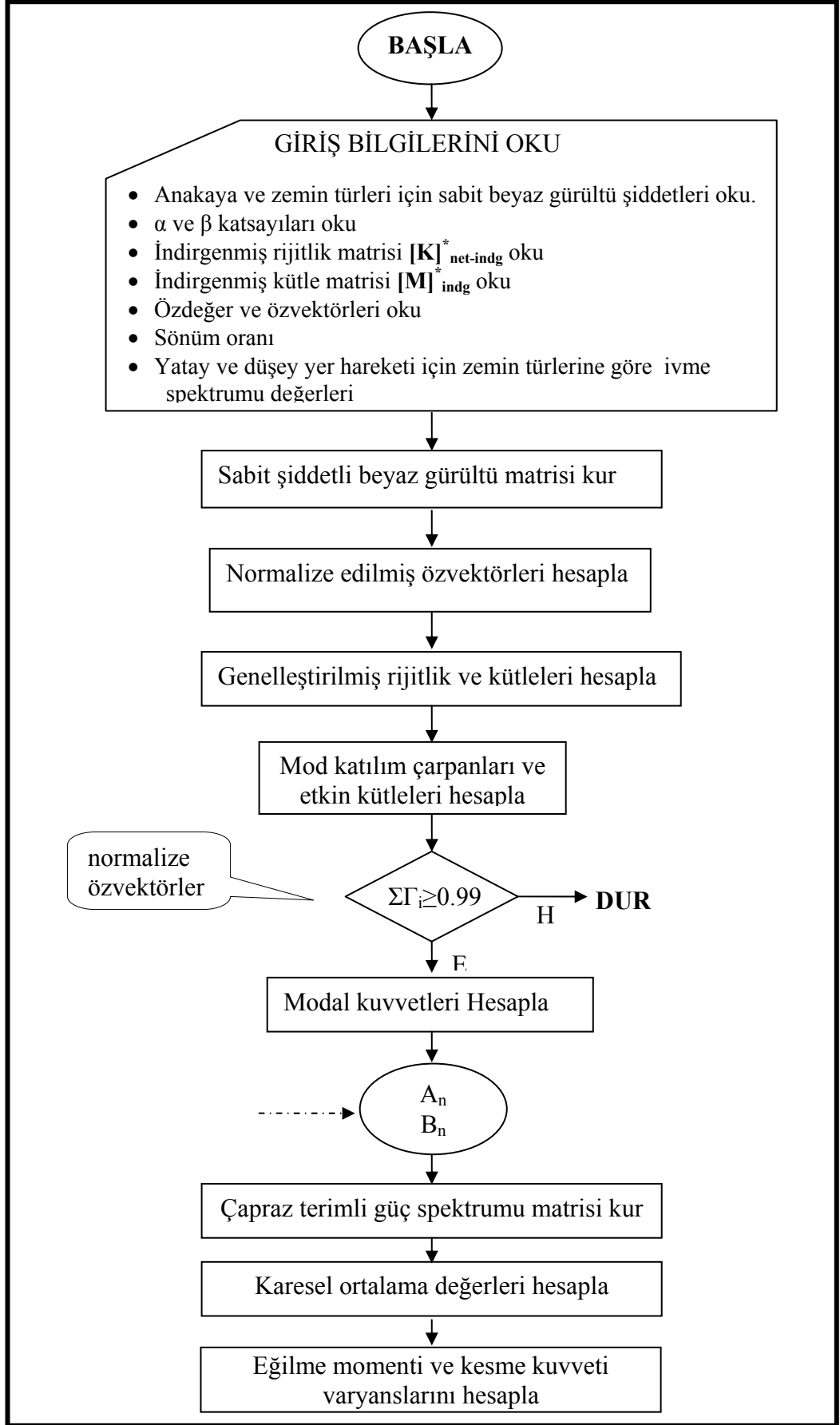
7.1.3. SIMEARTH

Kaydedilmiş bir yer hareketini beyaz gürültü modeli olarak esas alan bu program, dalganın genliklerini, filtre olarak adlandırılan süzgeç fonksiyonlarından geçirerek rasgele titreşim kuramına dayalı olarak rasgele faz açıları ile frekans içeriği değişmiş yeni genlikler elde eder. Anakaya seviyesinde benzeşimin yanısıra genliklere bir zarf fonksiyonu uygulayarak farklı zemin türleri için benzeştirilmiş durağan dışı ivme kayıtları üretir.

7.1.4. BRISTOCAP

Bu program, yukarıda verilen programların sonuçlarını esas alarak genelleştirilmiş rijitlik ve kütleler, mod katılım çarpanları ile modal kuvvetleri hesaplamaktadır. Yer hareketi modeline uygun olarak güç spektrum yoğunluk matrisi kurulmakta ve karesel değerler hesaplanmaktadır. Bu program ile yapısal tepkiler için varyanslar hesaplanarak rasgele titreşim kuramına göre stokastik davranış, istatistiki değerlerle belirlenmektedir.

Yukarıda kısaca özellikleri verilen programların ilk üçüne ait akış şeması daha önceki bölümlerde verilmiştir. BRISTOCAP programının akış diyagramı ise Şekil 7.1'de gösterilmiştir.



Şekil 7.1: Stokastik çözümleme için geliştirilen BRISTOCAP programı akış diyagramı

7.2. Stokastik Çözümler

Yer hareketindeki tekdüze olmayan uzaysal değişimler altında sisteme etkiyen yüklerin, uzun köprülerde normal yapılara oranla farklı zamanlarda köprünün elemanlarına etkimesi ve depremde oluşan dalgaların karakteristiğinde belirsizlikler bulunması nedeniyle büyük davranış değişikliklerine yol açmaktadır. Yer hareketinin bu özelliğini hesaba katan modellere dayalı analizlerle, titreşim hareketinde oluşan tepkilerin belirlenmesi mümkündür. Kaynağından çıktığı andan itibaren çok sayıda kırılma ve yansımaya uğrayarak yeryüzüne ulaşan dalgada büyük değişimler meydana gelmekte ve rasgele karaktere sahip yer hareketindeki bu değişimlerin stokastik modellerle analizlerde kullanılması daha uygun olmaktadır. Bu amaçla deprem hareketi frekans ortamında tanımlanarak buna ait güç spektrum yoğunluk fonksiyonları hesaplanmakta ve yerel zemin koşulları için yer hareketinin beyaz gürültü modeli oluşturulmaktadır. Bu bölümde BRIFEAP programıyla yapılan sonlu eleman analizi ile BRIDAP programıyla yapılan dinamik analizlerden bulunan sonuçlar bir yer hareketi modeli ile birleştirilerek stokastik analizler yapılmakta ve deterministik olmayan dinamik davranış belirlenmeye çalışılmaktadır. Belirsizlikler içeren yer hareketinin sisteme giriş olarak verilmesi ve bu etkilerin göz önüne alınması beraberinde sistemde oluşan tepkilerin de belirsiz olarak ortaya çıkması ile sonuçlanacaktır. Yapısal sistemde eğilme momenti, kesme kuvveti vb. tepkilerdeki değişimler, diğer bir ifade ile belirsizlikler ortalama değer, varyans ve kovaryans gibi istatistiksel terimlerle hesaplanarak rasgele davranış ortaya çıkarılmaktadır.

Sisteme giriş olarak bir mod için genelleştirilmiş $P_n(t)$ kuvvetleri verildiğinde; bu durumda çıkış işleyimi Denklem 4.22'den yararlanarak, çıkış işleyiminde çapraz terimler ihmal edilmesi durumunda ise Denklem 7.1 ile davranış belirlenir. Bağintıda a_x, a_y yer hareketi ivmeleri ve $\{\phi\}$ mod vektörünü ifade etmektedir.

$$S_{p_m p_m}(\omega) = \{\phi\}_m^T [m] [a_y \ a_y \ \dots \ a_x \ a_x]^T [a_y \ a_y \ \dots \ a_x \ a_x] [m] \{\phi\}_m \quad m = 1, 2, \dots \quad (7.1)$$

Çıkış işleyimi varyansı Denklem 4.18'de verilen bağıntı kullanılarak moment için yazılırsa,

$$\sigma_M^2(t) = \sum_{m=1}^n B_m^2 S_{p_m p_m} \int_{-\infty}^{+\infty} |H_m(i\omega)|^2 d\omega = \sum_{m=1}^n B_m^2 S_{p_m p_m} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{d\omega}{K_m^2 [1 + (4\xi_m^2 - 2)(\omega/\omega_m)^2 + (\omega/\omega_m)^4]} \quad (7.2)$$

kesme kuvveti varyansı ise,

$$\sigma_V^2(t) = \sum_{m=1}^n B_m^2 S_{p_m p_m} \int_{-\infty}^{+\infty} |H_m(i\omega)|^2 d\omega = \sum_{m=1}^n A_m^2 S_{p_m p_m} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{d\omega}{K_m^2 [1 + (4\xi_m^2 - 2)(\omega/\omega_m)^2 + (\omega/\omega_m)^4]} \quad (7.3)$$

bağıntısı ile bulunabilir. Denklemlerdeki integral ifadesi, 1.nci mod için hesaplanan genelleştirilmiş $K_1=9793.3$, $\omega_1=190.55$ ve $\xi=5\%$ sayısal değerleri ile çözümlerse,

$$\frac{1}{K_1^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{d\omega}{[1 - 1.99(\omega/\omega_1)^2 + (\omega/\omega_1)^2]} = 6.171 \cdot 10^{-5} + 9.435 \cdot 10^{-21}i \quad (7.4)$$

sonucu elde edilir. Güç spektrum yoğunluk fonksiyonunda çapraz terimlerin ihmal edilmesi durumu için denklemlerdeki integral ifadeleri hesaplanarak bulunan bu sonuçlar, Denklem 7.9 ve 7.10 ifadeleri ile hesaplanan sonuçlarla uyumlu değerlerdir.

Ancak, giriş işleyiminde çapraz terimlerin ihmal edilmemesi durumunda varyans hesabı Denklem 7.4'de gösterilen farklı olarak daha zor olmaktadır. Ayrık $P_n(t)$ kuvvetleri için güç spektrum yoğunluk fonksiyonunda çapraz terimlerin hesaba katılması durumunda Denklem 4.25'den

$$\sigma_M^2(t) = \sum_m \sum_n B_m B_n S_{p_m p_n} \int_{-\infty}^{+\infty} H_m(i\omega) H_n(-i\omega) d\omega$$

yararlanarak eğilme momenti ve kesme kuvveti için varyanslar hesaplanabilir. $H_m(i\omega)$ ve $H_n(-i\omega)$ davranış fonksiyonları Denklem 6.14 ve 6.20 alınarak,

$$\sigma_M^2(t) = \sum_m \sum_n B_m B_n S_{p_m p_n} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{d\omega}{K_m K_n [1 + 2i\xi_m(\omega/\omega_m) - (\omega/\omega_m)^2][1 - 2i\xi_n(\omega/\omega_n) - (\omega/\omega_n)^2]} \quad (7.5)$$

$$\sigma_V^2(t) = \sum_m \sum_n A_m A_n S_{p_m p_n} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{d\omega}{K_m K_n [1 + 2i\xi_m(\omega/\omega_m) - (\omega/\omega_m)^2][1 - 2i\xi_n(\omega/\omega_n) - (\omega/\omega_n)^2]} \quad (7.6)$$

bulunur. B_n ve A_n katsayıları,

$$B_n = \omega_n^2 [L_1 L_2, \dots, L_n][m] \{\phi_n\} \quad n=1,2,\dots \quad (7.7)$$

$$A_n = \omega_n^2 [L_1 L_2, \dots, L_n][m] \{\phi_n\} Y_n(t) \quad n=1,2,\dots \quad (7.8)$$

bağıntıları ile hesaplanır. Denklemlerdeki integral ifadelerinde kompleks sayıların mevcut olması nedeniyle çapraz terimlerin ihmal edilmesi durumundaki hesaptan farklı bir yol izlenerek residü yöntemi ile integral hesabı yapılmaktadır. Bu hesaplara ilgili sonuçlar Ek-D de gösterilmektedir. Çapraz terimlerin etkisinin analize dahil edilmesi durumunda integral hesabıyla bulunan ifadelerde $\xi=\xi_n=\xi_m$ alınarak yapılan birtakım sadeleştirmelerden sonra, Denklem 7.11 ve 7.12 ile verilen varyans formülleri ile aynı sonuçlar elde edilmektedir. Eğilme momenti ve kesme kuvveti için varyanslar çapraz terimler ihmal edilmemişse ($n \neq m$) sırasıyla,

$$\sigma_M^2(t) = \sum_m \sum_n \frac{4\pi\xi\omega_m^2\omega_n^2 B_m B_n S_{p_m p_n}}{K_m K_n (\omega_m + \omega_n)[(\omega_m - \omega_n)^2 + 4\xi^2\omega_n\omega_m]} \quad (7.9)$$

$$\sigma_V^2(t) = \sum_m \sum_n \frac{4\pi\xi\omega_m^2\omega_n^2 A_m A_n S_{p_m p_n}}{K_m K_n (\omega_m + \omega_n)[(\omega_m - \omega_n)^2 + 4\xi^2\omega_n\omega_m]} \quad (7.10)$$

bağıntıları ile hesaplanmaktadır. Denklem 7.9 ve 7.10'da verilen bağıntılar, Ek-D de verilen integral hesabına ait çözümlerle özdeştir. Çapraz terimlerin ihmal edilmesi durumunda eğilme momenti ve kesme kuvveti için varyanslar çapraz terimler ihmal edilmişse ($n=m$),

$$\sigma_M^2(t) = \sum_m \frac{\pi\omega_m B_m^2 S_{p_m p_m}}{2K_m^2 \xi} \quad (7.11)$$

$$\sigma_V^2(t) = \sum_m \frac{\pi\omega_m A_m^2 S_{p_m p_m}}{2K_m^2 \xi} \quad (7.12)$$

olur. Analizlerde, 1992 Erzincan depremi ivme kayıtları yer hareketini modellemek için kullanılmıştır. Viyadük sistemi için daha önceki analizlerden elde edilen matrisler ve dinamik karakteristikler ile yer hareketi modeline ait sabit beyaz gürültü değerleri ve spektral ivmeler, stokastik analizler için başlangıç verilerini oluşturmaktadır.

7.2.1. Tüm sistem çözümlemesi

Viyadük sisteminin bütünü dikkate alınarak gözönüne alınan yer hareketi etkisi altında istenen veya belirlenen bir noktadaki davranışın varyansı hesaplanmıştır. Sistem rijitlik matrisinde yapılan indirgemelerden elde edilen dinamik rijitlik ve

kütle matrisleri ile bunların dinamik çözümlerine ait sonuçlar hesaba katılmaktadır. Ayrıca, yer hareketinin benzeştirilmesiyle elde edilen yapay yer hareketleri etkisinde zaman tanım alanı ve modal spektral çözüm yöntemleri ile dinamik analizler yapılarak davranış belirlenmiştir. Stokastik analizlerden elde edilen herhangi bir noktadaki davranış, spektral ve zaman tanım alanındaki çözümlerle karşılaştırılmıştır. Viyadük yapısının bulunduğu yerin zemin koşulları sert, orta ve yumuşak zeminler olarak öngörülmüş ve yukarıda sözü edilen hesaplar her zemin türü için yapılmıştır. Bu amaçla her zemin türü için 20 adet ivme kaydı benzeşimi yapılmış ve bu yer hareketlerinin her birisi için ivme spektrumları hesaplanarak spektral ve zaman tanım alanında yapılan çözümlerden bulunan sonuçların varyansları hesaplanmıştır. BRISTOCAP programı ilk aşamada başlangıç verilerine dayalı olarak genelleştirilmiş rijitlik, kütle ve mod katılım oranları hesaplanmıştır. Hesaplarda göz önüne alınan mod sayısı %90 etkin kütle oranını sağlayacak şekilde 11 mod olarak alınmıştır.

İlk 11 mod toplam modal kütle=145653.4 kNs²/m

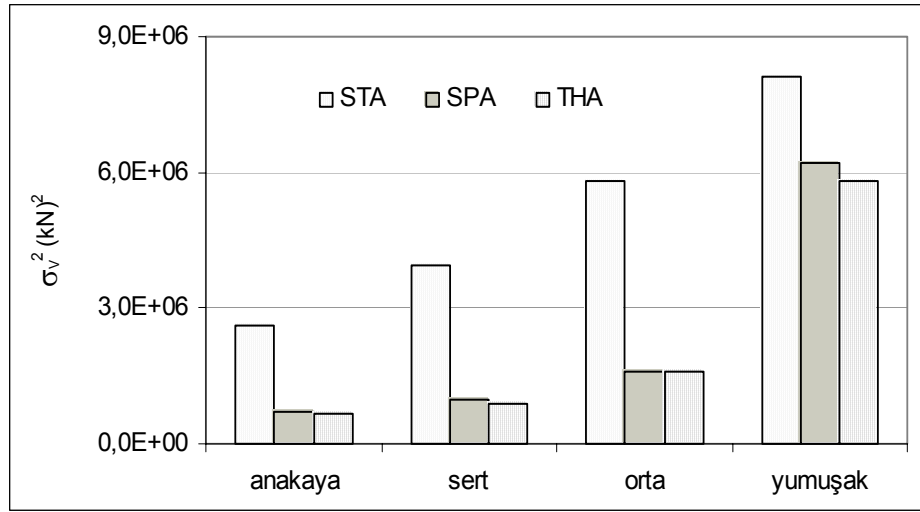
Etkin modal kütle oranı=%91.89

Tablo 7.1’de bu modlar için özdeğerler, Γ mod katılım çarpanları ile A_n ve B_n katsayıları gösterilerek genelleştirilmiş rijitlik matrisi, rijitlik ve kütleye göre hesaplanarak karşılaştırılması yapılmıştır.

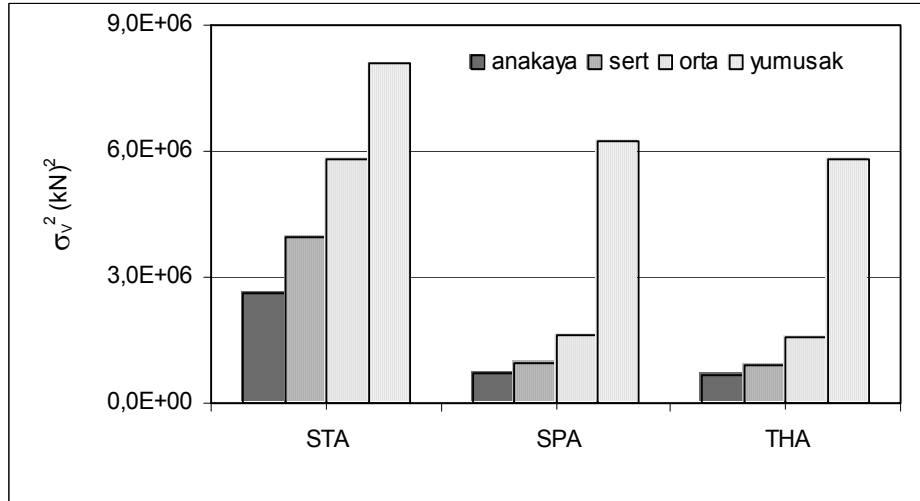
Tablo 7.1: A_n ve B_n katsayıları ile genelleştirilmiş rijitlikler

Mod	Özdeğerler (rad/s) ²	Γ	B_n	A_n	K_m	$\omega^2 M_m$
1	9.8	6.835	-106725	-3763	2566.8	2566.4
2	15.9	-1.721	43542	1473	3867.9	3867.3
3	32.7	1.805	87866	3010	7442.1	7442.6
4	101.3	0.044	13075	335	23367.3	23367.8
5	267.5	0.120	-202639	-4788	62175.6	62177.0
6	528.9	-0.033	8736	249	116727.3	116728.4
7	717.9	0.027	187471	4407	143172.3	143172.4
8	1285.8	1.823	-20359	-712	145752.2	145748.5
9	1462.0	0.024	-14708	-680	483698.8	483701.2
10	1961.4	0.036	-665460	-30483	596428.5	596431.7
11	2273.3	2.134	-6497062	-369785	224936.1	224931.3

Yer hareketi etkisinde orta ayak tepkilerinin varyansları için stokastik analiz sonuçları, deterministik dinamik analizlerden bulunanlarla karşılaştırılmaktadır. Yer hareketi doğrultusunda, sönüm oranı $\xi=5\%$ için hesaplanan ayak taban kesme kuvvetlerine ait varyanslar Şekil 7.2.a ve 7.2.b’de gösterilmiştir. Zemin türleri için beyaz gürültü şiddetleri, geniş frekans aralığına sahip anakaya seviyesindeki yer hareketine ait dalgaların filtreden geçirilmesi ile elde edilen değerlerden alınmıştır. (Grafiklerde, STA:stokastik analiz, SPA:spektral analiz, THA:zaman tanım alanı analizini ifade eder).



a) Zemin türlerine göre varyans değişimi

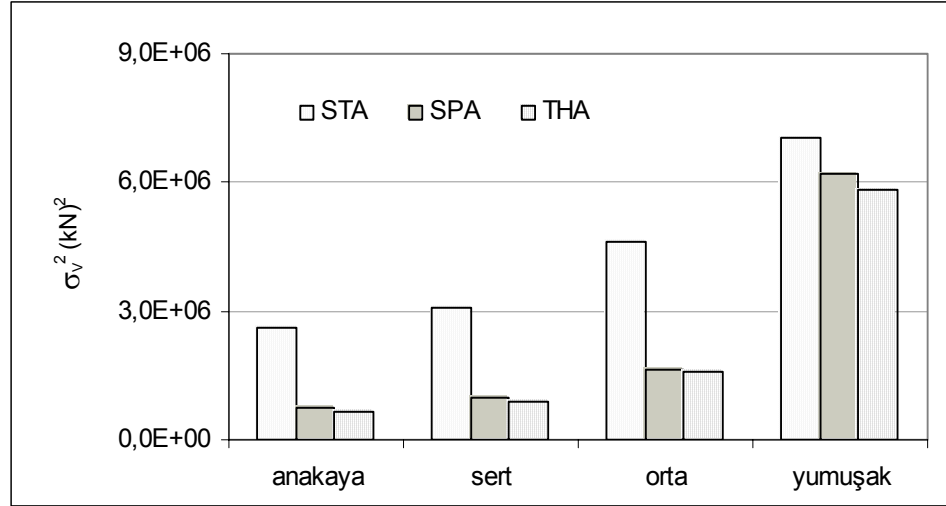


b) Çözümleme yöntemine göre varyans değişimi

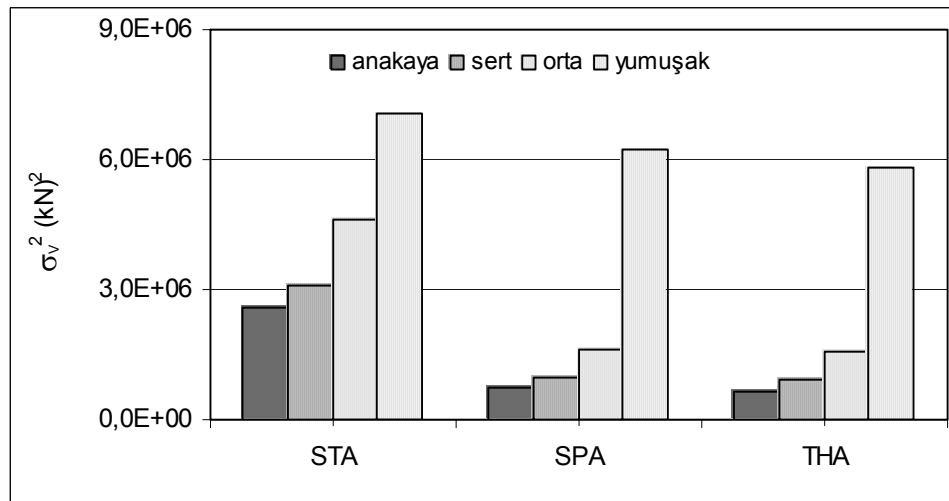
Şekil 7.2: Orta ayak taban kesme kuvvetleri varyansları ($\xi=5\%$)

Yer hareketinin beyaz gürültü modelinde filtreleme işleminden sonra sabit güç değeri için güç spektrum yoğunluk fonksiyonunun alanına yakın dikdörtgen alanı esas alınarak taban kesme kuvveti için bulunan varyanslar Şekil 7.3’de gösterilmiştir. Bu

durumda stokastik analizlerden elde edilen varyans değerlerinde bir miktar küçülme gözlenmekte ve spektral ile zaman tanım alanı çözümlerinden bulunan sonuçlara daha yakın olmaktadır.



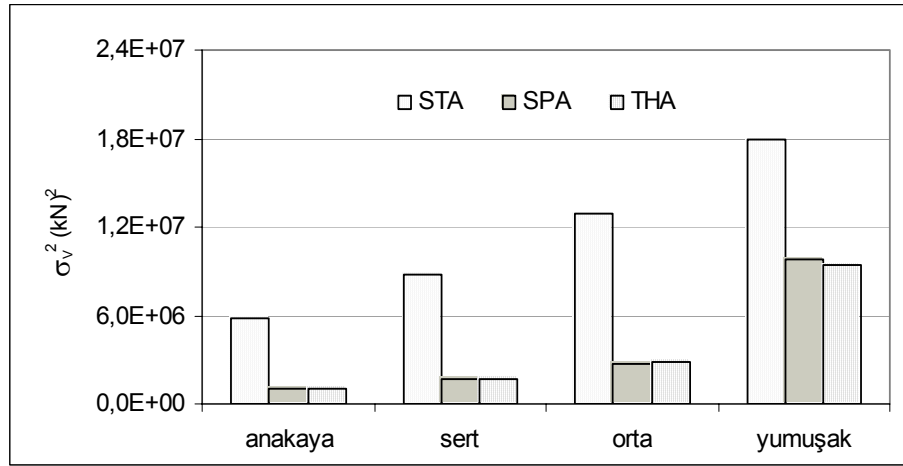
a) Zemin türlerine göre varyans değişimi



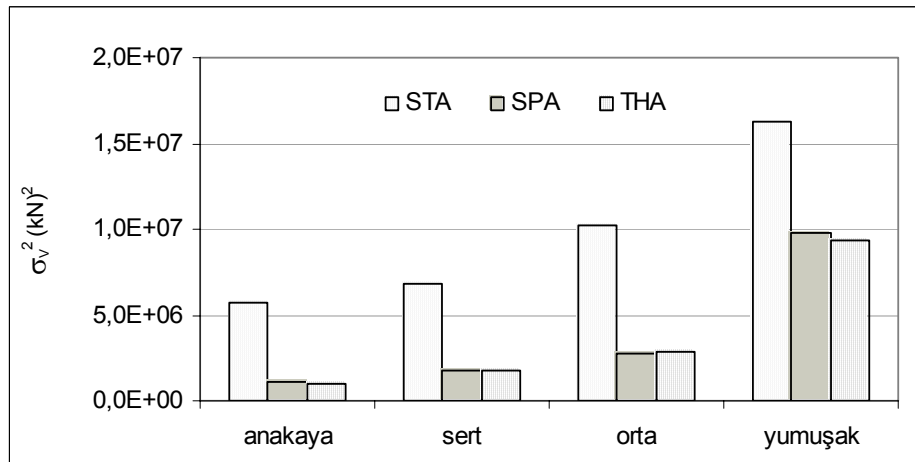
b) Çözümleme yöntemine göre varyans değişimi

Şekil 7.3: Güç spektrumu eşdeğer alanı ile hesaplanan kesme kuvvetleri varyansları ($\xi=5\%$)

Yer hareketinin sistemde oluşturduğu tepkinin büyüklüğü, genel olarak sönümle ters orantılı olarak azalıp çoğaldığı bilinmekte ve buna uygun olarak sönümün daha küçük olması durumunda varyanslarda artışlar gözlenmektedir. Şekil 7.4, sabit güç değerinin filtre fonksiyonlarından bulunan değer ile güç spektrum fonksiyonu alanına eşdeğer olarak alınması durumları için, sönüm oranının $\xi=2\%$ olması durumunda taban kesme kuvvetinin varyansını göstermektedir.



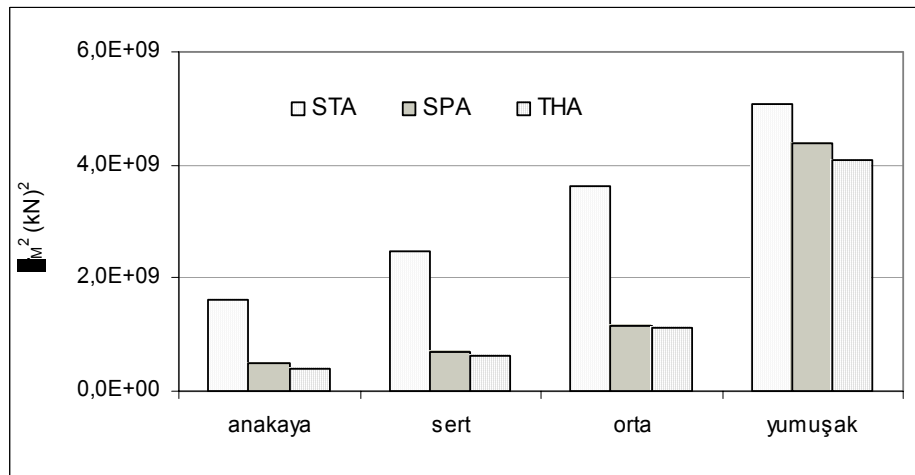
a) Ayak taban kesme kuvvetleri varyansları($\xi=2\%$)



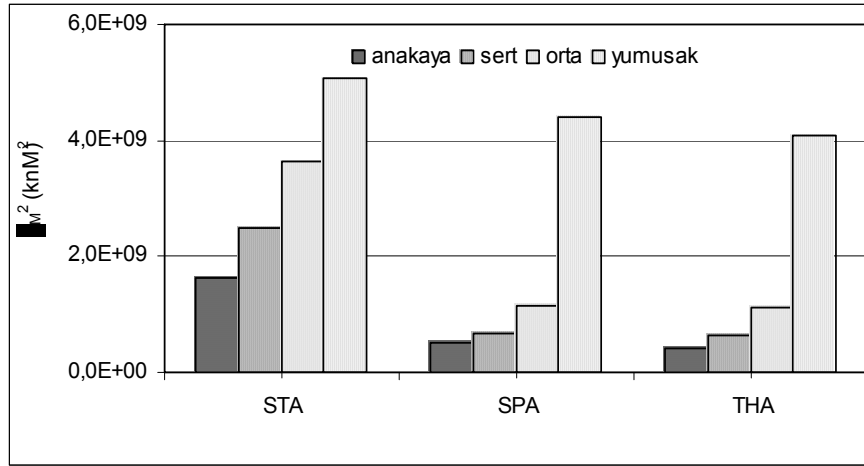
b) Güç spektrumu eşdeğer alanı ile hesaplanan varyanslar($\xi=2\%$)

Şekil 7.4: Sönüm oranı $\xi=2\%$ için orta ayak taban kesme kuvveti varyansları

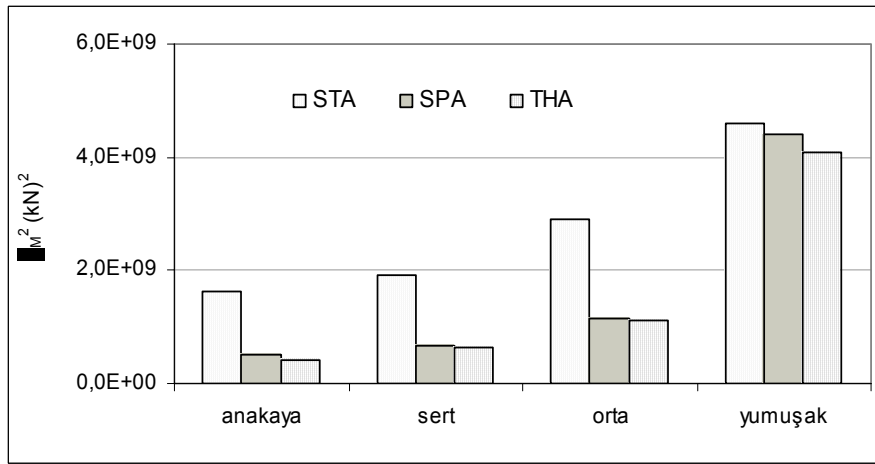
Yer hareketi doğrultusunda sönüm oranı $\xi=5\%$ için ayak tabanı eğilme momentleri için elde edilen varyanslar Şekil 7.5a, 7.5b'de ve güç spektrumu alanı ile hesaplanan varyanslar ise Şekil 7.5c'de gösterilmiştir.



a) Eğilme momenti zemin gruplarına göre varyanslar ($\xi=5\%$)



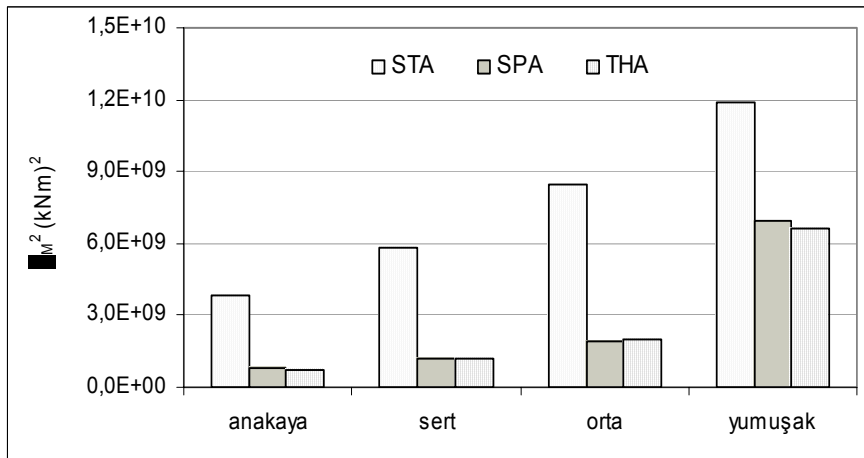
b) Eğilme momenti çözümleme yöntemine göre varyanslar ($\xi=5\%$)



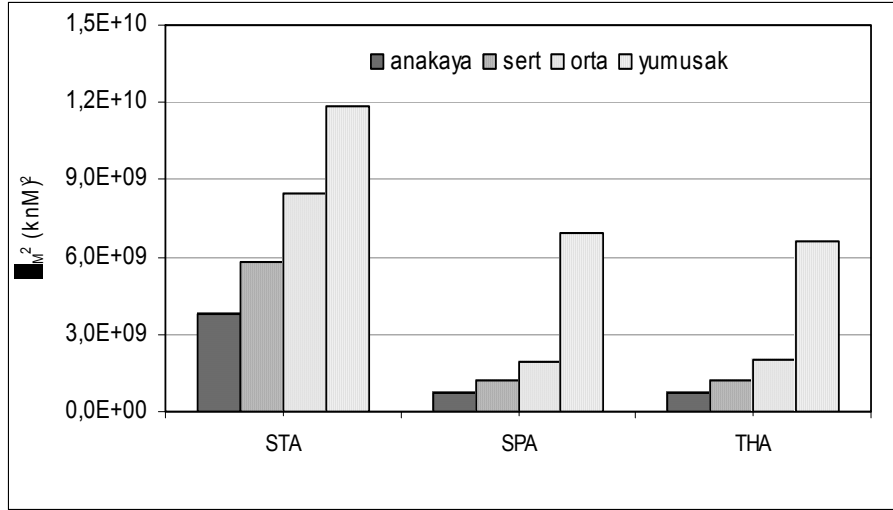
c) Güç spektrumu eşdeğer alanı ile hesaplanan varyanslar

Şekil 7.5: Viyadük orta ayakta eğilme momenti varyansları ($\xi=5\%$)

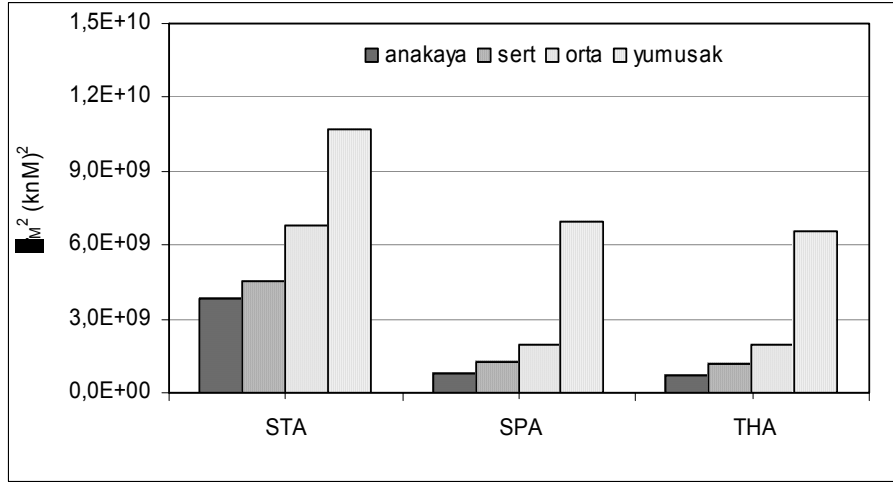
Viyadük sisteminde sönüm oranı $\xi=2\%$ alınarak ayak taban eğilme momentleri için hesaplanan varyanslar Şekil 7.6'da gösterilmiştir.



a) Zemin grupları bakımından eğilme momenti varyansları



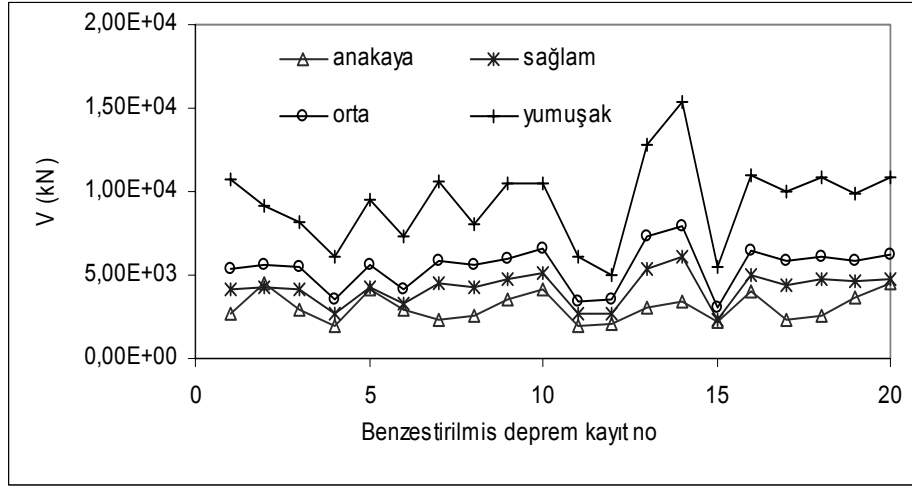
b) Çözümleme yöntemi bakımından eğilme momenti varyansları



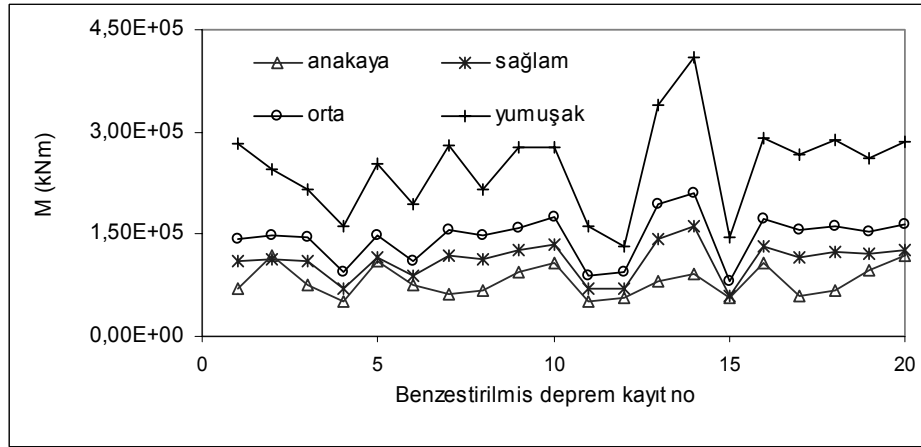
c) Güç spektrumu eşdeğer alanı ile hesaplanan varyansları

Şekil 7.6: Sönüm oranı $\xi=2\%$ için orta ayak taban eğilme momenti varyansları

Viyadük için eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri esas alınarak yapılan analizler sonucu hesaplanan varyanslar, zaman tanım alanı ve spektral dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırıldığında; doğrusal bir hesaptan beklendiği gibi değişimlerin benzer şekilde ortaya çıktığı gözlenmekte ve eşdeğer güç spektrumu alanı ile sabit güç değerinin gözönüne alınması durumunda, zemin türleri için yapılan stokastik analizlerle elde edilen çözüm sonuçlarının deterministik analizlerle bulunanlara daha yakın olduğu görülmektedir. Yer hareketi için hesaplanan en büyük varyans değerlerinin yumuşak zeminde ve en küçük varyans değerinin ise anakayada olduğu görülmektedir. Benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde orta ayak taban kesme kuvvetleri ve eğilme momentlerinin değişimi her zemin türü için Şekil 7.7’de gösterilmiştir.



a) Orta ayak kesme kuvvetinin değişimi

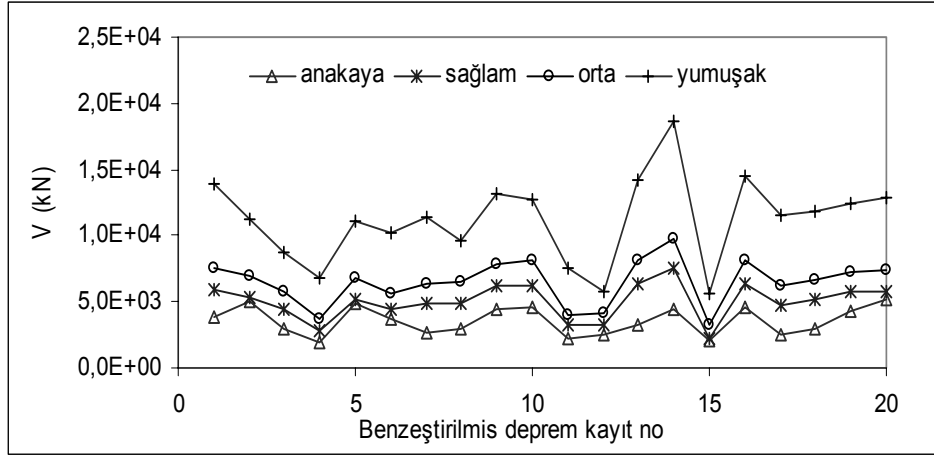


b) Orta ayak eğilme momentinin değişimi

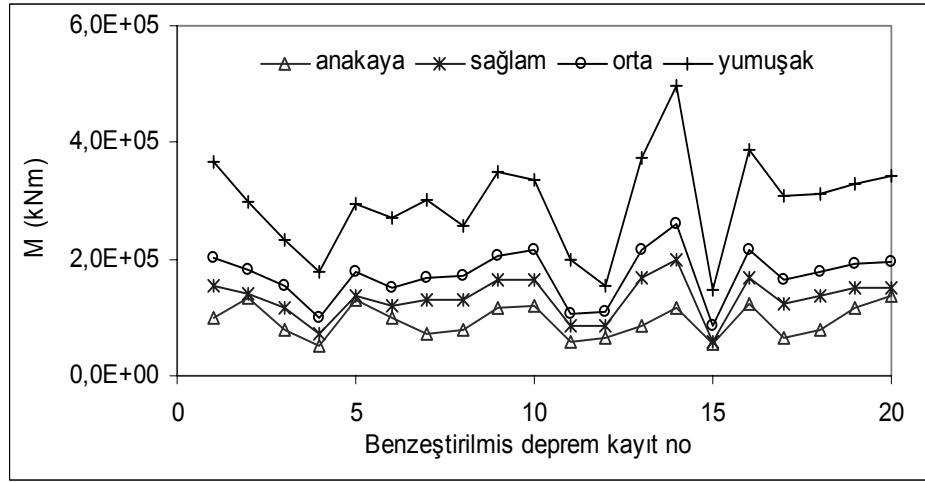
Şekil 7.7: Sönüm oranı $\xi=\%5$ için orta ayak taban tepkilerinin zemin türüne göre değişimi

Ayak tabanı kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri hesabında sistemdeki sönümün $\xi=\%2$ oranında alınması durumunda benzeştirilmiş yer hareketi etkisinde bu tepkilerin değişimi Şekil 7.8’de gösterilmektedir.

Benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde, viyadük sisteminde oluşan bütün tepkiler büyüklük sırasıyla, yumuşak, orta, sert zemin türünde görülmekte ve en küçük değerler ise anakaya seviyesindeki yer hareketlerinde görülmüştür. Tepkiler için bu sıralama benzeştirilen her kayıt için aynı şekilde ortaya çıkmıştır. Şekilden görüleceği üzere, gerek eğilme momenti gerekse kesme kuvvetlerinin değişimi, yumuşak zemin için oldukça büyük, buna karşılık sert zeminde ise değişim küçük bir aralıkta kalmaktadır.



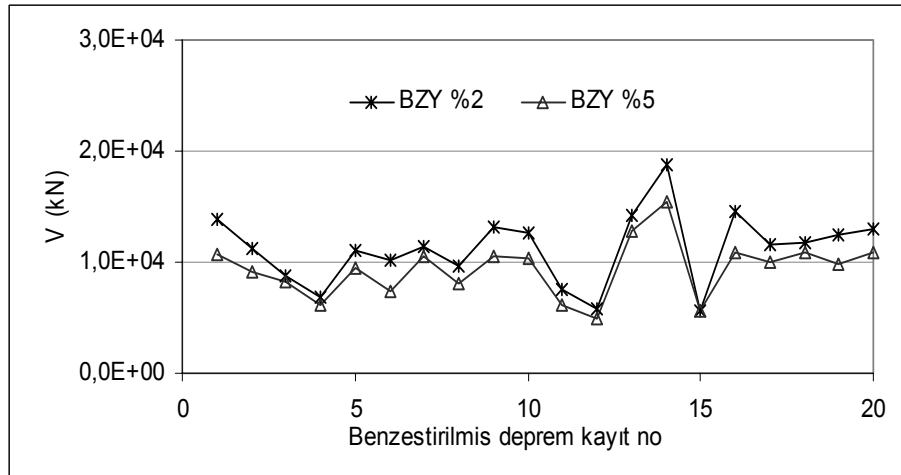
a) Ayak kesme kuvvetinin değişimi



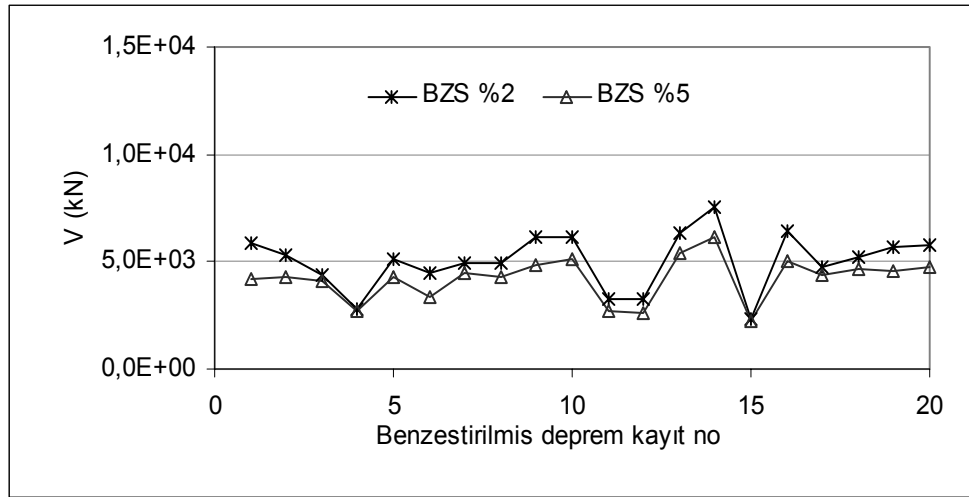
b) Ayak eğilme momentinin değişimi

Şekil 7.8: Sönüm oranı $\xi=2\%$ için orta ayak taban tepkilerinin değişimi

Benzeştirilen yer hareketleri etkisinde orta ayakta taban kesme kuvvetinin farklı zemin türleri için değişimi, ikili zemin grupları halinde sönüm oranlarına bağlı olarak Şekil 7.9'da gösterilmiştir.



a) Yumuşak zeminde taban kesme kuvveti değişimi

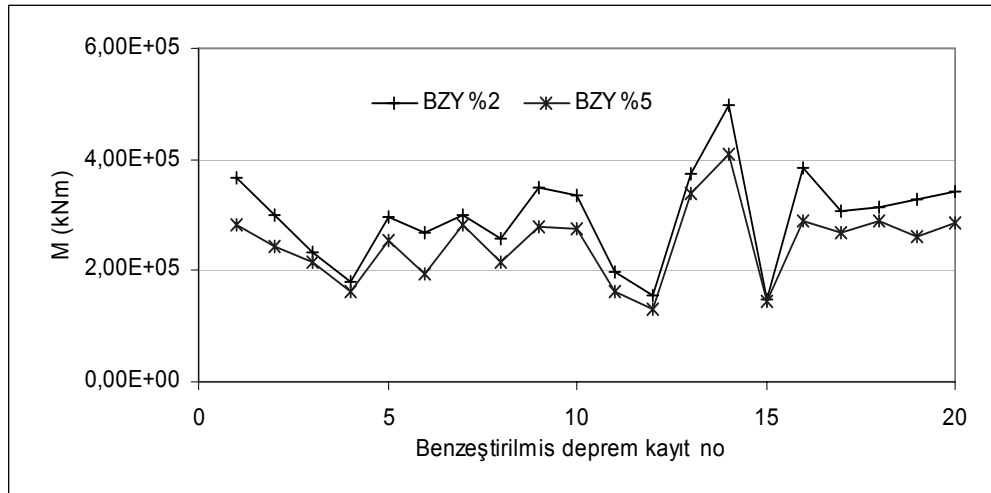


b) Sağlam zeminde taban kesme kuvveti değişimi

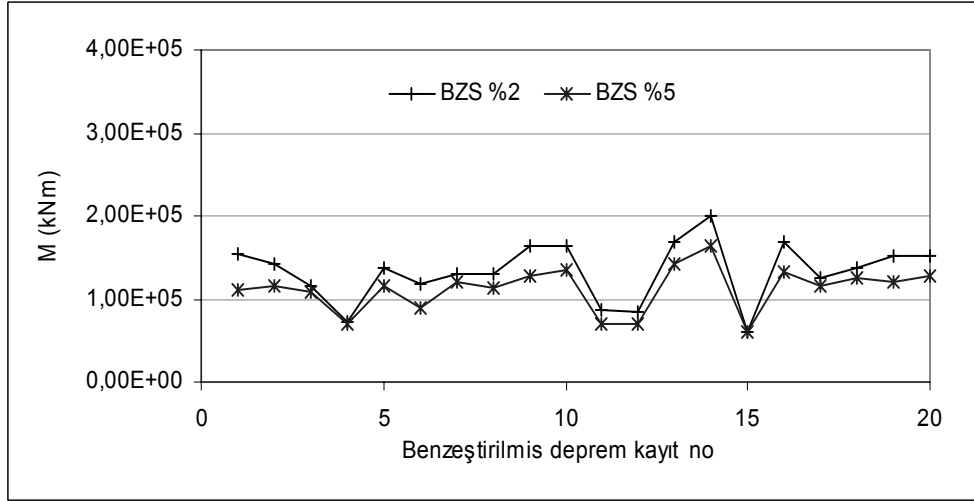
Şekil 7.9: Orta ayak taban kesme kuvvetinin sönüm oranlarına bağlı olarak değişimi

Grafiklerde BZN: Anakaya, BZS:sağlam, BZO:orta, BZY:yumuşak zeminde benzetilmiş yer hareketlerini, BZS2:%2 sönüm ve BZS5:%5 sönüm oranını ifade eder.

Viyadükte yapay yer hareketleri etkisinde farklı zemin tipleri için orta ayak taban eğilme momentlerinin sönüm oranlarına bağlı olarak değişimi Şekil 7.10'da gösterilmiştir.



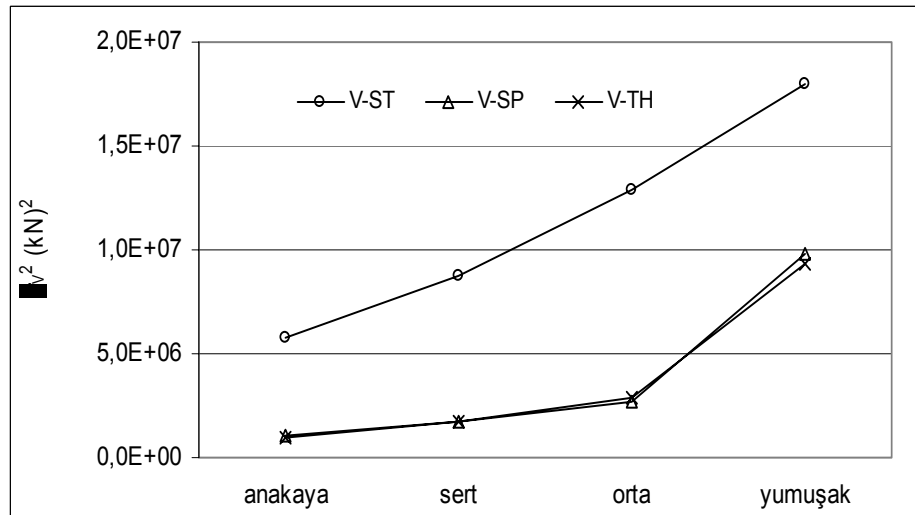
a) Yumuşak zeminde taban eğilme momenti değişimi



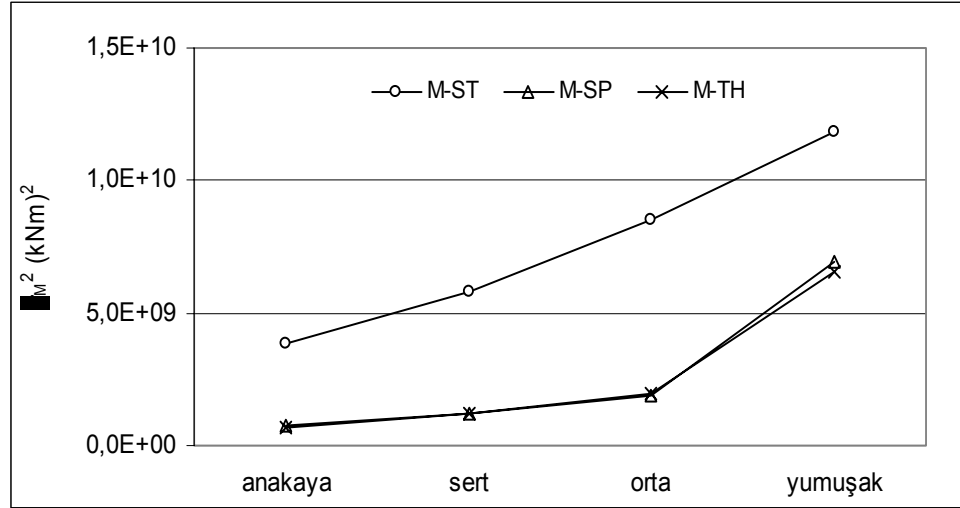
b) Sağlam zeminde taban eğilme momenti değişimi

Şekil 7.10: Orta ayak taban eğilme momentinin zemin türleri için sönüm oranlarına bağlı olarak değişimi

Kaydedilmiş yer hareketinin güç spektrumu esas alınarak yapılan stokastik analizlerle tepki davranışı için hesaplanan varyans değerleri ile bu yer hareketinin benzeştirilmesiyle elde edilen yapay yer hareketleri etkisinde yürütülen dinamik analizlerden elde edilen varyans değerlerinin farklı zemin türleri için değişimleri, sönüm oranlarına bağlı olarak Şekil 7.11 ve 7.12’de gösterilmiştir. (ST: stokastik analizleri, SP:spektral analizleri, TH: zaman tanım analizlerini, B: benzetilmiş, K:kaydedilmiş yer hareketini ifade eder.)



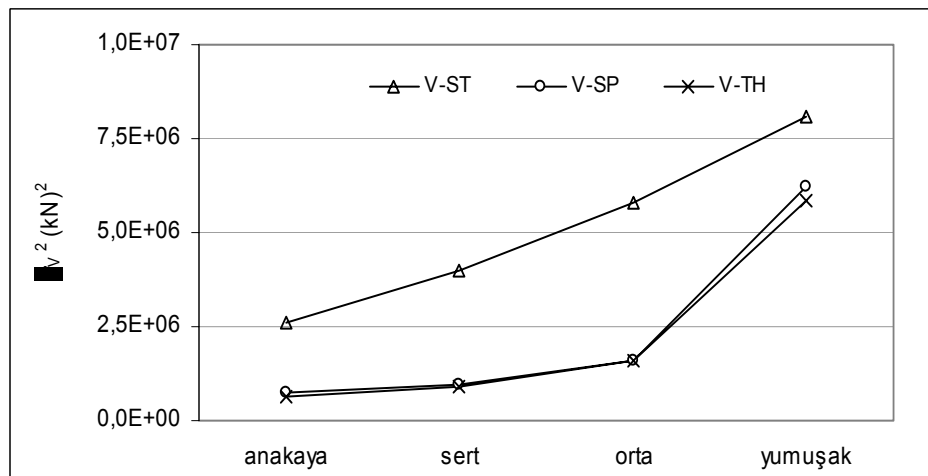
a) Kesme kuvveti için varyanslar



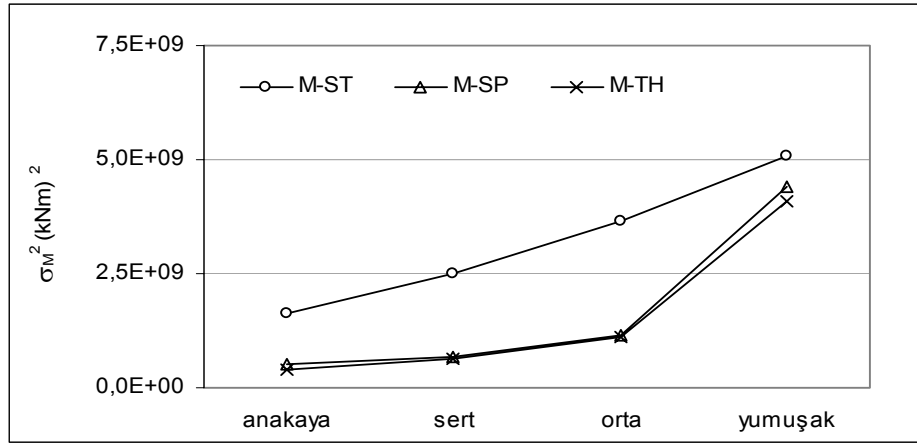
b) Eğilme momenti için varyanslar

Şekil 7.11: Zemin türleri için orta ayakta davranışın varyans değerleri ($\xi=\%2$)

Orta ayakta kesme kuvveti ve eğilme momentleri için en küçük varyans değerleri anakaya seviyesinde benzeştirilmiş yer hareketi etkisinde elde edilmiştir. Yer yüzeyinde benzeştirilen yer hareketlerinde ise en büyük varyans değerleri büyük dalga boylarının gözlemlendiği yumuşak zemin türünde gözlenmektedir. Stokastik analiz ile diğer deterministik analiz sonuçlarından elde edilen varyanslar büyüklük sıralamasına uygun olmakta ve yöntemlerin birbirine en yakın sonuçları anakaya seviyesinde benzeştirilen yer hareketlerinde verdiği görülmüştür. Zemin türlerinde bu yakınlık sırasıyla kesme kuvveti için yumuşak orta ve sert zeminlerde, eğilme momenti varyansları için ise yumuşak, sert ve orta zemin türlerinde gözlenmiştir.



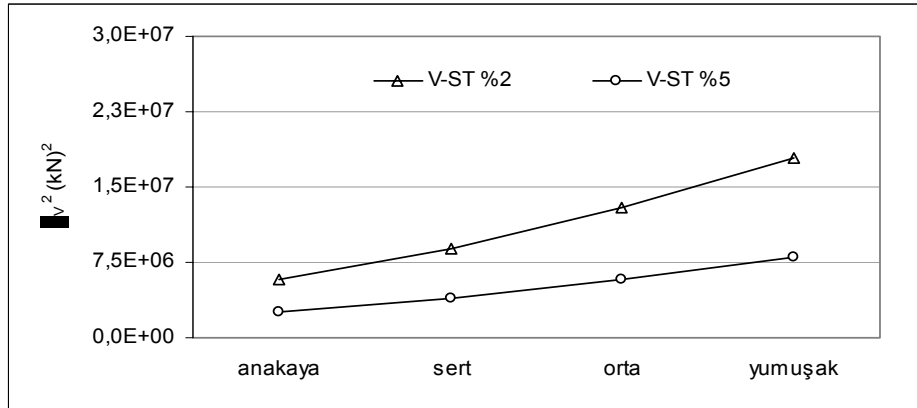
a) Kesme kuvveti için varyanslar



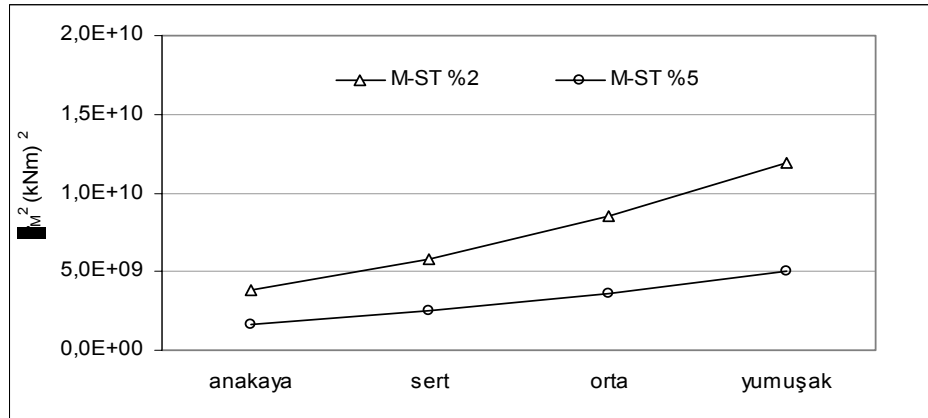
b) Eğilme momenti için varyanslar

Şekil 7.12: Zemin türleri için orta ayakta davranışın varyans değerleri ($\xi=5\%$)

Sönüm oranının artması ($\xi=5\%$) ile eğilme momenti ve kesme kuvvetlerinde varyans değerlerinin düşmesinin yanı sıra stokastik analiz çözümleri ile deterministik çözümlerin ($\xi=2\%$ sönüm oranına kıyasla) birbirine daha yakın değerler verdiği Şekil 7.12’de görülmektedir.



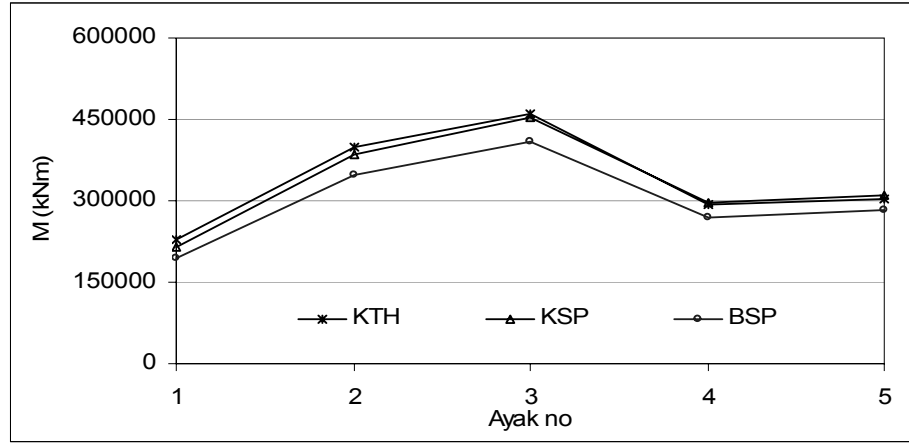
a) Kesme kuvveti varyanslarının karşılaştırılması



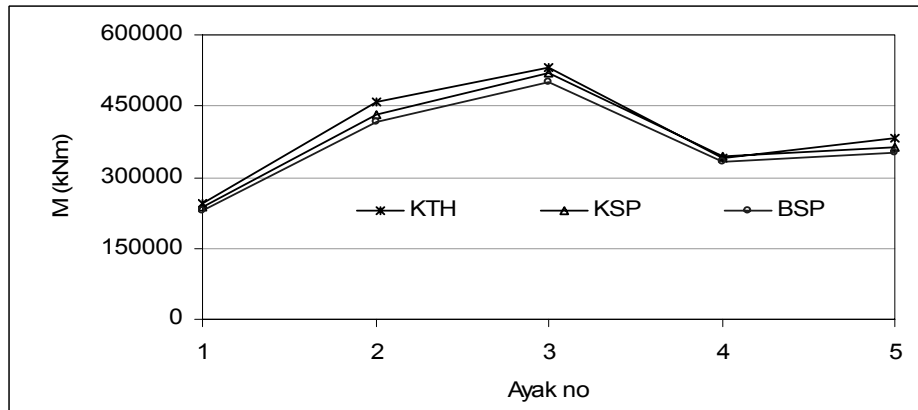
b) Eğilme momenti varyanslarının karşılaştırılması

Şekil 7.13: Zemin türleri bakımından sönüm oranlarına göre varyanslar

Kaydedilmiş yer hareketi ile benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde orta ayak için elde edilen kesme kuvveti ve eğilme momentleri ortalamalarının, zemin türüne ve sönüm oranlarına göre karşılaştırılması Şekil 7.14’de gösterilmiştir.



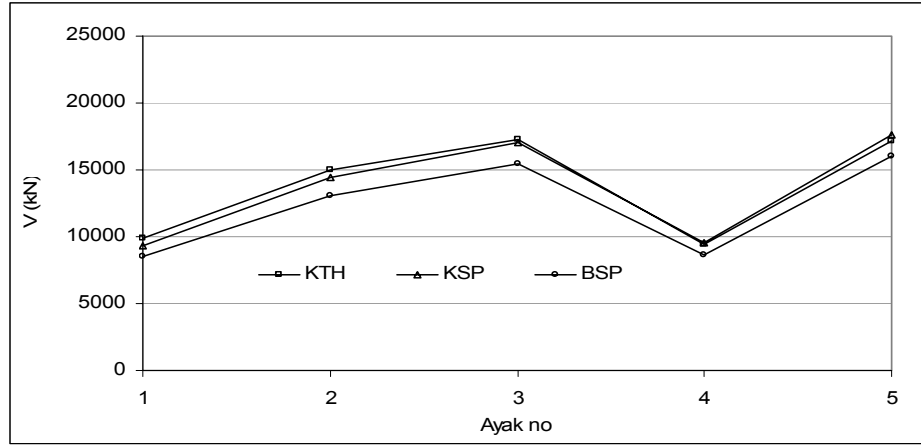
a) Sönüm oranı $\xi = 5\%$



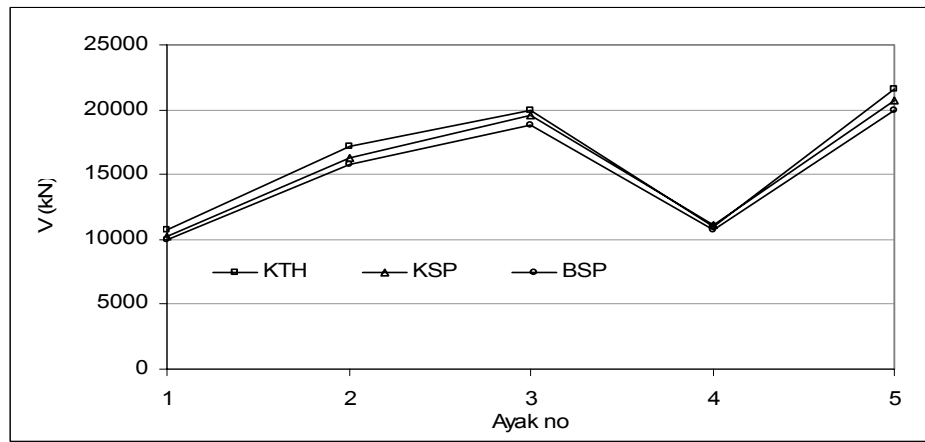
b) Sönüm oranı $\xi = 2\%$

Şekil 7.14: Tüm ayaklar için taban eğilme momentleri (kaydedilmiş ve benzeştirilmiş yer hareketi)

Eğrilerden görüleceği üzere tüm ayaklar için kaydedilmiş bir yer hareketi çözümü ile bu yer hareketinden elde edilen yapay yer hareketleri altında yapılan analizlerden elde edilen ortalama değerler birbirine yeterince uyumlu olmakta ve benzer durum ayak taban kesme kuvvetlerinde de gözlenmekte olup bununla ilgili diyagramlar Şekil 7.15’de görülmektedir.



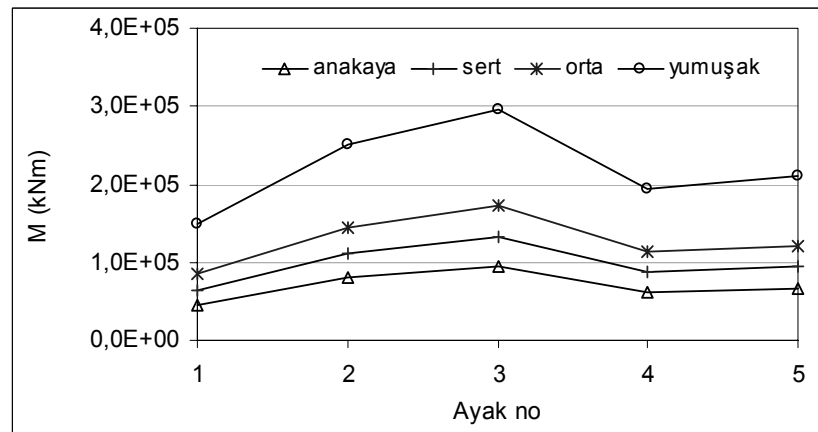
a) Sönüm oranı $\xi=5\%$



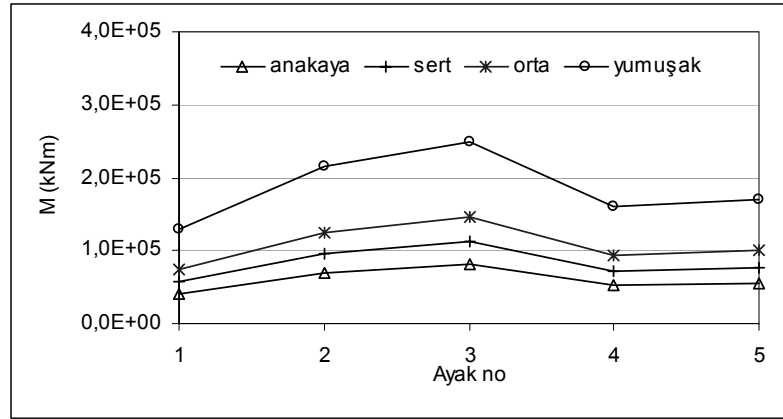
b) Sönüm oranı $\xi=2\%$

Şekil 7.15: Tüm ayaklar için taban kesme kuvvetleri (kaydedilmiş ve benzetilmiş yer hareketleri)

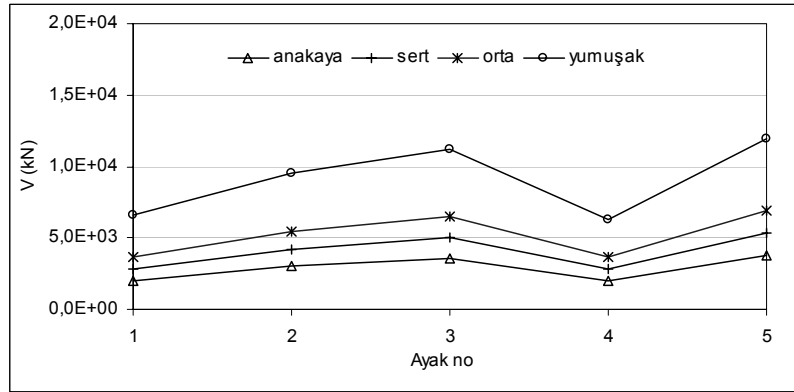
Hem kaydedilmiş yer hareketi, hem de benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde viyadükte ayak taban tepkileri, bütün zemin türleri için örnekte 3 ve 5 nolu ayaklarda en büyük değerlere ulaşmaktadır. Farklı zemin türleri için eğilme momenti ve kesme kuvvetleri açısından taban tepkilerinin değişimleri Şekil 7.16'da gösterilmiştir.



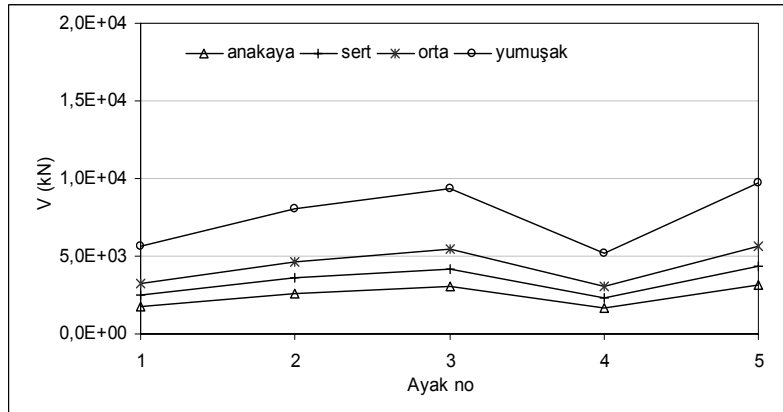
a) Ayak tabanı eğilme momentleri ($\xi=2\%$)



b) Ayak tabanı eğilme momentleri ($\xi=5\%$)



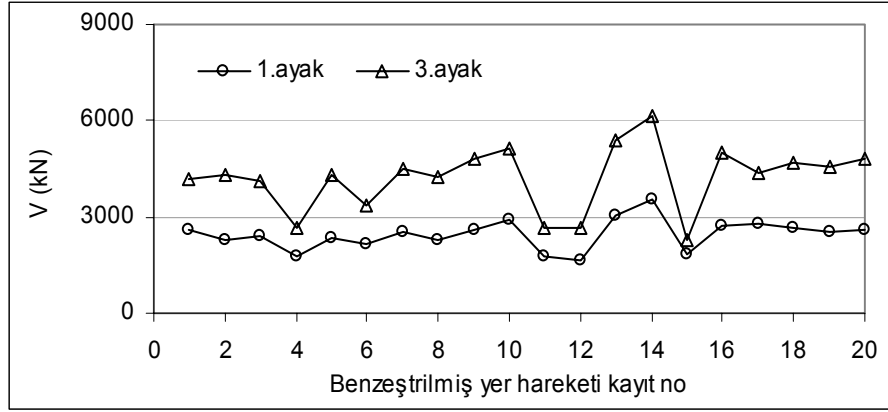
c) Ayak taban kesme kuvvetleri ($\xi=2\%$)



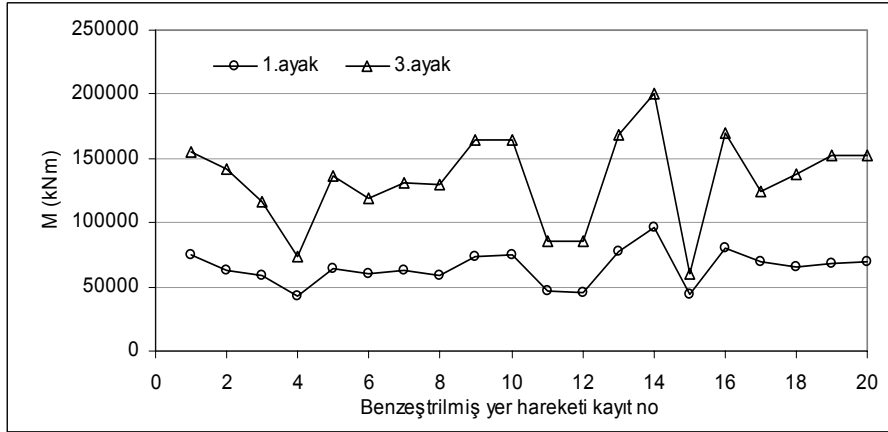
d) Ayak taban kesme kuvvetleri ($\xi=5\%$)

Şekil 7.16: Zemin türlerine göre viyadük için ayak tabanı tepkileri

Yer hareketinin herhangi bir bileşeni için kaydedilmiş olan ivme kaydı esas alınarak sağlam zemin koşulları için benzeştirilerek elde edilen yapay ivme kayıtları etkisinde viyadük sisteminde belirli bir sönüm oranı ($\xi=2\%$) için 1. ve 3.ncü ayak tabanlarında eğilme momenti ve kesme kuvvetinin değişimi Şekil 7.17’de gösterilmiştir. Eğilme momenti ve kesme kuvvetleri için en büyük değerler açıklık ortasındaki orta ayaklarda oluşmaktadır. Grafiklerden kuvvetlerin geniş bir aralıkta olduğu gözlenmektedir; dolayısıyla varyansı etkileyen büyük değişimler söz konusudur.



a) Kesme kuvveti değişimi

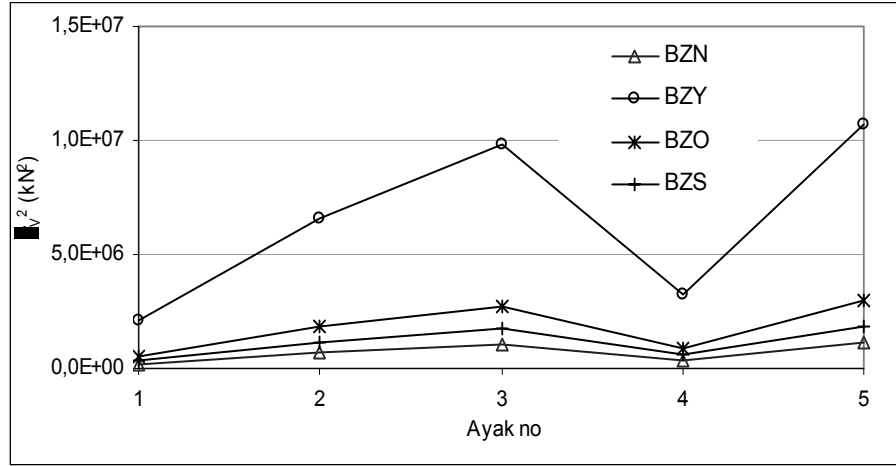
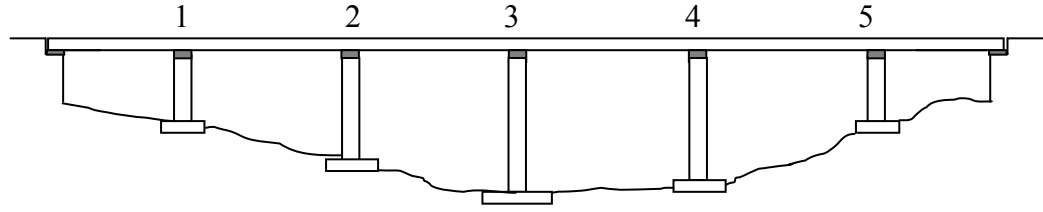


b) Eğilme momenti değişimi

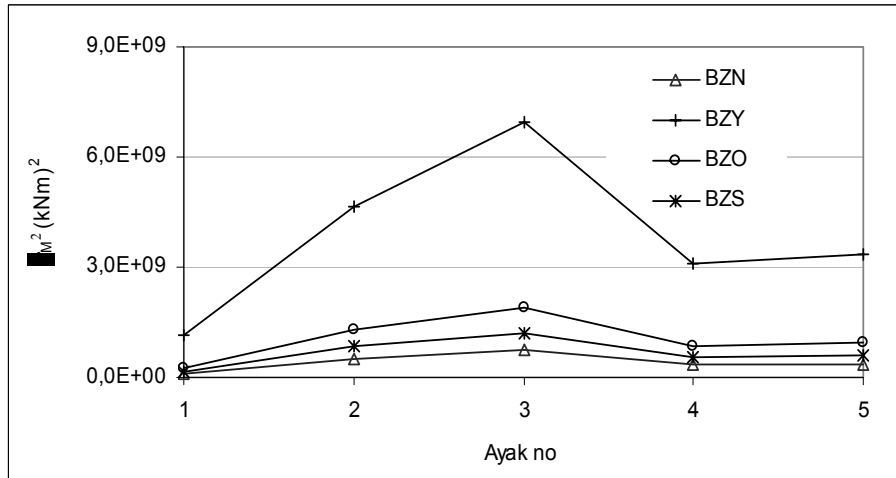
Şekil 7.17: Sağlam zemin için benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde iki ayakta taban kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri ($\xi=0.5$)

Anakaya seviyesinde benzeştirilen yer hareketlerinin meydana getirdiği etkiler üzerinde; varyansları açısından inceleme yapılacak olursa, en küçük varyans değeri filtre edilmemiş, göreceli olarak daha küçük frekans bileşenleri içeren anakaya yapısında görülmektedir. Bundan sonra, varyans büyüklüğü filtre fonksiyonlarında her zemin türü için kullanılan parametrelerin büyüklük sırası ile uyumlu olarak filtreden geçirilmiş zeminlerde, en büyük değerler sırasıyla yumuşak, orta ve sert zemin türünde oluşmaktadır. Viyadüğün tüm ayaklarında eğilme momenti ve kesme kuvveti için sönüm oranı $\xi=0.2$ alınarak bulunan varyanslar Şekil 7.18’de gösterilmiştir. Eğilme momenti ve kesme kuvveti varyansları için en büyük değerler orta ayak ile 2 nolu ayakta oluşmaktadır.

Sönüm oranı $\xi=2\%$ ve $\xi=5\%$ alınarak hesaplanan kesme kuvveti ve eğilme momenti varyanslarının karşılaştırılması yapılmıştır.



a) Taban kesme kuvveti varyansları

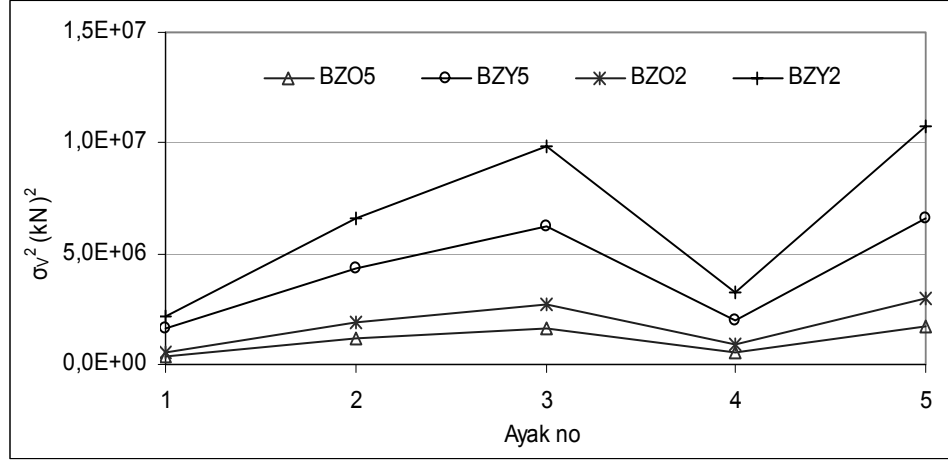


b) Taban eğilme momenti varyansları

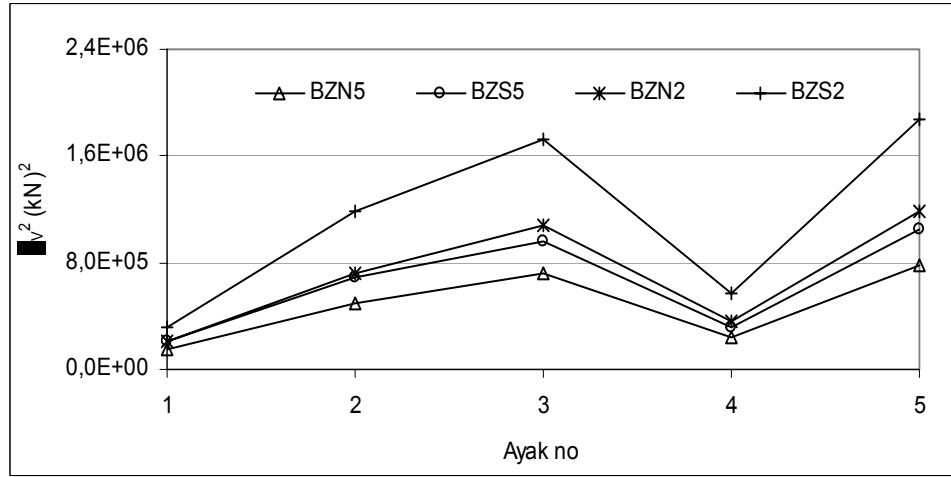
Şekil 7.18: Zemin türüne göre tüm ayaklarda taban kesme kuvvetleri ve eğilme momenti varyansları ($\xi=2\%$)

Ayak taban kesme kuvvetlerinde ilk olarak orta sert ve yumuşak zemin tipi için yapılan bu karşılaştırma Şekil 7.19a'da gösterilmektedir. Anakaya ile sert zemin türü için sönüm oranlarına göre varyanslarının değişimleri ise Şekil 7.19b'de gösterilmektedir. Sönüm oranının $\xi=2\%$ 'den $\xi=5\%$ 'e artmasıyla varyans değerlerinde

belirgin düşüşler gözlenmektedir. Orta ayakta bu düşüşler yumuşak zemin için %36.5, orta zemin için %40.3 ve sağlam zemin için ise bu oran %43.7 olmaktadır.



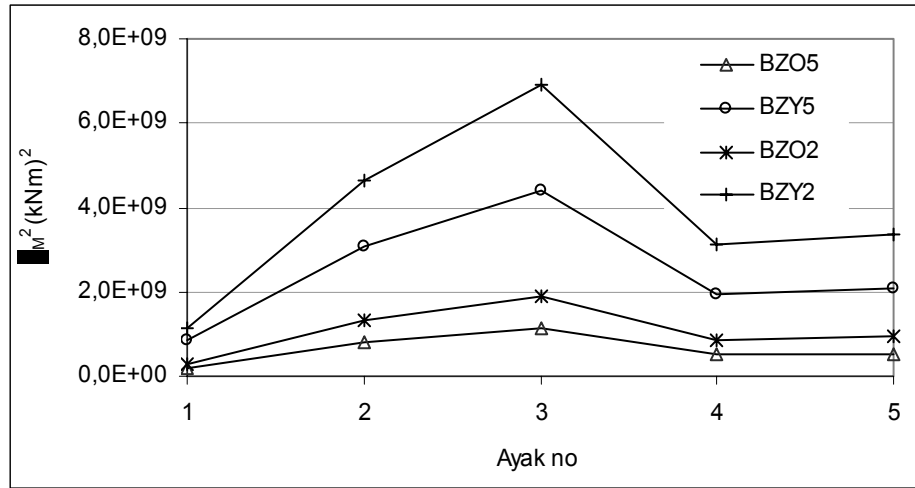
a) Yumuşak ve orta sert zemin türü için varyans değişimleri



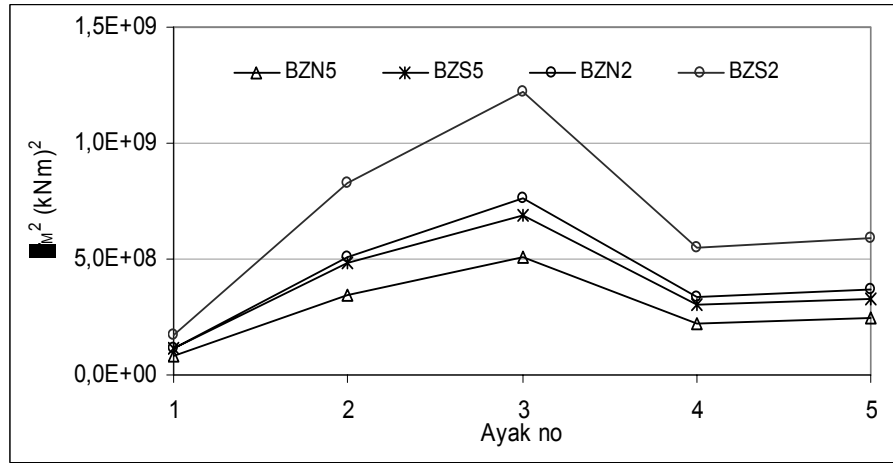
b) Anakaya ve sağlam türü zeminler için varyans değişimleri

Şekil 7.19: Sönüm oranlarına göre tüm ayaklarda taban kesme kuvvetleri varyansları

Viyadük sisteminde bütün ayakların taban eğilme momentleri için hesaplanan varyanslar zemin gruplarına bağlı olarak sönüm oranlarına göre karşılaştırılmaktadır. Yumuşak zemin ve orta sert tipi için yapılan karşılaştırma Şekil 7.20a'da gösterilmektedir. Anakaya ile sert zemin türü için sönüm oranlarına göre eğilme momentleri varyanslarının değişimleri ise Şekil 7.20b'de verilmiştir. Sönüm oranının $\xi=0.02$ 'den $\xi=0.05$ 'e artmasıyla varyans değerlerinde kesme kuvvetleri varyanslarında olduğu gibi düşüşler gözlenmektedir. Orta ayakta en fazla düşüş orta sertlikteki zemin türü için gözlenmiştir. Sırasıyla bu düşüşler, anakaya için %33.9, yumuşak zemin için %36.6, orta sertlikteki zemin için %40.4 ve sert zemin için ise bu oran %38.9 olmaktadır.



a) Orta sert ve yumuşak zemin türü için varyans değişimleri



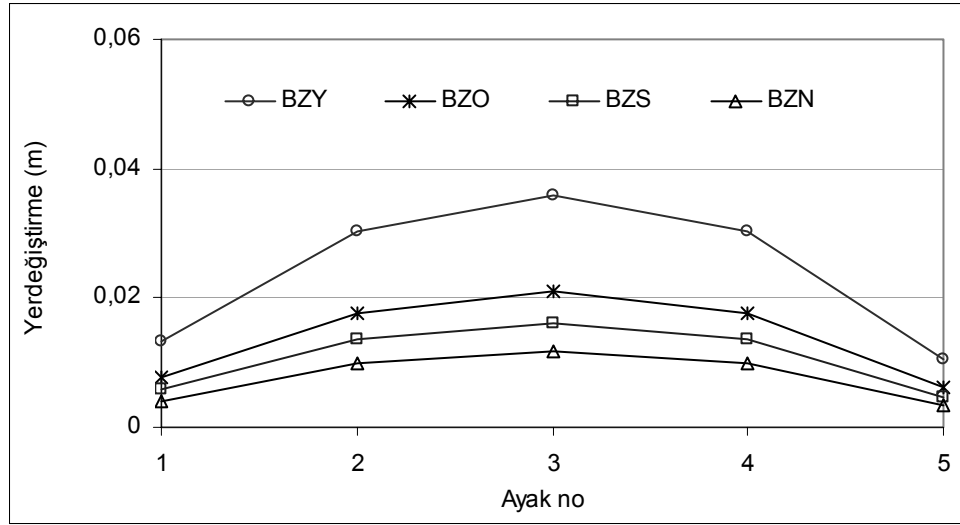
b) Anakaya ve sert zemin türü için varyans değişimleri

Şekil 7.20: Sönüm oranlarına göre tüm ayaklarda eğilme momenti varyansları

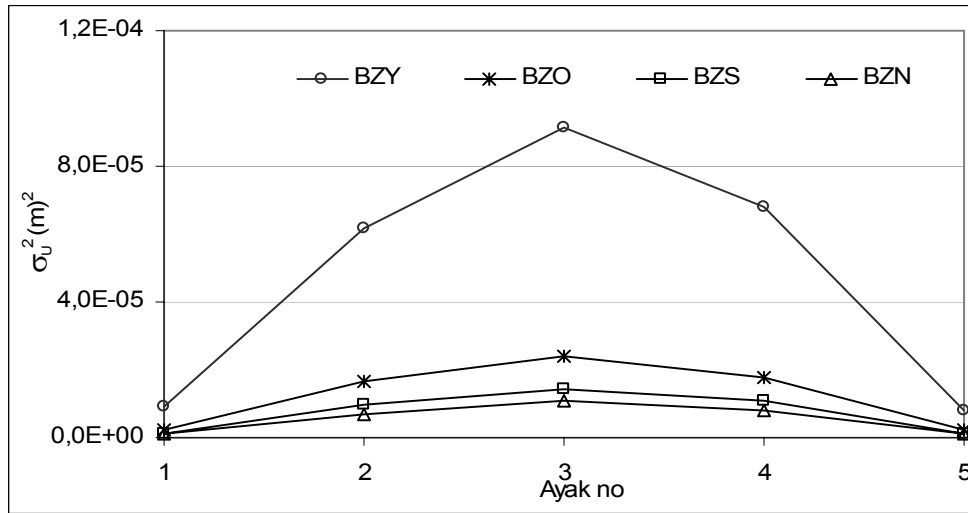
Kaydedilmiş yer hareketi ile benzeştirilmiş yer hareketi etkisi altında viyadüğün her ayağında üst ucunda ortalama yerdeğiştirmeler ve varyanslar deprem hareketi doğrultusunda belirlenmiştir. Ayrıca açıklık ortalarında ortalama tabliye yerdeğiştirmeleri ve varyansları zemin koşulları ile sönüm oranlarına bağlı olarak belirlenmiş ve bu değerlerin sözü edilen parametrelere göre ortalamaları, kaydedilmiş yer hareketi altında yapılan çözüm sonuçları ile karşılaştırılarak varyans değişimleri şekillerle gösterilmiştir.

Viyadük yer hareketleri etkisinde ayak üst uçlarının yerdeğiştirmeleri açısından incelenerek davranış, toplum ortalaması ve varyans değerleri ile ifade edilmiştir. Sönüm oranının %5 olması hali için kaydedilmiş yer hareketi altındaki yerdeğiştirmeler ve benzetilmiş yer hareketleri etkisinde zemin türlerine göre ayak

üst uçlarındaki ortalama yerdeğıştirmeler ve varyansları bütün ayaklar için Şekil 7.21’de gösterilmiştir.



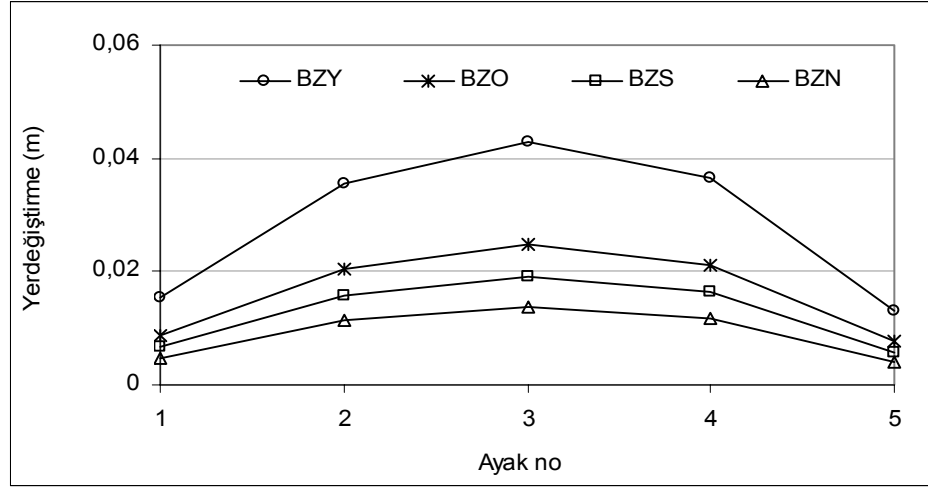
a) Ayak uçlarında ortalama yerdeğıştirmeler



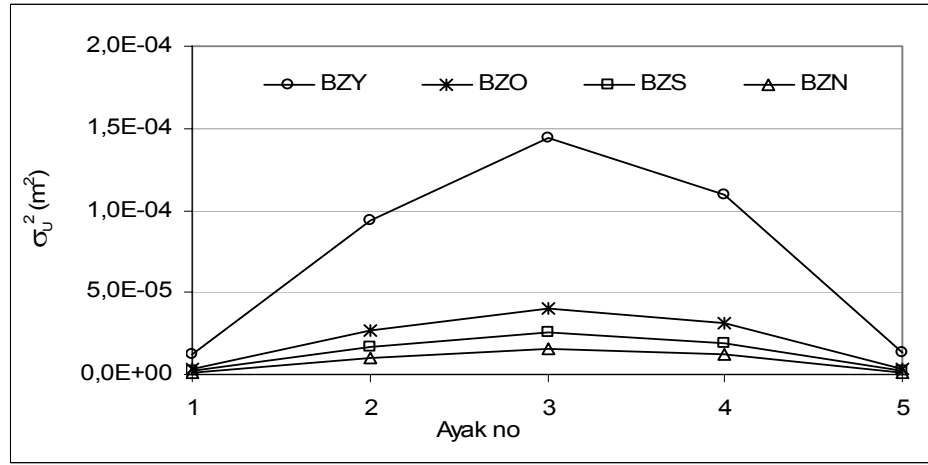
b) Ayak uçları yerdeğıştirme varyansları

Şekil 7.21: Ayak üst uçlarında yerdeğıştirmeler ve varyansları ($\xi=0.05$)

Şekil 7.21’den bütün ayaklarda en küçük yerdeğıştirme ve varyansların anakaya seviyesinde ivme kaydı esas alınarak yapılan dinamik analizden bulunan sonuçlara işaret ettiği görülmektedir. Benzetilmiş ivme kayıtları ile zemin türlerine göre çözümlerde yerdeğıştirmeler için en büyük varyansların; sırasıyla yumuşak, orta ve sert zemin türlerinde olduğu Şekil 7.21b’de çizilen diyagramlardan anlaşılmaktadır. Sönüm oranının $\xi=0.02$ olması durumunda yerdeğıştirme ve varyanslar Şekil 7.22’de gösterilmiştir.



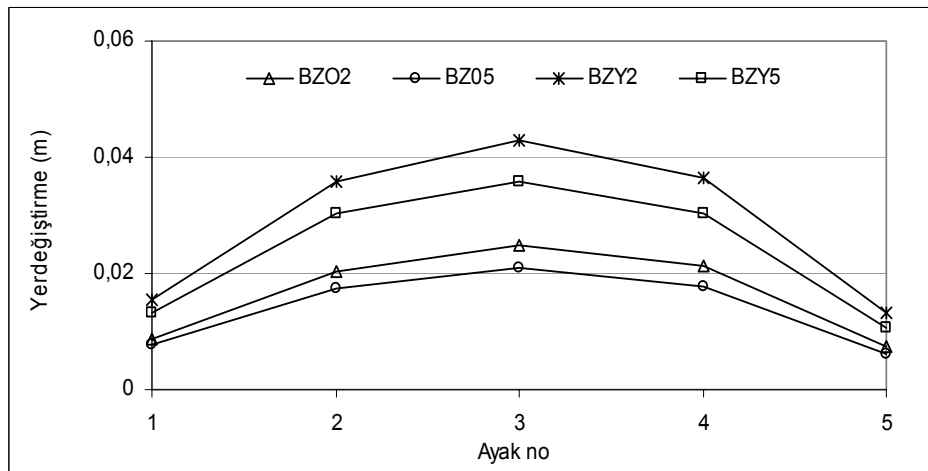
a) Ayak uçlarında ortalama yerdeğiştirmeler



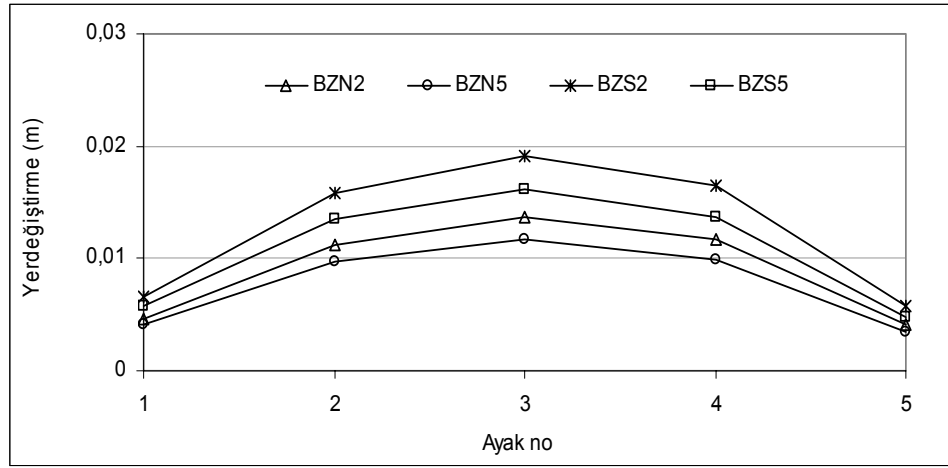
b) Ayak uçları yerdeğiştirme varyansları

Şekil 7.22: Ayak üst uçlarında yerdeğiştirmeler ve varyansları ($\xi=0\%$)

Sönüm oranlarına göre ortalama ayak yerdeğiştirmeleri karşılaştırması Şekil 7.23'de yapılmıştır.



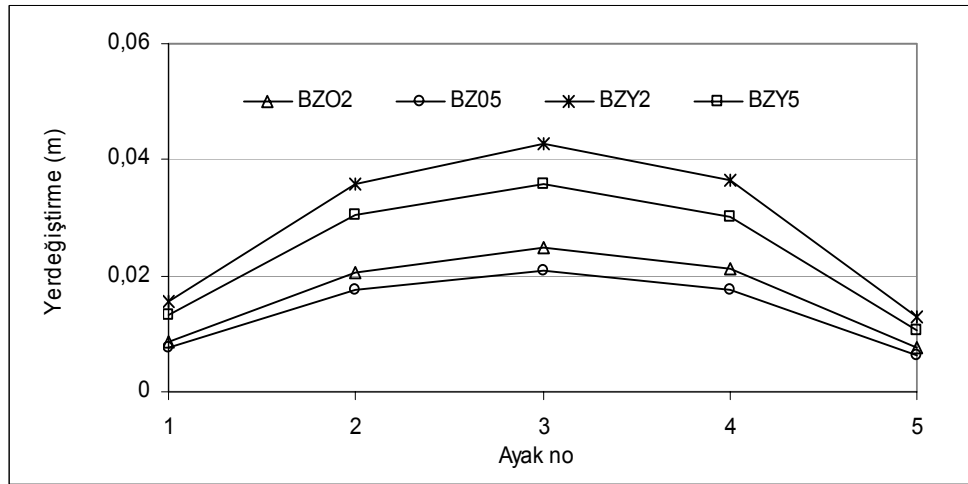
a) Ayak uçlarında orta ve yumuşak zemin türleri için ortalama yerdeğiştirmeler



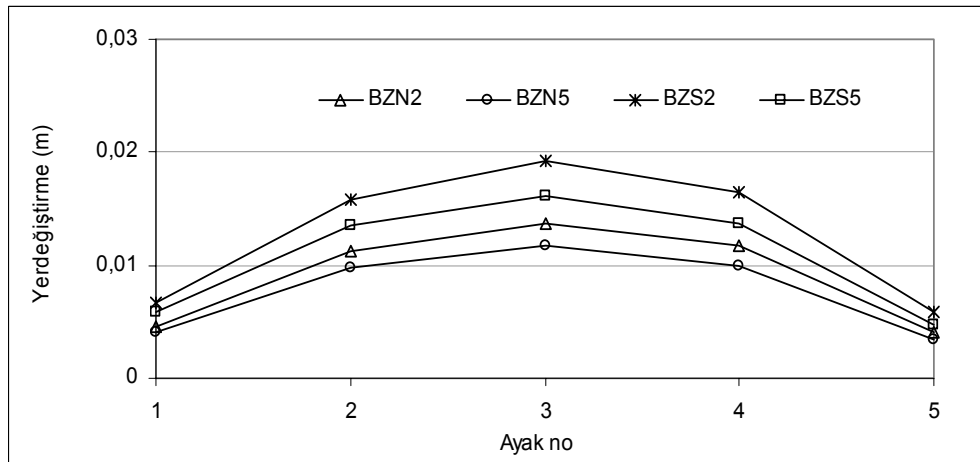
b) Ayak uçlarında anakaya ve sert zemin türleri için ortalama yerdeğiştirmeler

Şekil 7.23: Ayak üst uçlarında yerdeğiştirmelerin toplum ortalaması

Ayak uçlarındaki yerdeğiştirme varyanslarının zemin türüne bağlı olarak sönüm oranına göre viyadük ayaklarındaki değişimi Şekil 7.24’de gösterilmektedir.



a) Orta ve yumuşak zemin için varyanslar

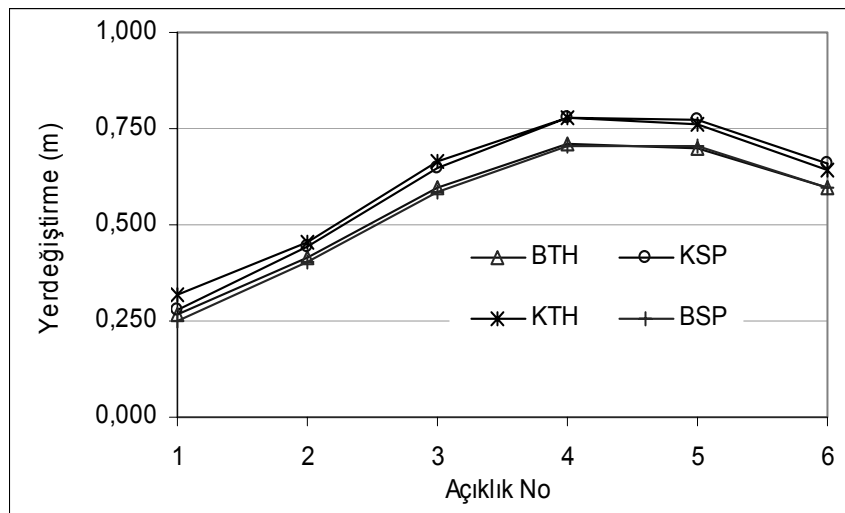


b) Anakaya ve sert zemin için varyanslar

Şekil 7.24: Ayak üst uçlarında sönüm oranlarına bağlı yerdeğiştirme varyansları

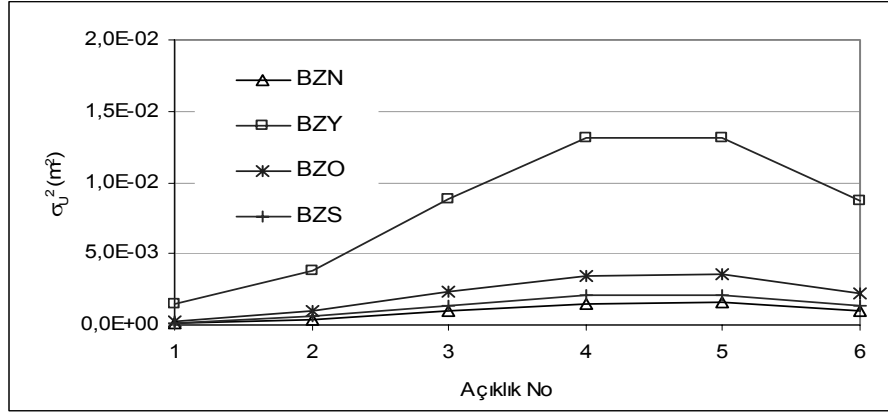
Benzetilmiş yer hareketleri altında yapılan çözümlerden elde edilen ortalama en büyük yerdeğiştirme değerleri; beklendiği gibi orta ayak ile bunun yanlarındaki 4 ve 5 nolu ayaklarda olduğu, yukarıda verilen şekillerden gözlenmektedir. Yer hareketi kaydı esas alınarak yapılan çözümlerde sönüm oranının %5 den %2'ye düşmesi durumunda bu ayaklardaki yerdeğiştirme büyüklüğünde yaklaşık %15 artış meydana gelirken, benzetilmiş yer hareketlerinde bu artış oranı %22 civarında olmaktadır. Sönüm oranının düşmesiyle tepkilerdeki artış oranı; en az anakaya seviyesinde gözlenmekte ve zemin grupları için bu oranlar %18-%20 civarında olmaktadır. Deprem etkisi altında oluşan yerdeğiştirmelere ait en büyük varyans değerleri de, düşük sönüm oranları için bu ayaklarda olduğu Şekil 7.23 ve 7.24'de görülmektedir. Sönüm oranının %5 yerine %2 alınması durumunda varyans değerlerinde %80 civarında artışlar gözlenmekte ve en düşük artış oranı %51 ile anakaya için benzetilmiş yer hareketlerinde görülmektedir.

Dinamik yüklere maruz viyadük sisteminde her açıklık ortasındaki tabliye yerdeğiştirmeleri için kaydedilmiş ivme kaydı ile benzetilmiş ivme kayıtları esas alınarak, farklı zemin koşulları için ortalama yerdeğiştirmeler ile varyansları hesaplanarak davranış incelenmiştir. Kaydedilmiş yer hareketi için zaman tanım alanında ve spektral çözümlerden bulunan tabliye yerdeğiştirmeleri ile yapay yer hareketleri etkisinde tabliyedeki ortalama yerdeğiştirmelerin köprü açıklıkları boyunca değişimleri $\xi=5\%$ sönüm oranı için ve karşılaştırmalı olarak Şekil 7.25'de gösterilmiştir.



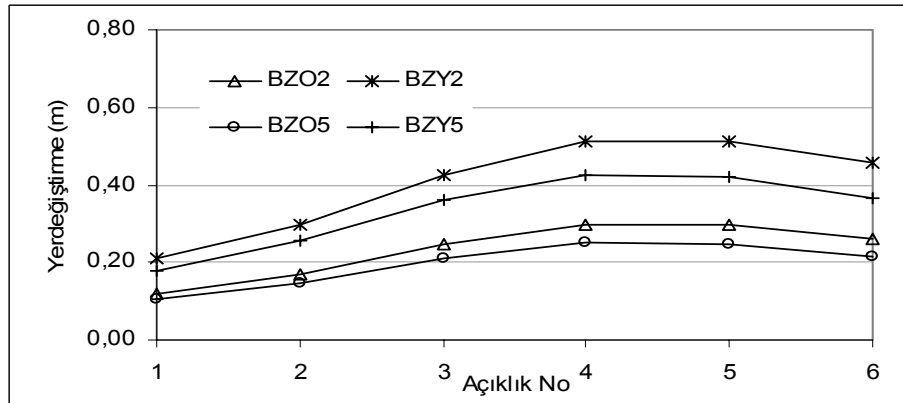
Şekil 7.25: Viyadük açıklıklarında tabliye toplum ortalaması yerdeğiştirmeleri ($\xi=5\%$)

Tabliye yerdeğiştirmeleri varyanslarının anakaya ve zemin türleri için açıklıklardaki değişimleri ise Şekil 7.26’da görölmektedir. Zemin türleri bakımından en büyük varyanslar yumuşak zemin koşulları için 4 ve 5 nolu açıklık ortasında meydana gelmektedir.

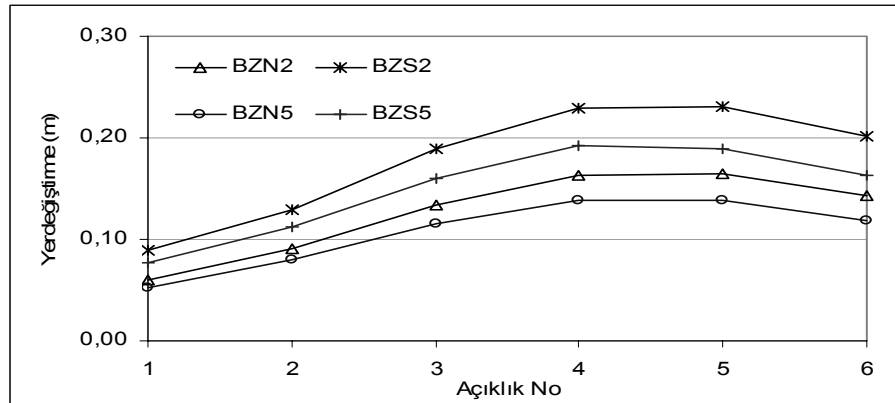


Şekil 7.26: Tabliye yerdeğiştirmeleri varyansları (ξ=0%5)

Tabliye yerdeğiştirmelerine ait toplum ortalamasının zemin türleri için, sönüm oranlarına bağlı olarak karşılaştırılması Şekil 7.27’de görölebilir.



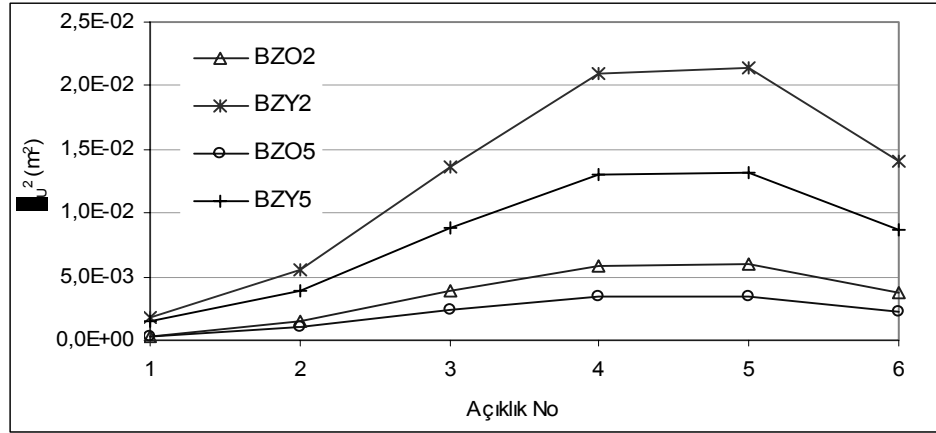
a) Orta ve yumuşak zeminler için tabliye yerdeğiştirmeleri



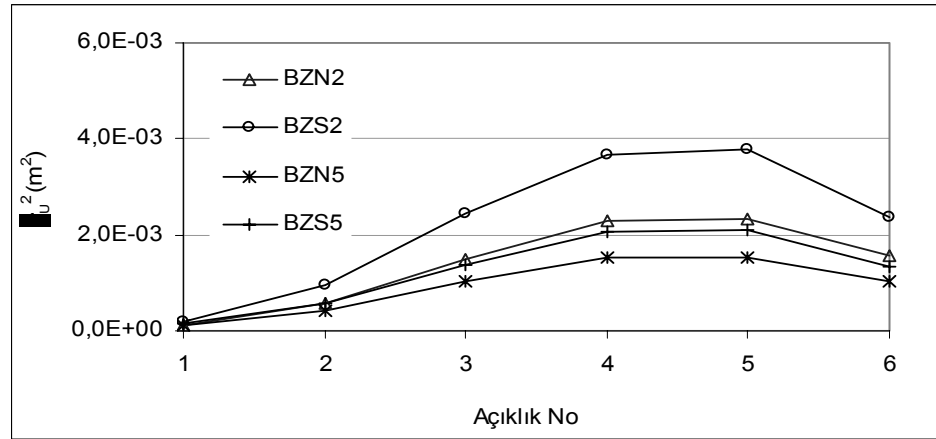
b) Anakaya ve sert zeminler için tabliye yerdeğiştirmeleri

Şekil 7.27: Tabliyede zemin grupları için ortalama yerdeğiştirmeler (ξ=0%5)

Şekil 7.27’de verilen tabliye yerdeğiştirmelerine ait varyansların zemin türleri için, sönüm oranlarına bağlı olarak karşılaştırılması ise Şekil 7.28’de gösterilmiştir.



a) Orta ve yumuşak zeminler için tabliye varyansları



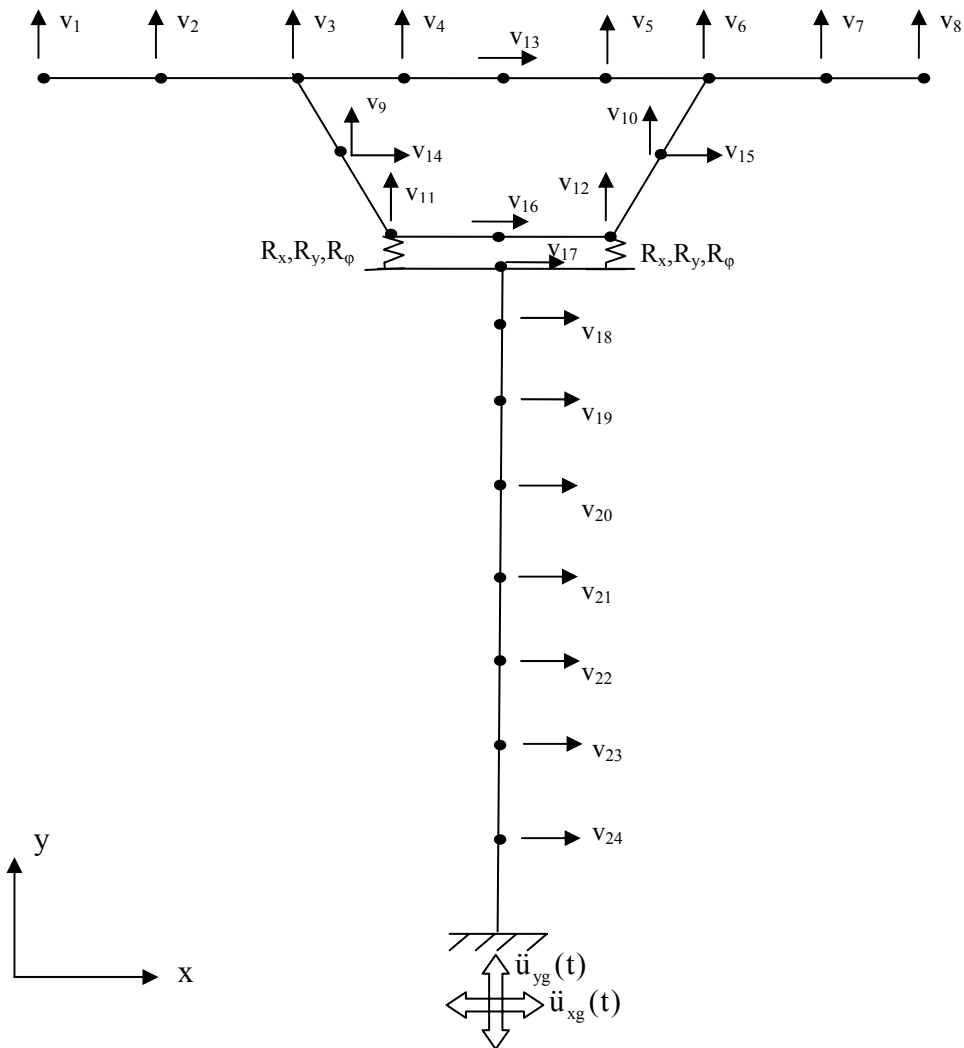
b) Anakaya ve sert zeminler için tabliye varyansları

Şekil 7.28: Tabliye yerdeğiştirmeleri varyanslarının karşılaştırılması

Viyadük sisteminde gerek kaydedilmiş yer hareketi, gerekse benzetilmiş yer hareketleri etkisinde tabliye orta açıklıklarında, deprem doğrultusunda köprü açıklığı boyunca oluşan en büyük yerdeğiştirmeler ve dolayısıyla en büyük varyanslar 4 ve 5 nolu açıklıklarda görölmektedir. Ayak yerdeğiştirmelerinde olduğu gibi tabliye yerdeğiştirmelerinde ve varyanslarında en küçük değerler büyük sönüm oranları için, viyadük yerinin anakaya ve sağlam zemin sınıfı olarak gözönüne alınması durumunda oluşmaktadır. Benzetilmiş yer hareketlerinden dolayı oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri için hesaplanan ortalama tepkiler, kaydedilmiş yer hareketleri için bulunan tepkilere yakın değerler olarak elde edilmektedir. Deterministik dinamik çözümler ile stokastik çözümlerin sonuçlarının birebir örtüşmesi beklenmez ancak yakın sonuçlar vermesi beklenir.

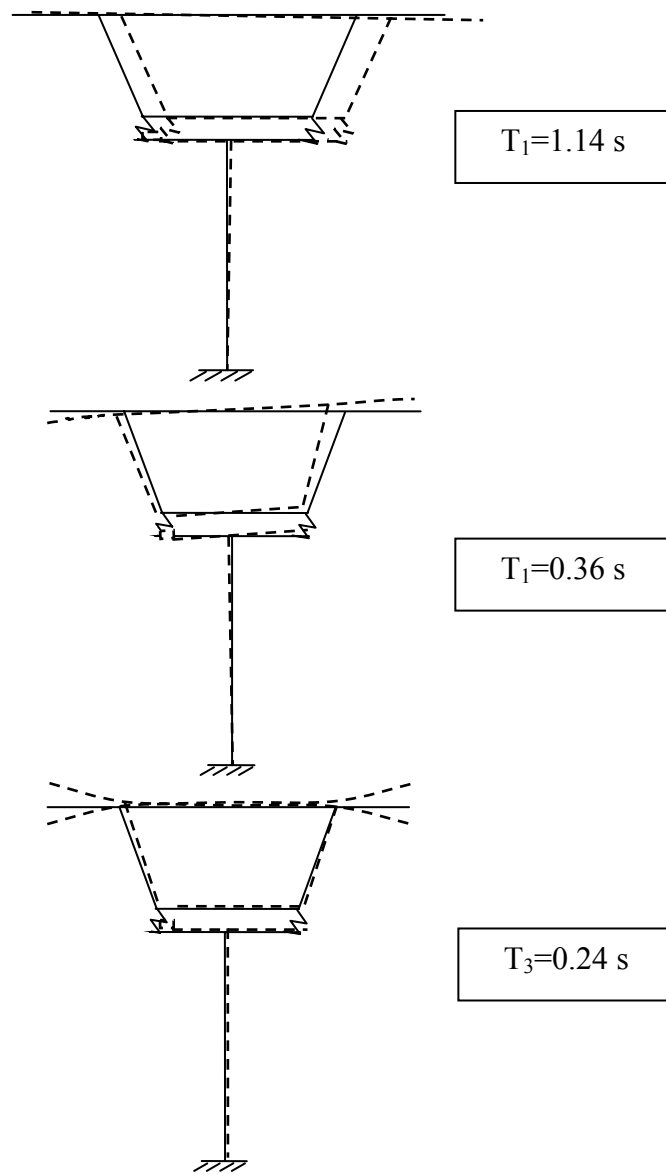
7.2.2. Tek ayak stokastik modeli ve çözümlemesi

Daha önce bütün viyadük sistemi üzerinde yürütülen analizler, bu bölümde bir ayak seçilerek iki boyutlu (düzlem) stokastik dinamik analizler yapılmıştır. Bu amaçla ilgili ayak için komşu açıklıkların ortasına kadar olan bölge gözönüne alınarak kütlelerin enkesitte toplandığı eşdeğer bir model tanımlanmıştır. Ayak, simetrik yapıda olup tek gözlü kutu kesitli kirişi olan çift konsollu tabliye ve dikdörtgen kesitli içi boşluklu kolon kesitine haizdir. Sistem yatay ve düşey doğrultuda farklı ağ aralıkları ile ayrıklaştırılarak çerçeve elemanlara bölünmüştür. Toplanmış kütle modeli kabulüyle kütleler, elemanlar için ayrık yüzey noktaları olan düğümlerde toplanmıştır. Beyaz gürültü ile modellenmiş yer hareketi etkisinde ayak için frekans alanında stokastik analiz yöntemi uygulanarak yerdeğiştirme, kesme kuvveti, eğilme momenti gibi yapısal tepkiler, olasılık değerleri ile belirlenmiştir.



Şekil 7.29: Viyadük ayak modeli

Viyadük ayağında yatay ve düşey serbestlikler ile kütleler için göz önüne alınan eşdeğer model Şekil 7.29’da gösterilmiştir. Kütleler için dönme serbestlikleri göz önüne alınmamış, x ve y doğrultusunda öteleme serbestlikleri tanımlanarak dinamik analizler yatay ve düşey doğrultuda yapılmıştır. Dinamik hareket denkleminde kullanmak üzere ayak için köşegen kütle matrisi ile rijitlik matrisi teşkil edilmiş ve özdeğer analizi ile yapılan dinamik analizlerle periyot ve özvektörler belirlenmektedir. Viyadük için yapılan serbest titreşim analizinden elde edilen mod şekillerinden ilk 3’ü Şekil 7.30’da gösterilmiştir.



Şekil 7.30: Viyadük ayağındaki titreşim mod şekilleri

Dinamik davranışı belirgin bir biçimde etkileyen ve periyotta değişikliğe neden olan elastomer mesneden yatay ve düşey doğrultuda öteleme ile dönme rijitlikleri analizlerde dikkate alınmıştır. İlk modda yatay yönde öteleme hareketi, ikinci modda dönme hareketi ve üçüncü modda ise düşey yönde öteleme hareketi davranışa hakim durumdadır. Elastomer mesneden yatay rijitliği ayak dinamik davranışı için 1.nci modda belirleyici olmaktadır.

Viyadük sistemine giriş olarak verilen bir yer hareketi için yapılan stokastik analizlerin yanı sıra, deterministik dinamik çözümler elde etmek üzere, çeşitli zemin türleri için benzeştirilen yer hareketleri esas alınarak, modal analiz yaklaşımı ile spektral ve zaman ortamında analizler yürütülerek yapısal davranışların belirlenmesi amaçlanmıştır.

Dinamik analizlerde kaydedilmiş yer hareketi olarak 1992 Erzincan depremine ait KG bileşeni ivme kaydı esas alınmıştır. Ayak modeli için düzenlenen bilgisayar programı aracılığı ile ilk aşamada serbest titreşim analizi yapılmış ve analiz sonucunda bulunan dinamik karakteristikler ilk 5 mod için SAP2000 paket program sonuçları ile Tablo 7.2’de karşılaştırılmıştır.

Tablo 7.2: Viyadük ayağı için özdeğerler ve periyotlar

Mod No	Özdeğerler $(\omega_i)^2$ (rad/s) ²		Periyot (s)	
	BRIDAP	SAP2000	BRIDAP	SAP2000
1	30.44	30.43	1.139	1.139
2	309.10	309.10	0.357	0.357
3	709.78	709.79	0.236	0.236
4	1696.52	1696.7	0.153	0.153
5	1719.50	1719.30	0.151	0.151

Ayrık genelleştirilmiş $P_n(t)$ kuvveti Denklem 4.21’den,

$$P_n(t) = \phi_n^T p_{eff}(t) = -\{\phi_n^T\}[M] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_y(t) \\ \ddot{u}_y(t) \\ \vdots \\ \vdots \\ \ddot{u}_x(t) \end{Bmatrix} \quad n = 1, 2, \dots, 24 \quad (7.13)$$

bağıntısı ile gösterilebilir. İki ayrı mod için genelleştirilmiş kuvvetlerin çarpım şeklinde gösterimi Denklem 7.14'deki gibi ifade edilir:

$$P_n(t)P_m(t) = \phi_n^T \{p_{eff}(t)\} [p_{eff}(t)] \phi_m = \{\phi_n^T\} [m] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_y(t) \\ \ddot{u}_y(t) \\ \vdots \\ \ddot{u}_x(t) \end{Bmatrix} [\ddot{u}_y(t) \ddot{u}_y(t) \cdots \ddot{u}_x(t)] \quad (7.14)$$

Ayrık kuvvetler çarpımının güç ve çapraz spektral yoğunluk fonksiyonları Denklem 4.22'den alınarak,

$$S_{p_m p_n}(\omega) = \{\phi_m^T\} [m] \begin{bmatrix} S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_y} & S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_y} & \cdots & \cdots & S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_x} & S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_x} \\ S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_y} & S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_y} & \cdots & \cdots & S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_x} & S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_x} \\ \vdots & \vdots & \ddots & & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \ddots & \vdots & \vdots \\ S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_y} & S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_y} & \cdots & \cdots & S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_x} & S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_x} \\ S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_y} & S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_y} & \cdots & \cdots & S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_x} & S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_x} \end{bmatrix} [m] \{\phi_n\} \quad m, n=1, 2, \dots, 24 \quad (7.15)$$

ve 7.14'den hareketle yazılan bağıntıda güç yoğunlukları yerine konularak fonksiyon tanımlanabilir. Yer hareketinin yatay ve düşey bileşenleri için sabit güç spektrum yoğunlukları bölüm 6'da hesaplanmıştır. Deprem bileşenlerine ait güç spektrumlarının korelasyonunu ifade etmek için çapraz güç spektrum değerleri için katsayılar hesaplanmış ve bu değerler Tablo 7.2'de gösterilmiştir.

Yer hareketinin düşey bileşeni olarak yatay bileşenin 2/3 ü alınması durumunda, yatay bileşen ile düşey bileşenin güçleri arasındaki korelasyonun uyumu Tablo 7.3'de verilmiştir. Yer hareketi için sabit güç spektrum değerleri:

$S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_x} = S_o$ alınır, bu durumda $S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_y} = \alpha S_o$ ve $S_{\ddot{u}_x \ddot{u}_y} = S_{\ddot{u}_y \ddot{u}_x} = \beta S_o$ şeklinde yazılabilir. α ve β katsayısının değeri olarak $\alpha=0.444$, $\beta=1.0$ alınabilir (DŞ:düşey bileşen).

Tablo 7.3: Çapraz korelasyon katsayıları (β)

Güç-Bileşen	Erz-KG	Erz-DB	Erz-DŞ	Erz-KG×2/3
Erz-KG	1.000	0.289	-0.111	1.000
Erz-DB	0.289	1.000	0.428	0.289
Erz-DŞ	-0.111	0.428	1.000	-0.111
Erz-KG×2/3	1.000	0.289	-0.111	1.000

Bu katsayılar Denklem 7.15’de yerine konularak güç spektrum yoğunluk matrisi Denklem 7.16’daki gibi yazılabilir.

$$S_{p_m p_n}(\omega) = \{\phi_m^T\} [m] \begin{bmatrix} \alpha & \alpha & \dots & \dots & \beta & \beta \\ \alpha & \alpha & \dots & \dots & \beta & \beta \\ \vdots & \vdots & \ddots & & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \ddots & \vdots & \vdots \\ \beta & \beta & \dots & \dots & 1,0 & 1,0 \\ \beta & \beta & \dots & \dots & 1,0 & 1,0 \end{bmatrix} [m] \{\phi_n\} \quad m,n=1,2,\dots,24 \quad (7.16)$$

$Y_n(t)$ normal koordinatlarda modal yerdeğiştirme olmak üzere, n.nci moddan gelen kuvvet vektörü,

$$\{f_n\} = \begin{Bmatrix} f_{1n}(t) \\ f_{1n}(t) \\ \vdots \\ \vdots \\ f_{23}(t) \\ f_{24}(t) \end{Bmatrix} = \omega^2 [m] \{\phi_n\} Y_n(t) \quad n = 1,2,\dots,24 \quad (7.17)$$

ile kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri hesaplanabilir. Y_n n.nci moddaki modal yerdeğiştirmeyi göstermek üzere, modların süperpozisyonu ilkesi ile ayak taban devrilme momenti ve taban kesme kuvvetlerinin toplam davranışları Denklem 7.18’de verilen bağıntılarla belirlenmektedir.

$$M_n(t) = \sum_{n=1}^{24} \omega_n^2 [L_1 \ L_2 \ \dots \ L_n] [m] [\phi_n] Y_n(t)$$

$$V_n(t) = \sum_{n=1}^{24} \omega_n^2 [m] [\phi_n] Y_n(t) \quad (7.18)$$

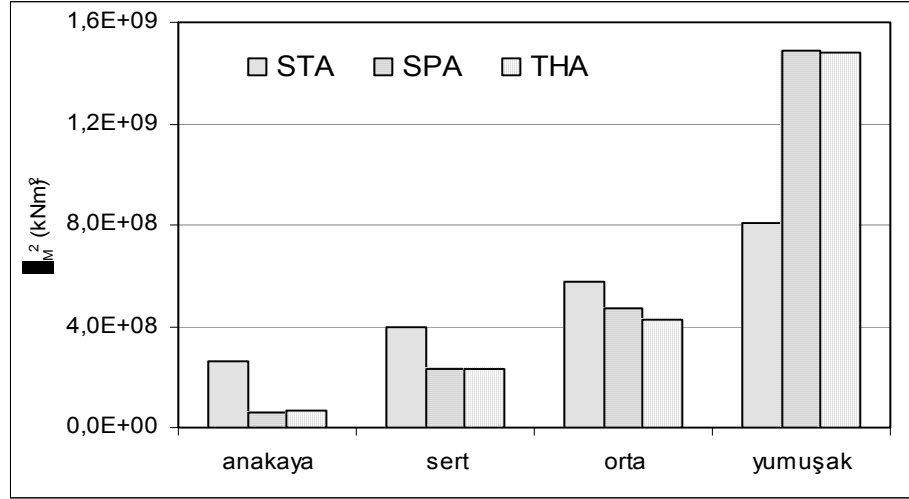
Ayak tabanı devrilme momenti ve kesme kuvvetlerinde yer hareketleri etkisinde oluşan varyans değerleri Denklem 7.9 ve 7.10 ile verilen bağıntılarda,

$$\sigma_M^2(t) = \sum_m \sum_n \frac{4\pi\xi\omega_m^2\omega_n^2 B_m B_n S_{p_m p_n}}{K_m K_n (\omega_m + \omega_n)[(\omega_m - \omega_n)^2 + 4\xi^2\omega_n\omega_m]} \quad n,m=1,2,\dots,24$$

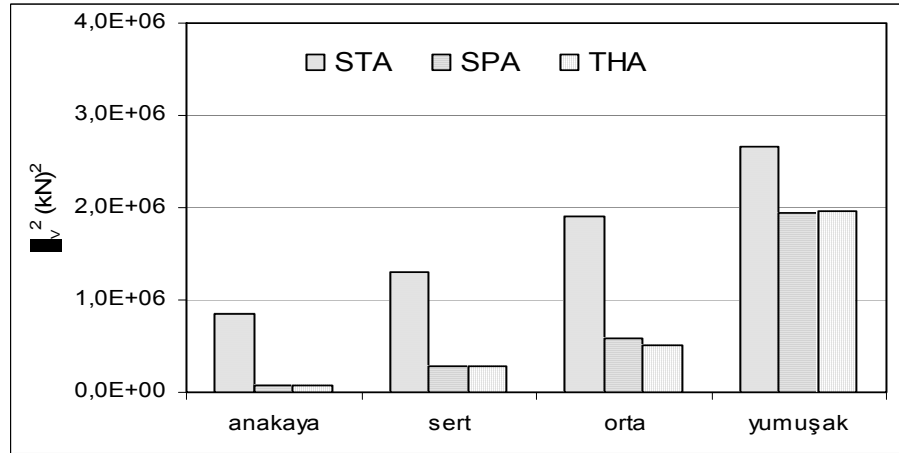
$$\sigma_V^2(t) = \sum_m \sum_n \frac{4\pi\xi\omega_m^2\omega_n^2 A_m A_n S_{p_m p_n}}{K_m K_n (\omega_m + \omega_n)[(\omega_m - \omega_n)^2 + 4\xi^2\omega_n\omega_m]} \quad n,m=1,2,\dots,24$$

$K_m = \omega^2 M_m = \{\phi_m\}^T [K] \{\phi_m\}$ alınarak, genelleştirilmiş kütle veya genelleştirilmiş rijitlik şeklinde hesaba katılmıştır.

Yer hareketinin yatay ve düşey bileşeni etkisinde olan viyadük ayağında, taban kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri için stokastik ve deterministik çözümler yapılmıştır. Ayak taban devrilme momenti ve kesme kuvveti için, $\xi=5\%$ sönüm oranı alınarak bulunan stokastik ve deterministik analiz sonuçları, karşılaştırmalı olarak Şekil 7.31’de gösterilmiştir.



a) Ayak tabanı eğilme momentleri varyanslarının karşılaştırılması

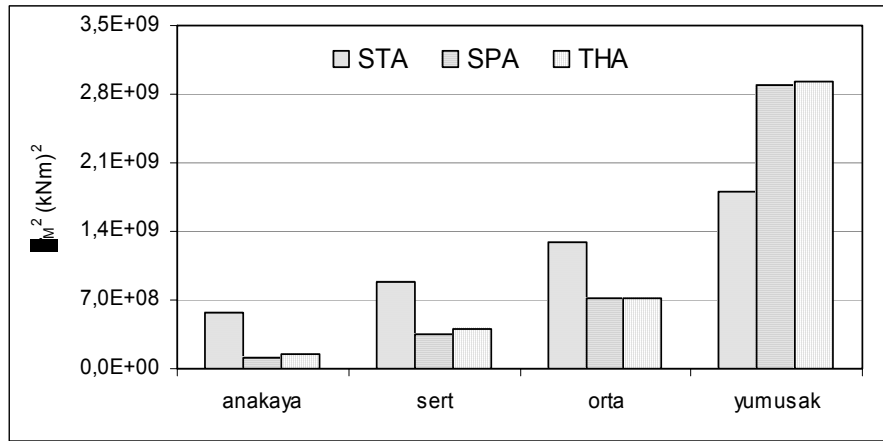


b) Ayak tabanı kesme kuvvetleri varyanslarının karşılaştırılması

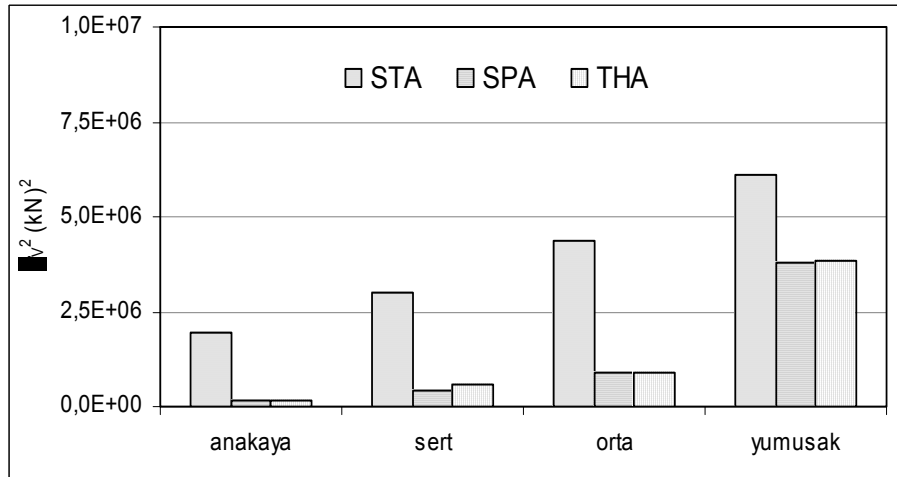
Şekil 7.31: Ayak taban tepkileri varyanslarının karşılaştırılması ($\xi=5\%$)

Deterministik analizlerde, eğilme momenti ve kesme kuvveti bakımından taban tepkilerinde en büyük varyans değerleri, yumuşak zeminde görülmüş ve bunu sırasıyla orta, sert zemin türü ile anakaya izlemiştir. Aynı şekilde, stokastik analizlerde, en büyük varyans değerlerine yumuşak zemin kayıtlarıyla erişilmekte ve en küçük değerler anakayada gözlenmiştir. Grafiklerden görüleceği üzere; kesme kuvveti için stokastik analizler ile deterministik analiz sonuçları; orta ve sert zemin türünde görece olarak anakaya seviyesi ve yumuşak zemine göre daha uyumlu

oluşturmuştur. Taban tepkilerinin varyanslarında bir zemin türü için yapılan iki tür analiz sonuçları arasındaki en büyük farklılık ise, yumuşak zeminde gözlenmiştir. Bunun nedeni olarak ivme spektrumunda yumuşak zemin için en büyük spektral değerlerin ayak birinci periyodu civarında oluşması düşünülebilir. Taban tepkilerinin varyanslarında stokastik analiz sonuçları, kesme kuvvetine kıyasla eğilme momentinde deterministik analiz sonuçlarına daha yakın oluşmaktadır. Şekil 7.32’de taban tepkilerine ait varyansların $\xi=2\%$ sönüm oranı için, zemin tipi ve analiz türüne bağlı olarak karşılaştırılması görülmektedir.



a) Ayak tabanı eğilme momentleri varyanslarının karşılaştırılması

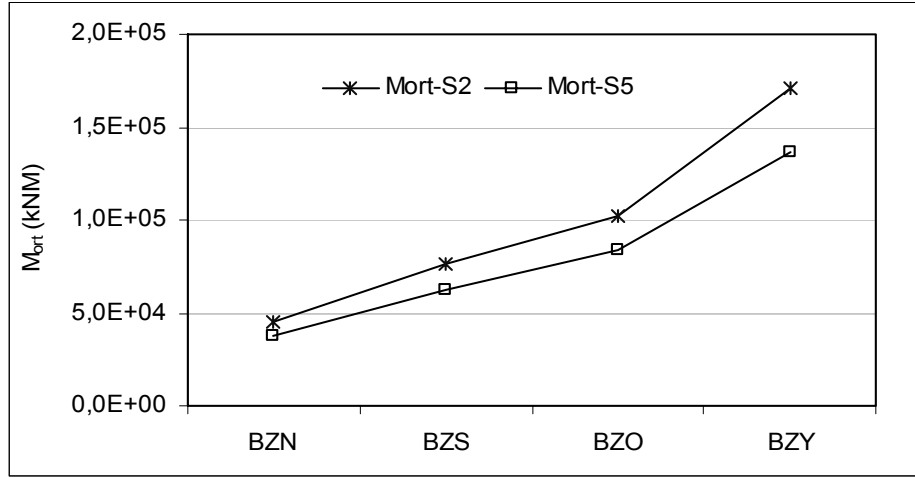


b) Ayak tabanı kesme kuvvetleri varyanslarının karşılaştırılması

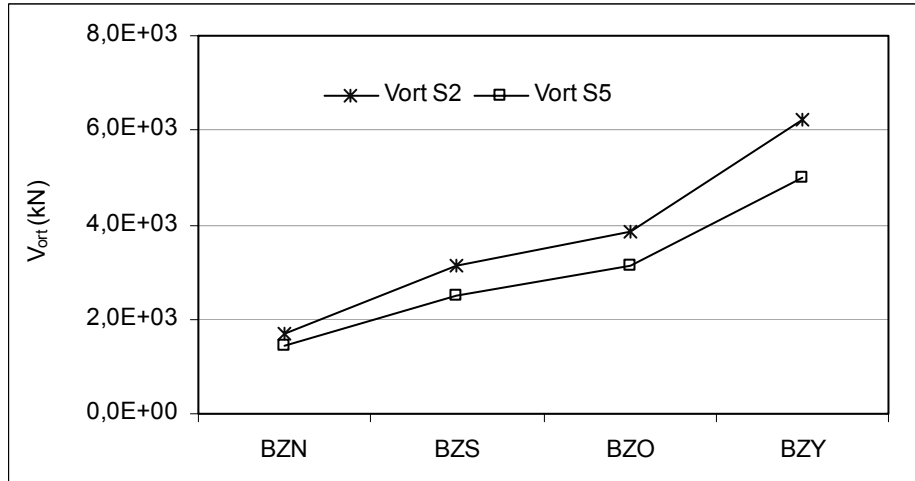
Şekil 7.32: Ayak taban tepkileri varyanslarının karşılaştırılması ($\xi=2\%$)

Taban devrilme momenti ve kesme kuvveti tepkilerinde oluşan varyans değerlerinin zemin türüne göre büyüklük sıralaması; $\xi=5\%$ sönüm oranı için bulunan analiz sonuçlarındakine benzer şekildedir. Viyadük ayağında taban kesme kuvveti ve eğilme momenti için beklenen ortalama değerlerin sönüm oranı ve zemin türüne göre değişimi Şekil 7.33’de gösterilmiştir. Analiz sonuçları ortalamalar açısından

irdelendiğinde; beklendiği gibi en küçük değerler $\xi=5\%$ sönüm oranı için sert zemin türünde ve en büyük değerler ise yumuşak zemin türünde gözlenmektedir.



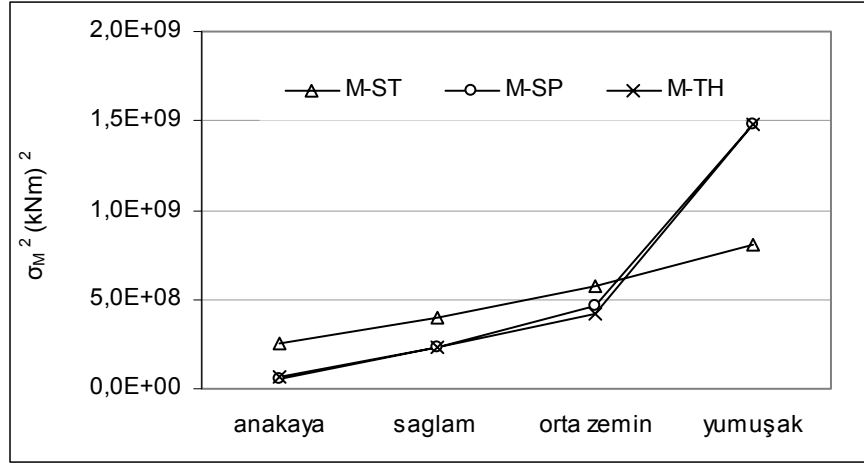
a) Ayak tabanı eğilme momentleri toplum ortalaması değerleri



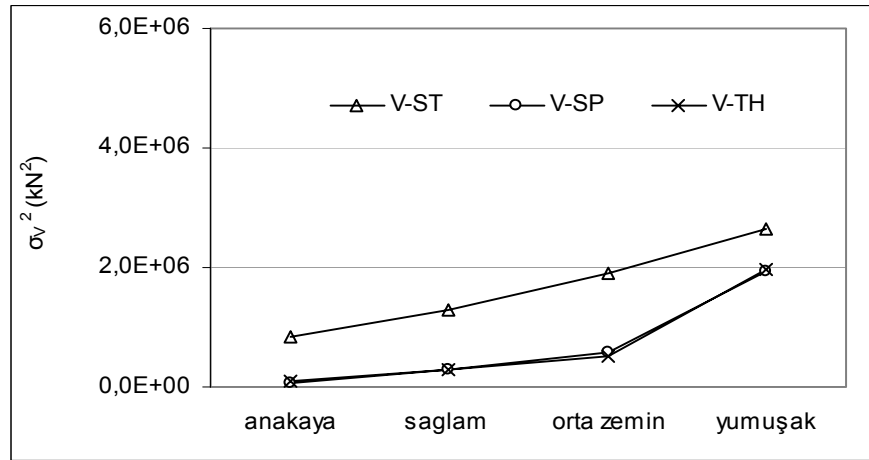
b) Ayak tabanı kesme kuvvetleri toplum ortalaması değerleri

Şekil 7.33: Ayak taban tepkileri için toplum ortalamasına ait değerlerin karşılaştırılması

Ayak taban tepkilerine ait varyansların hesaplanması için analizlerde kullanılan yöntemin verdiği sonuçların zemin türünde elde edilenlere göre değişimi, sönüm oranı $\xi=5\%$ alınarak Şekil 7.34'de gösterilmiştir. Gerek deterministik gerekse stokastik analizlerde en küçük varyans değerlerine anakaya ve sert zemin türünde karşılaşıldığı ve en büyük değerlerin ise, yumuşak zeminlerde ortaya çıktığı görülmektedir.



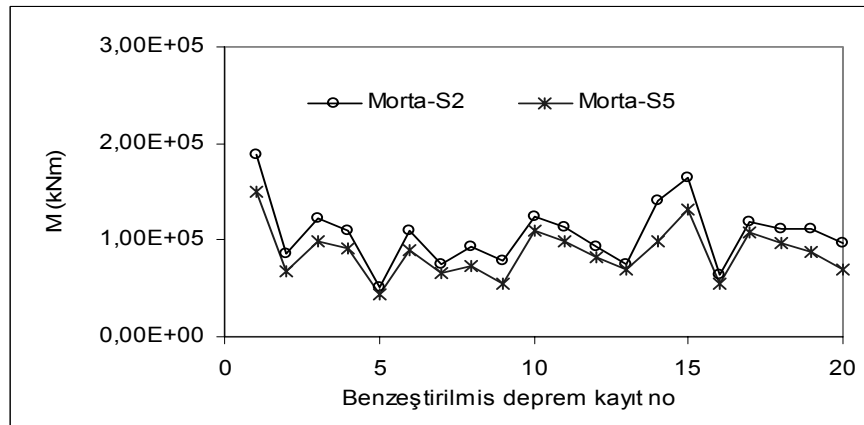
a) Ayak tabanı eğilme momentleri varyanslarının değişimi



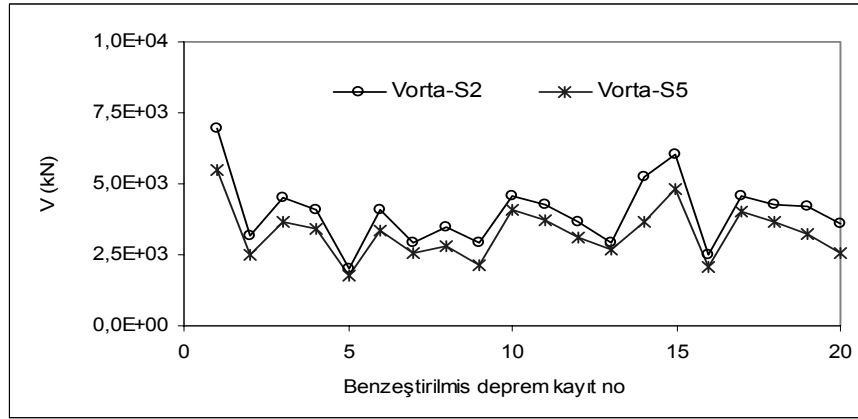
b) Ayak tabanı kesme kuvvetleri varyanslarının değişimi

Şekil 7.34: Ayak taban tepkileri için varyansların değişimi ($\xi=5\%$)

Benzeştirilmiş yer hareketleri esas alınarak, orta sertlikte zemin türü için, viyadük ayağında taban eğilme momentleri ve kesme kuvvetlerinin sönüm oranına (S2:%2, S5:%5 sönüm oranı) bağlı olarak değişimi Şekil 7.35’de gösterilmiştir.



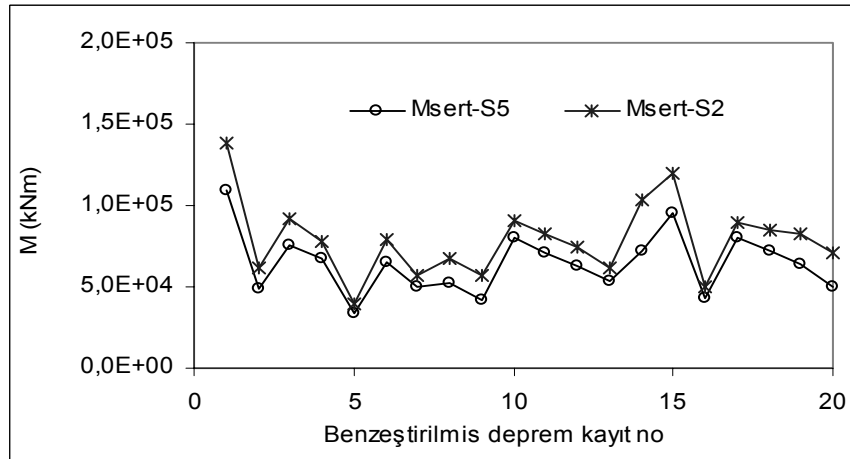
a) Ayak tabanı eğilme momentleri değişimi



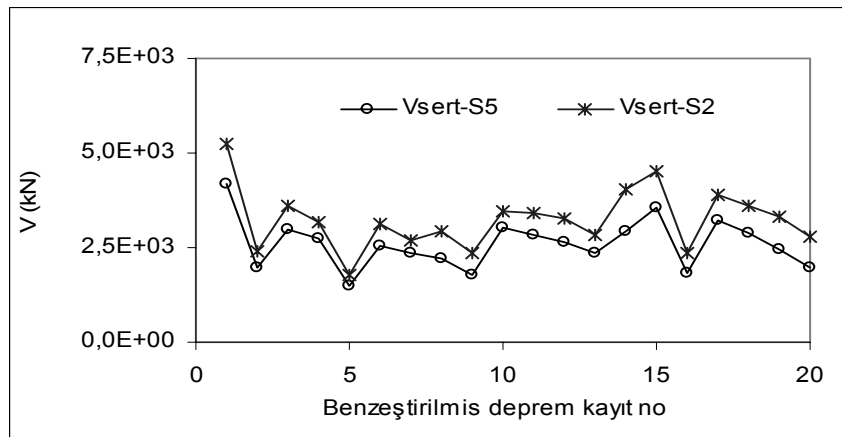
b) Ayak tabanı kesme kuvvetleri değişimi

Şekil 7.35: Orta sertlikte zemin türü için taban tepkilerinin yer hareketleri etkisinde değişimi

Şekil 7.36'da sert zemin türü için taban kesme kuvveti ve eğilme momentlerinin benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde değişimi ve her bir yer hareketi altında oluşan değerleri çizilmiştir.



a) Ayak tabanı eğilme momenti değişimi



b) Ayak tabanı kesme kuvvetleri değişimi

Şekil 7.36: Sert zemin türü için taban tepkilerinin yer hareketleri etkisinde değişimi

Öngörülen benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde taban tepkilerinin değişim aralığı; orta sertlikte zemin için sert zemin türünde elde edilenlere göre daha büyük olarak meydana gelmiştir. Yer hareketinin modellenmesinde kullanılan alçak ve yüksek frekans bileşenlerinin bir süzgeçten geçirilerek filtre edilmesi nedeniyle, yapısal tepkilerdeki değişimler, Bölüm 5’de verilen filtre fonksiyonunun parametrelerine bağlı olarak ortaya çıkmaktadır.

Viyadük merkez orta ayağında yapısal tepkiler için yapılan stokastik analizlerde hesaba katılan çapraz terimlerin ihmal edilmesi halinde taban eğilme momenti varyansları için hesaplanan sonuçlar, zemin türlerine göre, sönüm oranı $\xi=2\%$ için Tablo 7.4’de karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir.

Tablo 7.4: Taban eğilme momenti varyanslarında çapraz terimlerin etkisi ($\xi=2\%$)

	çapraz terimler	
zemin	dahil	ihmal
anakaya	5.783E+08	5.872E+08
sert	8.824E+08	8.959E+08
orta	1.291E+09	1.311E+09
yumuşak	1.802E+09	1.830E+09

Taban kesme kuvveti için hesaplanan varyansların çapraz terimler bakımından karşılaştırılması ise Tablo 7.5 de verilmiştir.

Tablo 7.5: Taban kesme kuvveti varyanslarında çapraz terimlerin etkisi ($\xi=2\%$)

	çapraz terimler	
zemin	dahil	ihmal
anakaya	1.958E+06	1.954E+06
sert	2.987E+06	2.981E+06
orta	4.370E+06	4.360E+06
yumuşak	6.100E+06	6.086E+06

Stokastik çözümlemelerde dikkate alınan güç spektrum yoğunluk matrisindeki çapraz terimlerin ihmal edilmesi durumunda, Tablo 7.4 ve 7.5’de görüldüğü gibi sonuçlarda önemli bir değişiklik olmamaktadır. Çapraz terimlerin ihmal edilmesi halinde en küçük farklılık; anakaya seviyesi yer hareketlerindeki çözümlerde gözlenmiştir. Çapraz terimlerin ihmal edilmesinde zemin türleri bakımından en büyük farklılık; kesme kuvveti için yumuşak zeminde ve eğilme momenti için sert zeminde ortaya çıkmıştır.

8. SONUÇLAR

Tasarım veya çözümleme için göz önüne alınan olası yer hareketine ait frekans içeriği, maksimum ivme, salınım süresi ile genlikleri bilinmemekte ve bunların zamana bağlı olarak herhangi bir anda geniş bir frekans aralığında ortaya çıkması, dinamik yüklerde de büyük bir değişime neden olarak davranışın deterministik olarak belirlenmesini zorlaştırmaktadır. Dolayısıyla, yer hareketinin bu özelliklerini içeren stokastik modeller ile göz önüne alınarak viyadük sisteminin çözümlenmesi esas alınmıştır.

Bu çalışmada; değişken kutu kesitli kirişlere sahip olan sürekli formda oluşturulmuş, elastomer mesnetli viyadük sisteminde, sonlu elemanlar yöntemi ve dinamik analiz adımları birleştirilerek rasgele titreşim kuramına dayalı stokastik dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Viyadük sisteminin sonlu eleman modellemesi ve analizi ile kuvvetli yer hareketinin stokastik bir işleyim şeklinde modellenerek davranışın belirlenmesi amacıyla yapılan rasgele titreşim analizinin yanı sıra, benzeştirilmiş yer hareketlerini üretmek ve deterministik dinamik analizleri gerçekleştirmek üzere 4 adet bilgisayar programı geliştirilmiştir. Bu amaçla; ilk olarak viyadük sistemi belirli aralıklarla seçilen noktalarda birleşen sınırlı sayıda 12 serbestlikli çerçeve tipi sonlu elemanlarla 3 doğrultuda ayrıklaştırılmıştır. Sistemde yayılı halde bulunan kütlelerin toplandığı düğümlerde, statik ve dinamik denge denklemleri oluşturularak, elastik hesap teorisine göre analizler yapılmıştır. Çok serbestlik dereceli sistemde serbest titreşim analizi yapılarak dinamik karakteristikler belirlenmiştir. Analizler, önce basit bir köprü modeli (Model-1) üzerinde yürütülerek programların altyapısı oluşturulmuş ve daha sonra büyük bir viyadük sistemi (Model-2) üzerinde programlarda gerekli ilaveler ve düzeltmeler yapılmıştır.

Enkesitinde bir adet (V) kesitli ince cidarlı kutu kirişi olan viyadük sistemi, üç doğrultuda ayrıklaştırılarak 12 serbestliği olan çerçeve tipi sonlu elemanlarla modellenmiştir. Bu çalışmada, stokastik davranış esas olarak incelenmek istendiği için analizlerde sonlu eleman tipinin sonuçlarda etkin olmayacağı düşünülmüştür. Sistemdeki

elastomer mesnetlerin rijitlikleri, malzeme mekanik özelliklerine bağlı olarak, AASHTO ve DIN 4141-14 yönetmeliklerinden yararlanılarak belirlenmiştir. Tabliyenin oturduğu kutu giriş alt başlığı ile ayaklar arasında bulunan kauçuk mesnet yatakları köprünün dinamik davranışını özellikle yatay doğrultudaki titreşiminde etkili olmaktadır.

Çalışmada; kapalı fonksiyonlarla tanımlanması mümkün olmayan kuvvetli yer hareketi, doğası gereği rasgele titreşim kuramına dayalı stokastik yöntemlerle modellenmektedir. Mühendislik problemlerinin çözümünde önemli yer tutan stokastik analiz yöntemi, köprülere uygulanarak viyadükler için dinamik yapısal tepkiler, bu yöntemle belirlenmeye çalışılmıştır. Filtrelenmiş durağan beyaz gürültü modeli yaklaşımı ile kuvvetli yer hareketi stokastik bir işleyim olarak göz önüne alınmış ve sisteme uygulanması ile uygun matematiksel bağıntılarla davranış istatistiksel ve olasılığa dayalı değerlerle belirlenmiştir. Bunun için; kaydedilmiş bir yer hareketi esas alınarak güç spektrum yoğunluk fonksiyonları ile karakterize edilmekte ve frekans ortamında çözümlenmeler yapılarak dinamik yapısal tepkiler için ortalama ve varyans değerleri hesaplanmıştır.

Viyadük veya genel yapısal bir sistemin analizinde, bölgede beklenen yer hareketi için analizlere dahil edilecek deprem kayıtlarının yeterli sayıda olması durumunda, stokastik modeller, istatistiksel analizlerle doğrudan kullanılabilir. Ancak, ülkemizde olduğu gibi, yerel bölge için kaydedilmiş depremlerin yeterli sayıda olmaması veya kaydın hiç bulunmaması durumunda, tasarım ivme kaydının belirlenmesi için, gerçekte çok karmaşık olan yer hareketinin bazı yapay matematiksel fonksiyonlarla temsil edilmesi ikinci bir seçenek olmaktadır. Viyadük sisteminde rasgele titreşimler için analizlerde gerekli olan çok sayıda benzeştirilmiş zaman serileri bölgenin sismik özelliklerine bağlı olarak ve beklenen depremin süresi öngörülerek bu incelemede kullanılmak üzere, Bölüm 5’de türetilmiştir.

Kaydedilmiş yer hareketinin iki yatay bileşeninden birisi esas alınarak stokastik dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analize dahil edilecek kuvvetli yer hareketi bileşeni, o yer hareketinin yapılar veya köprüler üzerindeki yıkıcılık özelliğini ifade eden hız spektrumu ile ilişkili $SI_{0.2}$ değeri (Housner şiddeti) büyük olan bileşene göre belirlenmektedir.

Kaydedilmiş bir yer hareketindeki çok yüksek ve düşük frekanslı bileşenler Tajimi ve Penzien'in önerdiği filtre fonksiyonları ile seyreltilerek çeşitli zemin tipleri için güç spektrum yoğunluk fonksiyonları elde edilmiştir. Ayrıca, deprem kaydının anakaya seviyesindeki bileşeninin yanısıra farklı sertliklerde zemin tipleri için 20 şer adet benzeştirilmiş yer hareketleri türetilmiştir. Filtreden geçirilmiş benzeştirilmiş kayıtların, bölgedeki yerin sismik aktivitesine, kuvvetli hareket bölgesinin süresine ve merkez üssüne olan uzaklık gibi birtakım parametrelere bağlı olarak belirlenen zarf fonksiyonları ile ele alınması gerekmektedir. Kaynaklarda mevcut zarf fonksiyonu için verilen t_i süreleri ile üstel fonksiyon parametreleri, elde edilen benzeşim kaydının ele alınan depremin karakteristiği ile uygun sonuçlar vermediği gözlenmiştir. Deneme-yanılma yöntemi ile farklı çözümler sonucunda kaydedilmiş yer hareketi ile daha iyi benzeşim sağlamak üzere zarf fonksiyonları parametreleri değiştirilmiş ve bunun için üstel fonksiyonlar da regresyon analizi yapılarak parametreler belirlenmiştir.

Benzeştirilen yer hareketlerinde zarf fonksiyonuna ait t_1 ve t_2 sürelerinin belirlenmesinde deprem kaydının ilgili bileşeni için hesaplanan t_{eff} süresinden yararlanılmıştır. Zarf fonksiyonunun belirlenmesi esnasında, elde edilen durağan dışı kayıtların kaydedilmiş yer hareketinin kuvvetli hareket bölgesi ve kuyruk kısmı ile uyumlu olmasına dikkat edilmelidir. Ayrıca zarf fonksiyonu parametreleri belirlenirken benzeştirilen yer hareketlerine ait varyansların ortalaması ile ortalama ivme spektrumlarının kaydedilmiş yer hareketininkine yakın olmasına dikkat edilmesi durumunda, gerçek deprem hareketinin karakteristiğini daha iyi temsil ettiği görülmüştür. Böylece benzeştirilmiş kuvvetli yer hareketlerinin köprünün yanısıra önemli yapısal sistemlerin dinamik analizlerinde kullanılması uygun olmaktadır.

Stokastik dinamik analizler ile viyadük sisteminde yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvvetleri gibi yapısal tepkiler için bulunan toplum ortalaması ve varyansı hesaplanmıştır. Ayrıca düşey ve yatay yer hareketleri etkisinde tek orta ayak modeli ele alınarak bağımsız çözümlemeler yapılmıştır. Stokastik analizlerden elde edilen sonuçlar, benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde spektral ve zaman tanım alanında yapılan deterministik dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçların olasılık esaslı tasarım ya da güvenilirlik hesaplamaları için uygun olduğu görülmüştür. Yer hareketine ait rasgele titreşim analizleri anakaya, yumuşak, orta ve sert zemin türleri

için yapılarak deterministik mlerdeki tek me karşılık farklı mlerle kıyaslanmıştır.

Stokastik dinamik analizler için mlelerde yardımcı programların yanı sıra 4 adet bağımsız ana program geliştirilmiştir. Bunlardan sonlu eleman programı BRIFEAP ile sistem rijtilik matrisi teşkil edilmektedir. Programın doğruluğu bir paket program (SAP2000) sonuçları ile test edilmiştir. Bu aşamadan sonra BRIDAP programı ile viyadük sisteminin dinamik analizleri yapılarak bulunan sonuçların doğruluğu yine karşılaştırmalar yapılarak gösterilmiştir. Kaydedilmiş bir yer hareketi için SIMEARTH programı ile hem anakaya kaydı, hem de farklı zemin türleri için benzeştirilmiş yer hareketleri elde edilmiş ve bu yer hareketlerine ait ivme spektrumlarının ortalaması, kaydedilmiş yer hareketinin ivme spektrumları ile karşılaştırılarak yeter derecede yakınlık sağlandığı gösterilmiştir. Son aşamada BRISTOCAP adlı program kullanılarak viyadükte yer hareketleri etkisinde oluşan tepkiler stokastik analiz yöntemi ile belirlenmiştir.

Viyadük sistemi üzerinde yapılan analizlerde, taban kesme ve eğilme momentleri için hesaplanan varyanslar için en küçük değerler; zemin türleri bakımından sırasıyla anakaya, sert, orta ve yumuşak zeminlere ait yer hareketlerinde görülmüştür. Bunun nedeni, anakayadan çıkan deprem dalgaları genliklerinin üstteki daha yumuşak zeminler tarafından büyütülmesidir. Stokastik analizlerde, filtre edilmiş zemin türlerinin tamamında yer hareketi etkisinde taban kesme kuvveti ve eğilme momentleri için bulunan varyanslar, deterministik mlerle bulunanlardan büyük olduğu ortaya kmıştır. Deterministik mler ile en yakın sonuçlar yumuşak zemin ve anakayada görülmüştür.

Yer hareketinin filtreden geçirilmesiyle elde edilen sabit güç spektrum değeri esas alınarak hesaplanan yapısal tepki varyanslarına göre; güç spektrum yoğunluk fonksiyonunun bir dikdörtgen alanı ile temsil edilmesi durumunda sabit güç değerinin az miktarda küçülmesi nedeniyle varyanslarda deterministik mlere bir miktar daha yakınlışma olduğu gözlenmiştir. En büyük varyans değerlerine orta ayak taban tepkilerinde %2 sönüm oranı ve zemin grubu olarak yumuşak zeminde karşılaşılmıştır. Sönüm oranının %5 ve %2 alınması durumunda kesme kuvveti ve eğilme momenti

varyansları için en fazla artış genliklerin büyüdüğü yumuşak zeminde gözlenmiş ve stokastik analizlerde bu değerler yaklaşık 2.34 kat artarken deterministik çözümlerde 2.66 katına varan oranlarda olduğu görülmüştür. Böylece, yapısal tepkilere ait en büyük ortalama değerlerin ve varyansların viyadük sisteminin orta açıklığındaki ayakta düşük sönüm oranı ve yükseltgenmenin büyük olduğu yumuşak zemin türüne ait yer hareketinde oluşması, davranış hakkındaki öngörülerini destekler niteliktedir.

Viyadük sistemi için benzeştirilmiş yer hareketleri etkisinde hesaplanan taban kesme kuvveti ve eğilme momentlerine ait toplum ortalaması, kaydedilmiş yer hareketi için bulunan değerlere yakın olduğu gözlenmiştir. Dolayısıyla, benzeştirilen yer hareketlerinin bölgede kaydedilen yer hareketini ve muhtemel beklenen yer hareketlerini temsil edebileceği anlaşılmıştır. Viyadükte incelemesi yapılan bütün ayaklarda, kaydedilmiş yer hareketi için deterministik çözümlerde, zaman tanım alanı eğilme momenti ve kesme kuvveti ortalama değerleri spektral çözümlemelerden bulunan sonuçlardan daha büyük olarak oluşmuştur.

Viyadük ayaklarında taban tepkileri için hesaplanan varyanslarda; en büyük değerler orta ayakta ve %2 sönüm oranı için, sırasıyla anakaya, yumuşak, orta ve sert zemin türünde gözlenmiştir. Eğilme momenti için en büyük ortalama değer orta ayakta, taban kesme kuvveti için ise orta ayak ile buna komşu ayakta oluşmakta ve benzer durum tepki varyansları için de gözlenmektedir. .

Çalışmada; yatay yer hareketleri etkisinde tüm viyadük boyunca ayak üst uçlarında oluşan ortalama yerdeğiştirmeler ve varyansları hesaplanmıştır. Yapay depremler için viyadük enine titreşim birinci moduna benzer şekilde ortalama yerdeğiştirme büyüklükleri elde edilmiştir. En büyük yerdeğiştirme ve varyans değerleri orta açıklıkta ortaya çıkmakta, kenar ayaklara doğru bu değerlerde azalma gözlenmektedir. Bu büyüklüklerin değişimi, viyadük sisteminin 1 nci doğal titreşim mod şekline benzer şekilde ortaya çıkması beklenir.

Ayrıca viyadük üst yapısındaki yerdeğiştirmeler; benzeştirilen yer hareketleri etkisinde incelenmiş ve elastomer mesneden etkileri değerlendirilmiştir. Bu amaçla viyadüğün açıklık ortalarında tabliye yerdeğiştirmelerinin toplum ortalaması ve varyansları hesaplanmıştır. Tabliye ortalama yerdeğiştirmeleri ve varyanslarında en büyük değerler

4 ve 5. ayaklarda gözlenmiş ve durum bütün zemin türlerinde aynı şekilde ortaya çıkmıştır. Elastomer mesnetlerin viyadük üst yapısı olan tabliye davranışında etkin olduğu görülmüştür.

Çalışmanın son bölümünde, tek ayak için bir model oluşturularak yatay ve düşey yer hareketlerinin birlikte etkimesi halinde stokastik dinamik analizler yapılmıştır. Yer hareketinin yatay bileşeni ile düşey bileşeni arasındaki çapraz korelasyon katsayısı 1.0 alınarak çözümler yapılmış ve bulunan sonuçlar deterministik dinamik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Viyadük ayağı için yapılan analizler ile taban kesme kuvveti ve devrilme momentlerinin varyansları hesaplanmıştır. Yapılan çözümlerden; devrilme momenti için bulunan sonuçların deterministik çözümlere, taban kesme kuvvetine kıyasla daha yakın olduğu görülmüştür.

Anakaya ve yumuşak tipi zeminlerde, taban kesme kuvvetleri varyansları bakımından stokastik analiz sonuçları ile deterministik dinamik analiz sonuçlarının diğer zemin türlerine göre daha uygun çözümler verdiği gözlenmiştir. Zemin türleri bakımından, devrilme momenti varyansları için iki yöntem ile yapılan çözümler arasındaki en büyük farklılık yumuşak zeminlerde ve taban kesme kuvvetleri için ise sert zemin ivme kayıtları ile yapılan çözümlerlerde görülmüştür. Ayrıca en küçük varyans değerleri sırasıyla her iki analizde de anakaya, sert, orta ve yumuşak zeminlerde gözlenmiştir.

Tek ayak modeli için yapılan bağımsız çözümlerden bulunan sonuçlar ile tüm viyadük sistemi ele alınarak yapılan analizlerden bu ayak için elde edilen sonuçlar arasında uyum aramanın uygun olmayacağı düşünülmüştür. Eğer sistemin temel periyodu spektrumun yükseltgenme bölgesi içinde ise varyansların büyümesi kaçınılmaz olacaktır. Bağımsız çözümlerlerde birinci periyot yumuşak zeminler için hesaplanan spektrumun yükseltgenme bölgesi civarında olması dolayısıyla, bu zeminler için beklenildiği gibi yapısal tepkiler ile varyanslarının büyüdüğü gözlenmiştir. Yer hareketinin güç yoğunluk spektrumları ile karakterize edilmesi halinde; yapılan stokastik analizlerde devrilme momenti varyansları için sadece yumuşak zemin çözümleri deterministik çözümlerden küçük olmakta ve diğer zemin gruplarında ise büyük kalmaktadır. Taban kesme kuvvetlerinde ise bütün zemin gruplarında stokastik analiz sonuçları deterministik çözümlere yakın olmakla birlikte daha büyük oluşmaktadır.

Stokastik analizlerde yer hareketlerinin gücünü temsil eden güç spektrum yoğunluk fonksiyonlarına ait sabit güç spektrum matrisinde çapraz terimlerin hesaba katılması ve ihmal edilmesi durumları için hesaplar yapılmıştır. Yapılan çözümlemelere ait sonuçların karşılaştırılmasından çapraz terimlerin ihmal edilmesi durumunda, güç spektrum yoğunluk matrisinde köşegen dışı terimlerin göreceli olarak küçük olması nedeniyle yapısal tepkiler için hesaplanan varyans değerlerinde büyük değişiklikler görülmemiştir.

Bu çalışmada yer hareketleri etkisinde, viyadük dinamik davranışının frekans ortamında stokastik analizlerle ve zaman ortamında deterministik yöntemlerle belirlenmesinin yanısıra, yöntemler arasındaki farklılık vurgulanmak istenmiştir. Yapısal davranışı belirlemek üzere deterministik çözümler için her zemin grubunda çok sayıda benzeştirilmiş yer hareketlerine ihtiyaç olmakta ve her birisi için zaman ortamında ayrı ayrı hesap yapılmıştır. Buna karşın stokastik analizlerde yer hareketinin güç yoğunluk spektrumu ile karakterize edilerek viyadük sistemine ait yapısal tepkilerin büyüklükleri ve varyansları elde etmek üzere, kısa zamanda çok daha az bir hesap hacmi ile sonuca ulaşılması, oldukça ekonomik olmakta analiz ve tasarım için bu yöntemin büyük bir üstünlük sağladığı karşılaştırmalardan da anlaşılmaktadır.

Gelecekte yapılması düşünülen çalışmalar:

- Monte Carlo tipi istatistiksel çözümlerle benzetilmiş deprem ivmeleri ile toplumun örnekleme sayısı arttırılabilir.
- Farklı enkesitlere sahip köprülerin stokastik anlamda yapısal tepkilerinin, deterministik dinamik çözümlerle değişiminde deneysel olarak saptanmış sönüm oranları için çözüm yapılarak, her zemin grubu için, sönüm oranı parametresine bağlı olarak araştırma yapılabilir.
- Durağan filtrelenmiş beyaz gürültü ile modellenen kuvvetli yer hareketlerinin kaydedilmiş yer hareketini temsil etmesinde, ivme ve güç spektrumlarının benzer özellikte olmasının yanı sıra, hız ve yerdeğiştirme spektrumları ile yer hareketinin varyansı ve standart sapması gibi çeşitli ölçütleri bakımından yakınlığı da esas alınarak benzeştirme işlemi yapılabilir.

- Köprülerin sonlu eleman modellemesi ve çözümlemesi için planda eğrisel formda teşkil edilmiş köprüler için yüksek mertebeden eleman tipi (kabuk eleman,vb.) kullanılması durumunda, gerçek çözüme daha yakın sonuçların elde edilmesi amacıyla detaylı analizler yapılarak, farklı eleman tiplerinin dinamik davranışda etkisi incelenebilir.
- Güvenirlilik çözümlemesinde belirli bir risk değeri için olasılık esaslı tasarıma imkan veren benzeştirilmiş kuvvetli yer hareketleri ile sistemin herhangi bir noktasındaki yapısal karşılıkları; deprem için öngörülen şiddet, süre ve maksimum genliklere göre hesaplanarak toplum ortalaması ve varyansı belirlenebilir.
- Frekans içeriğinde düşük ve yüksek frekansları düzenleyen filtre fonksiyonları, gözönüne alınan yerin zemin koşullarına uygun olarak, ivme kayıtlarının elde edilmesi amacıyla, zemin özelliklerini daha iyi temsil eden stokastik modellerin yanısıra zemin karakteristikleri için farklı değerler alınarak, kaydedilmiş depremin varyans ve standart sapmalarına yakınlığı sağlayacak değerler araştırılabilir.
- Kaydedilmiş bir yer hareketinin güç spektrumlarıyla karakterize edilerek beyaz gürültü ile stokastik anlamda tanımlanmasının yanı sıra, benzeştirme işleminde yer hareketleri idealize edilmiş zaman serileri ile modellenerek deterministik çözümlerle karşılaştırılmaları yapılabilir.
- Yer hareketinin gerçek davranışı olan uzaysal değişimi dikkate alınarak uzun açıklıklı viyadük sistemine bir faz farkı ile uygulanmasıyla stokastik dinamik analizler gerçekleştirilebilir.
- Viyadük sisteminde burulma etkilerinin önemli olduğu ve daha detaylı hesaplar yapılarak sistem davranışının belirlenmesi için dinamik analizler yürütülebilir.
- Deprem esnasında zemin ortamı viyadük sistemi ile birlikte ele alınarak, zemin-yapı etkileşiminin stokastik dinamik analizlere dahil edilmesi için uygun modeller araştırılabilir.

- Viyadükte herhangi bir doğrultuda, örneğin ayakların birinde eğilme momenti sistem davranışının güç spektrumu elde edilirse, bundan elde edilen varyanslar ve bu davranış spektrumunun ikinci momenti hesaplanarak, ekstrem değerler dağılımı ile ilişki kurulup, zaman tanım alanında elde edilen sonuçlarla karşılaştırılabilir.

KAYNAKLAR

- AASHTO**, 1997. Bearings, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Section 14.
- Adhikari, S. and Manohar, C.S.**, 1999. Dynamic Analysis of Framed Structures with Statistical Uncertainties, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **44**, 1157-1178.
- Ahmed, N.U.**, 2000. A general Mathematical Framework for Stochastic Analysis of Suspension Bridges, *Nonlinear Analysis:Real World Applications*, **1**, 457-483.
- Ates, S., Dumanoglu, A.A. and Bayraktar, A.**, 2005. Stochastic Response Seismically Isolated Highway Bridges with Friction Pendulum Systems to Spatially Varying Earthquake Ground Motions, *Engineering Structures*, **27**, 1843-1858.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- Chaudhuri, S.K. and Shore, S.**, 1977. Dynamic Analysis of Horizontally Curved Box I-Girder Bridges, *Journal of the Structural Division*, **103**(7), 1343-1357.
- Charon, P.**, 1961. Le Calcul Pratique Des Contructions à Inertie Variable: Théorie et Applications, Eyrolles Editeur, Paris.
- Chopra, A. K.**, 1995. Dynamics of Structures, Prentice Hall, New Jersey.
- Chu, K.H. and Pinjarkar, S.G.**, 1971. Analysis of Horizontally Curved Box Girder Bridges, *Journal of the Structural Division*, **97**(10), 2481-2500.

- Clough R.W. and Penzien , J.**, 1993. Dynamics of Structures, Mc-Graw Hill
Second Edition, New York.
- Çakıroğlu, A. ve Çetmeli, E.**, 1974. Yapı Statiği I, İ.T.Ü. Mühendislik-Mimarlık
Fakültesi, cilt I, sayı:102, İstanbul.
- Der Kiureghian A. and Neuenhofer A.**, 1991. A Response Spectrum Method for
Multiple-Support Seismic Excitations, **UCB/EERC-91/08**,
Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering,
University of California, Berkeley, 1991.
- Dicleli, M. and Buddaram, Ş**, 2006. Effect of Isolator and Ground Motion
Characteristics on the Performance of Seismic-Isolated Bridges,
Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Wiley, **35**(2), 233-
250.
- DIN 4141-14**, 1985. Structural Bearings, Laminated Elastomeric Bearings Design
and Construction, *Deutsche Institut für Normung*.
- Dodds, C.J. and Robson, J.D.**, 1973. The description of road surface Roughness,
Journal of Sound Vibration, **31**(2), 175-183.
- Dumanoğlu, A.A. and Soyluk, K.**, 2003. A Stochastic Analysis of Long Span
Structures Subjected to Spatially Varying Ground Motions Including
the Site-Response Effect, *Engineering Structures*, **25**, 1301-1310.
- EC8**, 1994. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, *Eurocode 8*,
Part 1: General Rules, ENV-1993-2.
- Ettouney, M., Hapij, A. and Gajer, R.**, 2001. Frequency-Domain Analysis of
Long-Span Bridges Subjected to Nonuniform Seismic Motions,
Journal of Bridge Engineering, ASCE, **6**(6), 577-586.
- Fafard, M., Laflamme, M., Savard, M. and Bennur M.**, 1998. Dynamic Analysis
of Existing Continuous Bridge, *Journal of Bridge Engineering*,
ASCE, **3**(1), 28-37.

- Gates, H.J.**, 1979. Factors Considered in the Development of the California Seismic Design Criteria for Bridges, *Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges*, University of California, Berkeley, January 29-31, 141-162.
- Godden, W.**, 1979. Seismic Model Studies of Long-Span Curved Bridges, *Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges*, University of California, Berkeley, January 29-31, 409-415.
- Hasgür, Z.**, 1981. Benzetilmiş Depremlerin Zemin Koşullarına Bağlı Olarak Elde Edilmesi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Hasgür, Z.**, 1995. Stochastic Analysis of Bridge Piers with Symmetric Cantilevers Under the Base Accelerations, *Bulletin of the Technical University of İstanbul*, **48**, no.3-4, 657-667.
- Housner, G.W. and Jennings, P.C.**, 1959. Generation of Artificial Earthquakes, *Journal of the Engineering Mechanics Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 117-147.
- Housner, G.W. and Jennings, P.C.**, 1964. Generation of Artificial Earthquakes, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, **90**, 113-150.
- Huang, D., Wang, T.L. and Shahawy, M.**, 1995. Vibration of Thin-Walled Box - Girder Bridges Excited by Vehicles, *Journal of the Structural Engineering*, **121**(9), September, 1330-1337.
- Jennings, P.C., Housner, G.W. and Tsai, N.C.**, 1969. Simulated Earthquake Motions for Design Purposes. *Proc. 4th World Conf. Earthquake Engineering*, **1**(a-1), 145–160. Chilean Association on Seismology and Earthquake Engineering, Chile.
- Kawashima, K.**, 2000. Seismic Design of Reinforced Concrete Bridges, CAST2000, *Conference and Exposition*, Philippine Institute of Civil Engineers and Association of Structural Engineers of the Philippines, Manila, Philippines.

- Kiureghian, A.**, 1980. Structural Response to Stationary Excitation, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, **106**(10), December, 1195-1213.
- Kiureghian, A., Keshishian, P. and Hakopian, A.**, 1997. Multiple Support Response Spectrum Analysis of Bridges including the Site-Response Effect and MSRS Code, *Report no: UCB/EERC-97/02*, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Komodromos, P.**, 2000. Advances in Earthquake Engineering: Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures, WITpress, London.
- Lee, S.C., Latha, V. and Rajaserkan, S.**, 2006. Generation of Artificial Earthquake Motion Records Using Wavelets and Principal Component Analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, **10**, 665-691.
- Lee, S.Y. and Yhim, S.S.**, 2005. Dynamic Behaviour of Long-Span Box Girder Bridges Subjected to Moving Loads: Numerical Analysis and Experimental Verification, *International Journal of Solids and Structures*, **42**, 5021-5035.
- Lim, P.T.K., Kilford, J.T. and Mofatt, K.R.**, 1971. Finite Element Analysis of Curved Box Girder Bridges, *Proceedings of the International Conference at University College, Cardiff*.
- Lin, J.H, Zhang, Y.H., Li, Q.S. and Williams, F.W.**, 2004. Seismic Spatial Effects for Long-Span Bridges, Using the Pseudo Excitation Method, *Engineering Structures*, **26**, 1207-1216.
- Martin, G.R.**, 1979. Seismic Design Considerations for Bridge Foundations and Site Liquefaction Potential, *Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges*, January, 29-31.
- Mikkola, M.J. and Paavola, J.**, 1980. Finite Element Analysis of Box Girders, *Journal of the Structural Division*, June, 1343-1357.

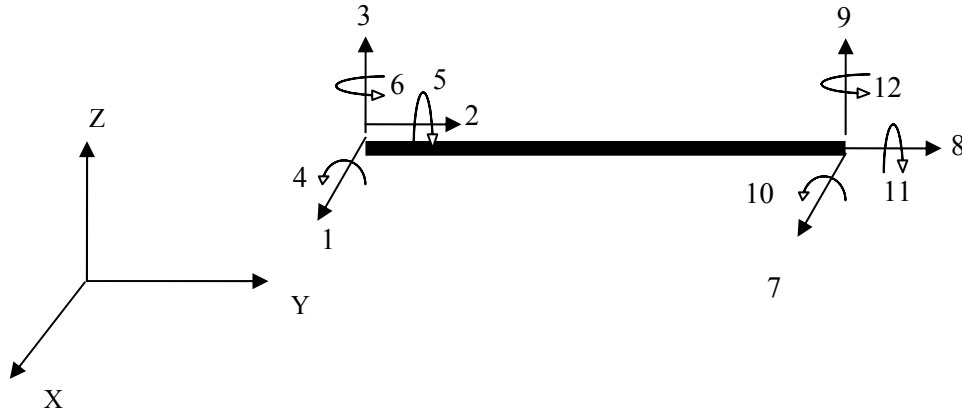
- Mofatt, K.R. and Lim, P.T.K.,** 1977. Some Finite Elements Having Particular Application to Box Girder Bridges, *LABSE Proceedings*, **P-1/77**, 1-12.
- Naeim F. and Kelly J., M.,** 1999. Design of Seismic Isolated Structures, John Wiley & Sons, Inc., U.S.A.
- Ohsaki, Y.,** 1991. Deprem Dalgasının Spektral Analizine Giriş; çev. Muzaffer İpek, TMMOB, İstanbul.
- Pagnini, L.C. and Solari, G.,**1999. Stochastic Analysis of the Linear Equivalent Response of Bridge Piers with Aseismic Devices, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.* **28**, 543-560.
- Pareskeva, T.S., Kappos, A.J. and Sextos A.G.,** 2006. Extension of Modal Pushover Analysis to Seismic Assessment of Bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**, 1269-1293.
- Park, S.W., Ghasemi, H., Shen, J., Somerville, P.G., Yen, W.P. and Yashinsky, M.,** 2004. Simulation of the Seismic Performance of the Bolu Viaduct Subjected to Near-Fault Ground Motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **33**, 1249-1270.
- Pawel, Ś., Róža, S. and Stansław, Ż.,** 2003. Application of the Stokastik Renewal Processes in the Dynamics of Beams under Moving Load, *Proc.Appl. Math. Mech. (PAMM)*, **3**, 505-506.
- Penzien, J.,** 1979. Seismic Analysis of Multi-Span Reinforced Concrete Bridges, *Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges*, January, 29-31.
- Penzien, J. and Lee, M.C.,** 1983. Stochastic Analysis of Structures and Piping Systems Subjected to Stationary Multiple Support Excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **11**, 91-110.
- Priestly, M., J., N., Seible, F. and Calvi, G., M.,** 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., United States of America.

- Razappur, A.G. and Li, H.G.,** 1991. Thin-Walled Multi-Cell Box Girder Finite Element, *Journal of the Structural Engineering* , **117**(10), 2953-2971.
- Rofooei, F.R., Mobarake, A. and Ahmadi, G.,** 2001. Generation of Artificial Earthquake Records With a Stationary Kanai-Tajimi Model, *Engineering Structures*, **23**, 827-837.
- Schuëller, G.I. and Shinozuka, M.,** 1987. Stochastic Methods in Structural Dynamics, Martinus Nijhoff Publishers, Netherlands.
- Shushkewich, K.W.,** 1988. Approximate Analysis of Concrete Box Girder Bridges, *Journal of the Structural Engineering*, **114**(7), 1644-1657.
- Sisodiya, R.G., Cheung, Y.K. and Ghali, A.,** 1972. New Finite Elements with Application to Box Girder Bridges, *Proc. Instn Civ. Engrs, supplement (XVII)*, 207-225.
- Şafak, E. and Eeri, M.,** 1997. Models and Methods to Characterize Site Amplification from a Pair of Records, *Earthquake Spectra*, **13**(1), 97-129.
- Şafak, E., Mueller, C. and Boatwright, J.,** 1987. A Simple Model for Strong Ground Motions and Response Spectra, *Engineering Earthquake and Structural Dynamics*, **16**, 203-215.
- Şafak, E.,** 1995. Discrete-Time Analysis of Seismic Site Amplification, *Journal of Engineering Mechanics*, **121**(7), 801-809.
- Tajimi, H.,** 1960. A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structures, *Proceedings 2nd World Conference, Earthquake Eng.*, **2**, 1467–1482, Science Council of Japan.
- Tayşi, N. ve Özakça, M.,** 2002. Free Vibration Analysis and Shape Optimization of Box-Girder Bridges in Straight and Curved Platform, *Engineering Structures*, **24**, 625-637.

- Tezcan, S.**, 1970. Çubuk Sistemlerin Elektronik Hesap Makineleri ile Çözümü, Arı Kitapevi Matbaası, İstanbul.
- Thomson, W. T.**, 1959. Spectral Aspect of Earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **49**, 91–98.
- Vrouwenvelder, T.**, 2000, Stochastic Modelling of Extreme Action Events in Structural Engineering, *Probabilistic Engineering Mechanics*, **15**, 109-117.
- Yang, C., Y.**, 1985. Random Vibrations of Structures, John Wiley & Sons, U.S.A.
- Yang, L.F. and Leung, A.Y.T.**, 2001. The Stochastic Finite Segment in the Analysis of the Shear-Lag Effect on Box-Girders, *Engineering Structures*, **23**, 1461-1468.

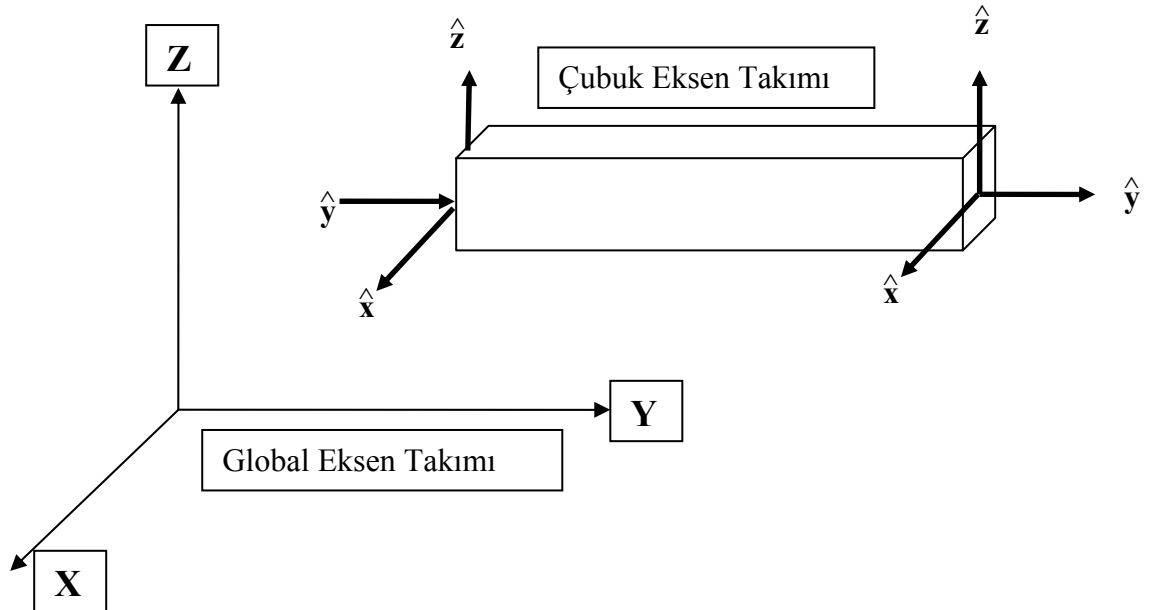
EK-A. SONLU ELEMAN TİPİ VE SERBESTLİKLER

Viyadük sisteminin 3 doğrultuda sonlu ağlar ile ayrıştırılmasında bütün elemanlar için kullanılan sonlu eleman tipine ait düğümlerde tanımlı serbestlikler ve yerel eksen takımı şekil A.1’de gösterilmiştir.



Şekil A.1: Sonlu eleman tipi ve serbestlikler

Yerel eksen takımlarında rijitlik matrisleri oluşturulan elemanların sistem rijitlik matrisinde ifade edilebilmesi amacıyla global eksen takımları belirlenerek, elemanların rijitlik matrisleri Şekil A.2’de yerel ve sistem için gösterilen eksen takımlarında tanımlanmaktadır.



Şekil A.2: Global ve yerel eksen takımları

EK-B. ELEMAN RIJITLIK MATRİSİ

Viyadük sistemindeki sonlu elemanlardan prizmatik üniform kesitli çubuklar için kullanılan simetrik eleman rijitlik matrisi şekil B.1’de verilmiştir.

$$[k]_{\text{eleman}} = \begin{bmatrix} H & 0 & 0 & 0 & 0 & -G & -H & 0 & 0 & 0 & 0 & -G \\ 0 & S & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -S & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D & C & 0 & 0 & 0 & 0 & -D & C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C & A & 0 & 0 & 0 & 0 & -C & B & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & T & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -T & 0 \\ -G & 0 & 0 & 0 & 0 & E & G & 0 & 0 & 0 & 0 & F \\ -H & 0 & 0 & 0 & 0 & G & H & 0 & 0 & 0 & 0 & G \\ 0 & -S & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -D & -C & 0 & 0 & 0 & 0 & D & -C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C & B & 0 & 0 & 0 & 0 & -C & A & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -T & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T & 0 \\ -G & 0 & 0 & 0 & 0 & F & G & 0 & 0 & 0 & 0 & E \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$

$$H=12 \times E \times I_z / L^3$$

$$G=6 \times E \times I_z / L^2$$

$$S=K \times A \times E / L$$

$$D=12 \times E \times I_x / L^3$$

$$C=6 \times E \times I_x / L^2$$

$$A=4 \times E \times I_x / L$$

$$B=2 \times E \times I_x / L$$

$$T=G_0 \times J_0 / L$$

$$E=4 \times E \times I_z / L$$

$$F=4 \times E \times I_z / L$$

$$I_x = BL(i) \times HL(i)^3 / 12 \quad I_z = HL(i) \times BL(i)^3 / 12$$

$HL \geq BL$ olmak üzere,

$$J_0 = HL(i) \times BL(i)^3 \cdot [1 - 0.63 \times BL(i) / HL(i) + 0.052 \times (BL(i) / HL(i))^2] / 3$$

$$G_0 = E / (2 \times (1 + \nu))$$

Şekil B.1: Prizmatik sabit kesitli çerçeve çubuklar için eleman rijitlik matrisi

Değişken kesitli elemanlar için çubuk rijitlik matrislerinin hesabında aşağıda verilen temel rijitlik katsayıları dikkate alınmıştır.

a_i : Çubuğun i ucunda (diğer bütün serbestlikler tutulmuş) birim dönme oluşturmak için bu uçta uygulanması gereken moment.

a_j : Çubuğun j ucunda (diğer bütün serbestlikler tutulmuş) birim dönme oluşturmak için bu uçta uygulanması gereken moment.

b_{ij} : Çubuğun j ucunda (diğer bütün serbestlikler tutulmuş) birim dönme oluşturmak için i ucunda uygulanması gereken moment.

Uzay çubuk çerçeve sonlu elemanı birbirine dik xz ve yz düzlemleri içerisinde bulunduğundan temel rijitlik katsayıları birbirine dik iki düzlemde oluşur. Katsayıların hesabı için şekil B.2’de gösterilen birim yükleme sabitlerinden yararlanılır.

$$\alpha_i = \frac{L}{EI_0} c_1 \quad \beta = \frac{L}{EI_0} c_3 \quad (B.1)$$

$$\beta = \frac{L}{EI_0} c_3 \quad \alpha_j = \frac{L}{EI_0} c_2 \quad (B.2)$$

Şekil B.2: Değişken kesit elastiklik katsayıları için birim yüklemeler

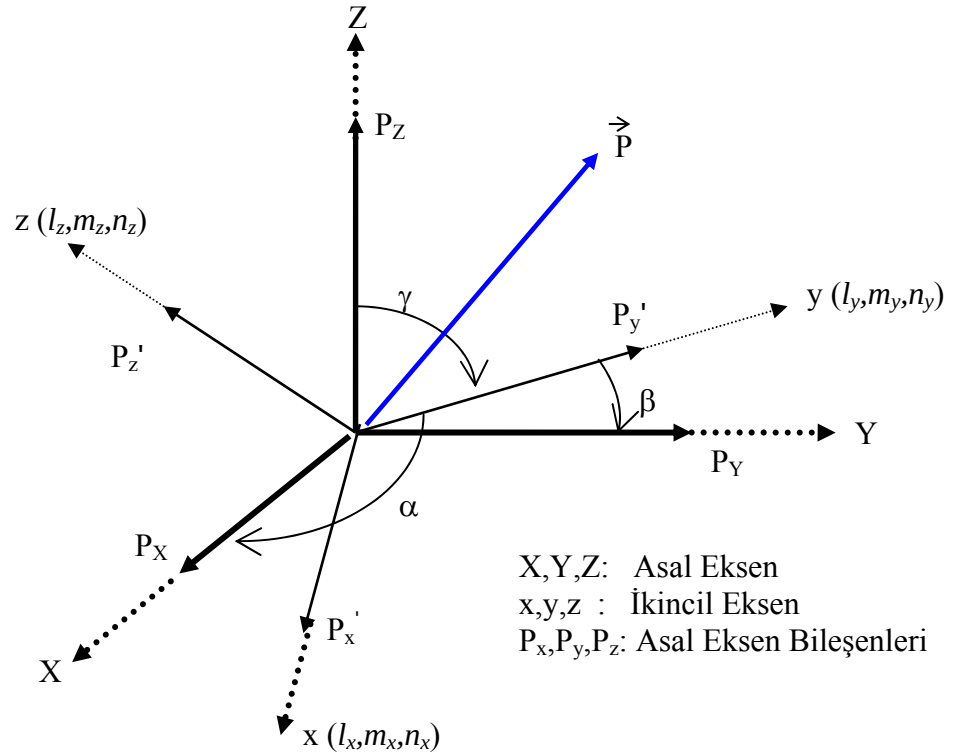
$$\left. \begin{aligned} i &= \frac{I_0}{I_A}, \quad c = \frac{1}{\sqrt[3]{i}} - 1 \\ c_1 &= \frac{g^3}{c^3} (\ln(c+1) - c(1 - \frac{c}{2})) + \frac{1-g^3}{3} \\ c_2 &= 1 - \frac{gc(2c+3)}{2(c+1)^2} - c_1 - 2c_3 \\ c_3 &= \frac{g^2}{2(c+1)} + \frac{1-g^2}{2} - c_1 \end{aligned} \right\} \text{alınmak kaydı ile} \quad (B.3)$$

$$d = \begin{bmatrix} i & j \\ \alpha_i & \beta \\ \beta & \alpha_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 & c_3 \\ c_3 & c_2 \end{bmatrix} \quad (\text{Elastiklik matrisi}) \quad (B.4)$$

$$k = d^{-1} = \frac{1}{|d|} \begin{bmatrix} c_2 & -c_3 \\ c_3 & c_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_i & b_{ij} \\ b_{ji} & a_j \end{bmatrix} \quad (\text{Rijitlik matrisi}) \quad (B.5)$$

EK-C. DÖNÜŞÜM MATRİSİ

Elemanların kendi eksen takımlarındaki büyüklükler global eksen takımında doğrultu kosinüsleri ile tanımlanmaktadır. Burada doğrultu kosinüsleri l , m ve n harfleri ile gösterilmiştir. l_x , m_x , n_x indisli terimleri eğik x ekseninin XYZ ortak eksenine göre doğrultu kosinüsünü ifade etmektedir.



Şekil C.1: Eksen takımları ve doğrultu kosinüsleri

Bu durumda doğrultu xyz eksenin XYZ eksenlerine göre doğrultu kosinüsleri l_x , m_x , n_x , l_y , m_y , n_y , l_z , m_z , n_z olacaktır. Şekil C.1’de iki eksen takımına göre bileşenlere ayrılmış bir $\vec{P}$ kuvveti ile, eksenlerin birbirleri ile yaptığı açılar ve doğrultu kosinüsleri verilmiştir. y ekseninin pozitif yönü için sırasıyla X,Y,Z eksenlerinin pozitif yönleri ile yaptığı açının doğrultu kosinüsleri,

$$\left. \begin{aligned} l_y &= \cos \alpha \\ m_y &= \cos \beta \\ n_y &= \cos \gamma \end{aligned} \right\} \quad (C.1)$$

kullanılarak ortogonal dönüşüm denklemi,

$$\begin{bmatrix} P'_x \\ P'_y \\ P'_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \end{bmatrix} \Rightarrow \{P'\}_{xyz} = [t] \cdot \{P\}_{XYZ} \quad (C.2)$$

$$\{P\}_{XYZ} = [t]^T \cdot \{P'\}_{xyz} \quad (C.3)$$

elde edilir. Dönüşüm matrisi,

$$[t] = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{m_y}{Q} & \frac{-l_y}{Q} & 0 \\ l_y & m_y & n_y \\ \frac{-l_y n_y}{Q} & \frac{-m_y n_y}{Q} & Q \end{bmatrix} \quad (C.4)$$

olarak ifade edilir ve ilgili terimler denklem (C.5)'de verilmiştir.

$$\left. \begin{aligned} Q &= +\sqrt{1-n_y^2} \\ l_y &= (x_j-x_i)/L \\ m_y &= (y_j-y_i)/L \\ n_y &= (z_j-z_i)/L \\ L &= [(x_j-x_i)^2 + (y_j-y_i)^2 + (z_j-z_i)^2]^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (C.5)$$

Düşey çubuklarda $n_y = 1$ dolayısıyla $Q = 0$ olduğundan doğrultu kosinüslerini içeren $[t]$ matrisinde belirsiz terimler ortaya çıkar. Bu durumda $[t]$ matrisi,

$$[t] = \begin{bmatrix} n_y & 0 & 0 \\ 0 & 0 & n_y \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix}_{3 \times 3} \quad (Q = 0) \quad (C.6)$$

şeklinde hesaplanır. Doğrultu kosinüsleri matrisinden hareketle çubuk dönüşüm matrisi $[T]$, 12 serbestlikli eleman rijitlik matrisi için (C.7)'deki gibi yazılabilir.

$$[T] = \begin{bmatrix} [t] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [t] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [t] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [t] \end{bmatrix}_{12 \times 12} \quad (C.7)$$

Genel anlamda çubuğun doğrultu kosinüsleri matrisi hesabı, çubuk uç koordinatlarına ek olarak β atalet eksenleri konum açısının belirlenmesi gerekir. Düzlem çerçeveler ve ızgara sistemlerde olduğu gibi çubuğun tanımlı olan eksen

takımları ile özel eksen takımları çakıştığı için konum açısı β sıfır olarak alınır. β açısının sıfır olması, denklem (C.8)'de verilen $[t_1]$ matrisinin birim matris olmasına ve dönüşüm matrisinin $[t]=[t_2]$ olmasına karşı gelir. Konum açısı, çubuğun i ucundan j ucuna doğru bakarken z_0 özel ekseninin pozitif yönünden itibaren, verilen z atalet ekseninin pozitif yönüne doğru, saat akrebi yönünde en kesit düzlemi içinde ölçülen açıdır. Bir başka deyişle, çubuğun atalet eksenlerinin en kesit düzlemi içindeki konumunu tayin eden açı olarak tanımlanabilir. Bu durumda dönüşüm matrisinin genel formunun hesabı için gerekli matrisler,

$$[t_1] = \begin{bmatrix} \cos \beta & 0 & -\sin \beta \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \beta & 0 & \cos \beta \end{bmatrix} \quad (C.8)$$

$$[t_2] = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{m_y}{Q} & \frac{-l_y}{Q} & 0 \\ l_y & m_y & n_y \\ \frac{-l_y n_y}{Q} & \frac{-m_y n_y}{Q} & Q \end{bmatrix} \quad (C.9)$$

esas alınarak dönüşüm matrisi genel formu,

$$[t] = [t_1][t_2] = \begin{bmatrix} \frac{m_y a - l_y n_y b}{Q^2} & -\frac{l_y a + m_y n_y b}{Q^2} & b \\ l_y & m_y & n_y \\ -\frac{l_y n_y a + m_y b}{Q^2} & \frac{l_y b - m_y n_y a}{Q^2} & a \end{bmatrix} \quad (C.10)$$

denklem (C.10) ile hesaplanır. Burada geçen katsayılar,

$$\left. \begin{aligned} a &= Q \cos \beta \\ b &= -Q \sin \beta \\ Q &= \sqrt{1 - n_y^2} \end{aligned} \right\} \quad (C.11)$$

şeklinde ifade edilmiştir. Uzay çerçeve çubuğu için transformasyon matrisi denklem (C.10) ile verilen t matrisi yardımıyla denklem (C.12)'de verilen matris ile hesaplanabilir.

$$[T] = \begin{bmatrix} [t] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [t] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [t] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [t] \end{bmatrix}_{12 \times 12} \quad (C.12)$$

EK-D. FREKANS DAVRANIŞ FONKSİYONU İNTEGRAL İFADELERİ

Yapısal tepkilerin varyanslarının belirlenmesi amacıyla mevcut kompleks frekans davranış fonksiyonunun integralinin hesabında sabit değerler olan $K_m=1$ ve $K_n=1$ alınarak Residu yöntemi ile çözümü aşağıda verilmiştir.

$$\text{Solve}[(1 + 2I\xi_m(\omega/\omega_m) - (\omega/\omega_m)^2) * (1 - 2I\xi_n(\omega/\omega_n) - (\omega/\omega_n)^2) == 0, \omega]$$

$$\left\{ \left\{ \omega \rightarrow i\xi_m\omega_m - \sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} \right\}, \left\{ \omega \rightarrow i\xi_m\omega_m + \sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} \right\} \right. \\ \left. \left\{ \omega \rightarrow -i\xi_n\omega_n - \sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2} \right\}, \left\{ \omega \rightarrow -i\xi_n\omega_n + \sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2} \right\} \right\}$$

Residu:

$$\begin{aligned} & \{ -(i\omega_m^2\omega_n^2)/(2\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} (i\omega_m^2 - 2i\xi_m^2\omega_m^2 + 2\xi_m\omega_m\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} \\ & - 2i\xi_m\xi_n\omega_m\omega_n + 2\xi_n\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2}\omega_n - i\omega_n^2)), \\ & -(i\omega_m^2\omega_n^2)/(2\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} (-i\omega_m^2 + 2i\xi_m^2\omega_m^2 + 2\xi_m\omega_m\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} \\ & + 2i\xi_m\xi_n\omega_m\omega_n + 2\xi_n\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2}\omega_n + i\omega_n^2)), \\ & (i\omega_m^2\omega_n^2)/(2\sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2} (i\omega_m^2 + 2i\xi_m\xi_n\omega_m\omega_n - i\omega_n^2 + 2i\xi_n^2\omega_n^2 + 2\xi_m\omega_m\sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2} \\ & + 2\xi_n\omega_n\sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2})), \\ & (i\omega_m^2\omega_n^2)/(2\sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2} (-i\omega_m^2 - 2i\xi_m\xi_n\omega_m\omega_n + i\omega_n^2 - 2i\xi_n^2\omega_n^2 + 2\xi_m\omega_m\sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2} \\ & + 2\xi_n\omega_n\sqrt{\omega_n^2 - \xi_n^2\omega_n^2}))) \} \end{aligned}$$

$$2\pi I\{1,1,0,0\} // \text{Expand}$$

$$\begin{aligned} & (\pi\omega_m^2\omega_n^2)/(2\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} (i\omega_m^2 - 2i\xi_m^2\omega_m^2 + 2\xi_m\omega_m\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} \\ & - 2i\xi_m\xi_n\omega_m\omega_n + 2\xi_n\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2}\omega_n - i\omega_n^2)) + \\ & (\pi\omega_m^2\omega_n^2)/(2\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} (-i\omega_m^2 + 2i\xi_m^2\omega_m^2 + 2\xi_m\omega_m\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2} \\ & + 2i\xi_m\xi_n\omega_m\omega_n + 2\xi_n\sqrt{\omega_m^2 - \xi_m^2\omega_m^2}\omega_n + i\omega_n^2)) \end{aligned}$$

EK-E. DALGA FORMUNUN GÜÇ SPEKTRUMU

Durağan rasgele bir toplumun örnek dalga formu olarak $p(t)$ işleyimi gözönüne alınır ve buna Fourier dönüşümü uygulanırsa frekans bileşenlerine ayrılabilir. Eğer bu dalga $-s/2 < t < s/2$ gibi sonlu bir aralıkta temsil ediliyorsa Fourier serileri ile ifade edilebilir.

$$p(t) = \sum_{-\infty}^{\infty} C_{nr} e^{in\omega_0 t} \quad (E.1)$$

$$C_{nr} = \frac{1}{s} \int_{-s/2}^{s/2} p(t) e^{-in\omega_0 t} dt \quad \omega_0 = 2\pi/s \quad (E.2)$$

$p(t)$ periyodik ise bu denklem integrasyon aralığı tam bir periyot aralığı alınması şartıyla tüm dalga formunu kesin olarak temsil eder. Ayrık harmoniklerden oluşan bu tip dalga formları $\omega_0, 2\omega_0, 3\omega_0, \dots, n\omega_0$ açısal frekanslarına sahiptir. Bunlara karşı gelen sonlu genlikler hesaplanır ve rasgele işleyimin Fourier dönüşümü ile frekans bileşenlerine ayrılırsa,

$$S_{pr}(\omega) = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{\left| \int_{-s/2}^{s/2} p(t) \exp(-i\omega t) dt \right|^2}{2\pi s} \quad (E.3)$$

$p(t)$ işleyiminin güç spektrum yoğunluk fonksiyonu elde edilir. Her bir bileşenin katkısı gözönüne alınarak bütün toplumun güç spektrum yoğunluk fonksiyonu ile,

$$\langle p_r(t)^2 \rangle = S_p(\omega) = \lim_{n \rightarrow \infty} \sum_{r=1}^n S_{pr}(\omega) \quad (E.4)$$

karesel değişim hesaplanır. Mühendislik problemlerinde ergodik işleyimlerde $S_{pr}(\omega)$ fonksiyonu, s değerinin artmasıyla hızlıca limit değerine ulaşmakta böylece dalga formunun kısa bir örnekleme ile yeterli hassasiyet elde edilebilir

ÖZGEÇMİŞ

Fevzi SARITAŞ, 1972 yılında Konya’da doğmuştur. Orta öğrenimini 1990 yılında Konya Lisesi’nde tamamlamıştır. 1994 yılında Anadolu Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden mezun olmuş ve 1996 yılında yüksek lisansını tamamlamış ve aynı yıl Pamukkale Üniversitesinde araştırma görevliliğine başlamıştır. 1997 yılında askerlik hizmetini yerine getirmesinin ardından 1998 yılında İstanbul Teknik Üniversitesinde doktora öğrenimine başlamıştır. 2000 yılında İstanbul Teknik Üniversitesinde araştırma görevliliği kadrosuna atanmış olup halen bu kurumda araştırma görevlisi olarak çalışmaktadır.