

67000

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ASMA KÖPRÜLERİN GEOMETRİK OLARAK LİNEER OLMAYAN VE  
ELASTİK ZEMİN ANALOJİSİ İLE DİNAMİK ANALİZİ

İnş. Müh. Süleyman ADANUR

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

" İnşaat Yüksek Mühendisi "

Ünvanı Verilmesi için Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 14.07.1997

Tezin Sözlü Savunma Tarihi : 01.08.1997

Tezin Danışmanı : Prof. Dr. A.Aydın DUMANOĞLU

Jüri Üyesi : Doç. Dr. Alemdar BAYRAKTAR

Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Ayşe DALOĞLU

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Fazlı ARSLAN

Temmuz 1997  
TRABZON

T.C. YÜZSEKÖĞRETİM KURULU  
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

## ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Asma Köprülerin Geometrik Olarak Lineer Olmayan ve Elastik Zemin Analijisi ile Dinamik Analizi konulu çalışmayı bana önererek; çalışmamı başlangıcından sonuna kadar sürekli takip edip, çalışmam boyunca bana araştırma zevki ve bilimsel düşünce disiplini aşıl原因an, tezimin her aşamasında bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım, zor günlerimde bana moral ve destek sağlayan yönetici Hocam Sayın Prof. Dr. A.Aydın DUMANOĞLU'na saygı ve şükranlarımı sunmayı zevkli bir görev sayarım.

Çalışmalarım boyunca çok büyük desteklerini gördüğüm, bilgi ve deneyimlerinden faydalandığım Hocam, Sayın Doç. Dr. Alemdar BAYRAKTAR'a teşekkürlerimi sunmayı büyük bir borç bilirim.

Öğrenim hayatım boyunca üzerimde emeği bulunan tüm hocalarımı saygıyla anar, kendilerine minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Çalışmalarımın her anında çok büyük yardımlarını gördüğüm Araş. Gör. Mehmet AKKÖSE'ye ve çalışmalarım sırasında bana destek olan Dr. A.Vatani OSKOUEL, Araş. Gör. Kurtuluş SOYLUK, Araş. Gör. Volkan KAHYA ve İnş. Müh. Şevket ATEŞ'e teşekkür ederim.

Çalışmalarım süresince beni destekleyip, büyük bir sabır ve şevkat gösteren ailemin tüm fertlerine ve nişanlıma müteşekkir olduğumu belirtir, bu çalışmanın ülkemize yararlı olmasını temenni ederim.

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
ÖZET.....	VII
SUMMARY.....	VIII
ŞEKİL LİSTESİ.....	IX
TABLO LİSTESİ.....	XIV
SEMBOL LİSTESİ.....	XV
<b>1. GENEL BİLGİLER.....</b>	<b>1</b>
1.1. Giriş.....	1
1.1.1. Asma Köprülerin İnşasında Tarihsel Gelişim.....	1
1.1.2. Asma Köprülerin Temel Özellikleri ve Elemanları.....	5
1.1.2.1. Kuleler.....	5
1.1.2.2. Ankrajlar.....	5
1.1.2.3. Kablolar.....	6
1.1.2.4. Askılar.....	7
1.1.2.5. Tabliye.....	7
1.1.3. Asma Köprülerle İlgili Daha Önce Yapılmış Çalışmalar.....	7
1.1.4. Çalışmanın Kapsamı.....	13
1.2. Asma Köprülerin Genel Dinamik Analiz Formülasyonu.....	14
1.2.1. Zaman Süreci Analiz Formülasyonu.....	14
1.2.1.1. Doğal Frekans ve Modların Hesabı.....	15
1.2.1.2. Mod Süperpozisyonu Yöntemi.....	18
1.2.2. Davranış Spektrumu Analiz Formülasyonu.....	20
1.2.3. Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Sistemlerin Dinamik Analiz Formülasyonu.....	23
1.3. Geometrik Olarak Lineer Olmayan Rijitlik Matrisinin Elde Edilişi.....	27
1.4. Kablo Formülleri ile Asma Köprü Frekansları.....	35
1.5. Asma Köprülerin Elastik Zemin Analojisi Formülasyonu.....	39

	<u>Sayfa No</u>
<b>2. YAPILAN ÇALIŞMALAR</b> .....	42
2.1. Boğaziçi Köprüsü'nün Yapısal Özellikleri .....	42
2.2. Boğaziçi Köprüsü'nün İki Boyutlu Sonlu Eleman Modeli .....	45
2.3. Yer Hareketinin Seçimi .....	48
2.4. Asma Köprülerin Kablo Formülleri ile Frekans Hesabı .....	48
2.5. Asma Köprülerin Lineer Dinamik Analizi .....	50
2.6. Asma Köprülerin Geometrik Olarak Lineer Olmayan Dinamik Analizi .....	50
2.7. Asma Köprülerin Elastik Zemin Analjisi ile Çözümü .....	51
2.8. Asma Köprülerin Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analizi .....	52
<b>3. BULGULAR VE İRDELEMELER</b> .....	54
3.1. Kablo Formülleri ile Frekanslar .....	54
3.2. Mod Sayısı .....	54
3.3. San Fernando Depremi Kullanılarak Elde Edilen Bulgular .....	66
3.3.1. Yerdeğiştirmeler .....	66
3.3.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri .....	66
3.3.1.2. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri .....	67
3.3.2. Eğilme Momentleri .....	69
3.3.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri .....	69
3.3.2.2. Kule Eğilme Momentleri .....	69
3.3.3. Kesme Kuvvetleri .....	70
3.3.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri .....	70
3.3.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri .....	71
3.3.4. Normal Kuvvetler .....	71
3.3.4.1. Kule Normal Kuvvetleri .....	71
3.4. Erzincan Depremi Kullanılarak Elde Edilen Bulgular .....	83
3.4.1. Yerdeğiştirmeler .....	83
3.4.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri .....	83
3.4.1.2. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri .....	84
3.4.2. Eğilme Momentleri .....	84
3.4.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri .....	84

	<u>Sayfa No</u>
3.4.2.2. Kule Eğilme Momentleri.....	85
3.4.3. Kesme Kuvvetleri.....	85
3.4.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri .....	85
3.4.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri.....	86
3.4.4. Normal Kuvvetler.....	86
3.4.4.1. Kule Normal Kuvvetleri.....	86
3.6. Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analiz Bulguları .....	96
3.6.1. Düşey Doğrultuda Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analiz Bulguları .....	96
3.6.1.1. Yerdeğiştirmeler.....	96
3.6.1.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri .....	96
3.6.1.1.2. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri .....	97
3.6.1.2. Eğilme Momentleri .....	97
3.6.1.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri .....	97
3.6.1.2.2. Kule Eğilme Momentleri.....	97
3.6.1.3. Kesme Kuvvetleri.....	98
3.6.1.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri .....	98
3.6.1.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri.....	98
3.6.1.4. Normal Kuvvetler.....	98
3.6.1.4.1. Kule Normal Kuvvetleri.....	98
3.6.2. Yatay Doğrultuda Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analiz Bulguları .....	99
3.6.2.1. Yerdeğiştirmeler.....	99
3.6.2.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri .....	99
3.6.2.1.2. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri .....	99
3.6.2.2. Eğilme Momentleri .....	100
3.6.2.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri .....	100
3.6.2.2.2. Kule Eğilme Momentleri.....	100
3.6.2.3. Kesme Kuvvetleri.....	101
3.6.2.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri .....	101

	<b><u>Sayfa No</u></b>
3.6.2.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri.....	101
3.6.2.4. Normal Kuvvetler.....	101
3.6.2.4.1. Kule Normal Kuvvetleri.....	101
<b>4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER .....</b>	<b>109</b>
<b>5. KAYNAKLAR.....</b>	<b>111</b>
<b>6. ÖZGEÇMİŞ.....</b>	<b>118</b>



## ÖZET

Asma köprüler mühendislik açısından önemli yapılardır. Gerek büyük açıklıkların geçilmesi (>550 m) ve gerekse köprü altında kalan alanların rahatça kullanılabilmesi için asma köprüler inşa edilmektedir. Asma köprülerin analizleri tabliye, kule ve kablolarının davranışlarının değişikliği nedeni ile uygun bir analitik model üzerinde gerçekleştirilmelidir. Bu amaç için asma köprülerin matematik modelleri geometrik olarak lineer olmayan analizi içermelidir.

Bu çalışmada teorinin uygulanışı için Boğaziçi Köprüsü matematiksel model olarak seçilmiştir. Köprünün lineer, geometrik olarak lineer olmayan, elastik zemin analogisi ile basitleştirilmiş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumlarındaki dinamik analizleri Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizler sırasında dinamik dış etki olarak 1971 San Fernando depreminin S16E bileşeni ve 1992 Erzincan depreminin Doğu-Batı bileşeni kullanılmıştır. Bu amaçla, tezin birinci bölümünde, asma köprülerin inşa ve analizindeki tarihsel gelişim, genel dinamik analiz formülasyonu, zıt-fazlı yer hareketine maruz dinamik analiz formülasyonu, kablo formülleri ile frekans hesabı ve elastik zemin analogisi formülasyonu konuları ele alınmıştır. İkinci bölümde, Boğaziçi Köprüsü tanıtılarak matematik modeli oluşturulmuş ve analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda elde edilen bulgular ve bu bulgularla ilgili irdelemeler üçüncü bölümde açıklanırken, sonuçlar ve öneriler dördüncü bölümde sunulmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Asma Köprü, Deprem, Dinamik Analiz, Lineer Analiz, Geometrik Olarak Lineer Olmayan Analiz, Elastik Zemin Analogisi, Zıt-fazlı Yer Hareketi, Zaman Süreci Yöntemi, CQC Yöntemi

## SUMMARY

### THE DYNAMIC ANALYSIS OF SUSPENSION BRIDGES WITH GEOMETRICALLY NONLINEARITY AND ELASTIC FOUNDATION ANALOGY

Suspension bridges are important structures in engineering. They are built for both acrossing the long spans (>550m) and giving to rise to the usage of domains under the bridge. Analysis of suspension bridges must be done on the best possible analytical model since deck, towers and cables show different pattern of motion. Therefore, analysis of suspension bridges are carried out by using geometrically nonlinearity adopted in the mathematical model.

In this study, the Bosphorus Suspension Bridge is selected as mathematical model, for which dynamic analyses are carried out by both Time-History and CQC methods, where geometrically nonlinearity and simplified elastic foundation analogy are utilised. Besides anti-phase ground motion is considered. For the analyses, S16E component of 1971 San Fernando earthquake and East-West component of 1992 Erzincan earthquake are used as ground motion. With this aim, in the first chapter, the historical developments of suspension bridges in terms of construction and analysis are explained. Then, the formulation of general dynamic analysis, with in-phase and anti-phase ground motion, calculation of frequencies by a closed formed cable formulas, and formulation of elastic foundation analogy are presented. In the second chapter, the Bosphorus Suspension Bridge as well as its mathematically model are introduced. The results obtained from the analyses are presented and discussed in the third chapter; conclusions drawn from these findings and suggestions are presented in the fourth chapter.

**Key Words :** Suspension Bridge, Earthquake, Dynamic Analysis, Linear Analysis, Geometrically Nonlinear Analysis, Elastic Foundation Analogy, Anti-Phase Ground Motion, Time History Method, CQC Method



## ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1 . Eş-fazlı yatay ve düşey yer hareketine maruz asma köprü .....	24
Şekil 2 . Zıt-fazlı yatay ve düşey yer hareketine maruz asma köprü .....	24
Şekil 3 . Yatay zıt-fazlı yer hareketine maruz asma köprü'nün $r_1$ ve $r_2$ vektörleri .....	25
Şekil 4 . Kiriş elemana ait yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri .....	32
Şekil 5 . Asılı kablo ve salınım yapmış hali .....	36
Şekil 6 . $k$ elastik zemin modülü ile yüklü elastik kiriş .....	41
Şekil 7 . Boğaziçi Köprüsü genel görünüşü.....	44
Şekil 8 . Boğaziçi Köprüsü düğüm noktaları numaralandırılması .....	46
Şekil 9 . Boğaziçi Köprüsü iki boyutlu matematik modeli.....	47
Şekil 10 . 1971 San Fernando depremi S16E bileşeni yer hareketi (Pacoima Baraj kaydı).....	49
Şekil 11 . 1992 Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeni yer hareketi .....	49
Şekil 12 . Frekans oranlarının iterasyon sayısı ile değişimi .....	51
Şekil 13 . Boğaziçi Köprüsü elastik zemine oturan elastik kiriş modellemesi .....	53
Şekil 14 . Lineer analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar .....	56
Şekil 15 . Geometrik olarak lineer olmayan analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar.....	59
Şekil 16 . Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analogisi ile hesaplanan mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar.....	64
Şekil 17 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri.....	72
Şekil 18 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri.....	73
Şekil 19 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.....	73

Şekil 20 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri .....	74
Şekil 21 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri .....	74
Şekil 22 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında kule tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi .....	75
Şekil 23 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri .....	75
Şekil 24 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri.....	76
Şekil 25 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası eğilme momentinin zamanla değişimi.....	76
Şekil 26 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci Yöntemiyle hesaplanan eğilme momentleri.....	77
Şekil 27 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC Yöntemi ile hesaplanan eğilme momentleri .....	77
Şekil 28 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında Avrupa yakası kule tepe noktası eğilme momentinin zamanla değişimi .....	78
Şekil 29 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri.....	78
Şekil 30 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri.....	79

Şekil 31 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası kesme kuvvetinin zamanla değişimi .....	79
Şekil 32 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri.....	80
Şekil 33 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri.....	80
Şekil 34 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında Avrupa yakası kulesi tepe noktası kesme kuvvetinin zamanla değişimi .....	81
Şekil 35 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri.....	81
Şekil 36 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri.....	82
Şekil 37 . San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında Avrupa yakası kule tepe noktası normal kuvvetinin zamanla değişimi .....	82
Şekil 38 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri.....	87
Şekil 39 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri.....	88
Şekil 40 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi .....	88
Şekil 41 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri.....	89
Şekil 42 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri.....	89

Şekil 43 . Erzincan Depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri.....	90
Şekil 44 . Erzincan Depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri.....	90
Şekil 45 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası eğilme momentinin zamanla değişimi.....	91
Şekil 46 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman süreci yöntemiyle hesaplanan eğilme momentleri .....	91
Şekil 47 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan eğilme momentleri.....	92
Şekil 48 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri.....	92
Şekil 49 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri.....	93
Şekil 50 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası kesme kuvvetinin zamanla değişimi.....	93
Şekil 51 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri .....	94
Şekil 52 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri .....	94
Şekil 53 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri .....	95
Şekil 54 . Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri .....	95
Şekil 55 . Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye düşey yerdeğiştirmeleri .....	102
Şekil 56 . Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait yatay yerdeğiştirmeleri.....	102
Şekil 57 . Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye eğilme momentleri.....	103

**Sayfa No**

Şekil 58 . Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait eğilme momentleri .....	103
Şekil 59 . Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye kesme kuvvetleri.....	104
Şekil 60 . Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait kesme kuvvetleri .....	104
Şekil 61 . Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait normal kuvvetler .....	105
Şekil 62 . Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye düşey yerdeğiştirmeleri .....	105
Şekil 63 . Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait yatay yerdeğiştirmeler.....	106
Şekil 64 . Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye eğilme momentleri.....	106
Şekil 65 . Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait eğilme momentleri .....	107
Şekil 66 . Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye kesme kuvvetleri.....	107
Şekil 67 . Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait kesme kuvvetleri .....	108
Şekil 68 . Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait normal kuvvetler .....	108

## TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1 . Boğaziçi Köprüsü'ne ait elemanların kesit özellikleri.....	45
Tablo 2 . Kablo formülleri ve geometrik bakımdan lineer olmayan analiz ile bulunan frekans değerlerinin karşılaştırılması.....	54
Tablo 3 . Lineer, geometrik olarak lineer olmayan ve daha önce yapılmış çalışmalarda hesaplanmış frekans değerleri.....	55
Tablo 4 . Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analogisi ile hesaplanan frekansları .....	62



## SEMBOL LİSTESİ

<b>C</b>	: Sistem sönüm matrisi
<b>d</b>	: Kablo orta noktasındaki sehim
<b>ds</b>	: Yay uzunluğu
<b>E</b>	: Elastisite modülü
<b>f</b>	: Frekans
<b>g</b>	: Yer çekim ivmesi ( $g=9.81\text{m/s}^2$ )
<b>I</b>	: Atalet momenti
<b>k</b>	: Elastik zemin modülü
$\bar{k}$	: Yay rijitliği
<b>K</b>	: Sistem rijitlik matrisi
<b>l</b>	: Kablo boyu, eleman uzunluğu
<b>L</b>	: Köprü açıklık uzunluğu
<b>m</b>	: Kablo birim boy kütlesi
<b>M</b>	: Sistem kütle matrisi
<b>P</b>	: Dış kuvvet
<b>r</b>	: Zahiri-statik etki katsayısı vektörü veya zemin yerdeğiştirmelerinin şekil vektörü
<b>t</b>	: Zaman
<b>T</b>	: Kablo çekme kuvveti
<b>u</b>	: Harmonik hareket genliği, yatay yerdeğiştirme
<b>U</b>	: Yerdeğiştirme vektörü
<b>v</b>	: Düşey yerdeğiştirme
<b>Y</b>	: Genelleştirilmiş koordinatlar
<b>w</b>	: Köprü tabliyesi birim uzunluğunun ağırlığı
<b>m<sub>i</sub></b>	: i'inci genelleştirilmiş kütle
<b>R<sub>rg</sub></b>	: Doğrultu vektörü
<b>S<sub>a</sub></b>	: İvme davranış spektrumu
<b>S<sub>d</sub></b>	: Yerdeğiştirme davranış spektrumu
<b>S<sub>v</sub></b>	: Hız davranış spektrumu

- $T_n$  : Doğal periyot
- $U_{dr}$  : Yerdeğiştirme vektörü
- $u_{ij}$  : i'inci düğüm noktasında j'inci açısal frekanstan meydana gelen genlik
- $u_j$  : j'inci açısal frekanstan meydana gelen genlik vektörü
- $\omega_n$  : Doğal açısal frekans
- $\omega_i$  : i'inci doğal açısal frekans
- $\dot{U}$  : Hız vektörü
- $\dot{U}_{dr}$  : Hız vektörü
- $\ddot{U}$  : İvme vektörü
- $\ddot{U}_{dr}$  : İvme vektörü
- $\ddot{u}_g(t)$  : Yer ivmesi
- $\ddot{u}_g(\tau)$  : Yer ivmesi
- $\ddot{u}_{sg}$  : Yer hareket ivmesi
- $\alpha$  : Faz açısı, amirik bir katsayı
- $\Delta T$  : Kablo çekme kuvveti artışı
- $\delta$  : Deprem doğrultu vektörü
- $\phi$  : Sistem titreşim modları matrisi
- $\phi_i$  :  $\phi$  matrisinde i'inci moda karşılık gelen kolon
- $\xi$  : Sönüm oranı
- $\xi_i$  : i'inci mod için sönüm oranı



# 1. GENEL BİLGİLER

## 1.1. Giriş

### 1.1.1. Asma Köprülerin İnşasında Tarihsel Gelişim

Asma köprüler, tekniğin geliştirdiği yeni buluşlardan olmayıp, en eski çelik köprü türüdür. Doğu Asya, Güney Amerika ve Ekvator Afrika'sında çok eski zamanlarda, ilkel şekilde asma köprüler kullanılmıştır. 4. yüzyılda yazılmış bir eserde [1,2], İndüs Nehri üzerinde, Swat yakınlarında halatlı bir köprüden bahsedilmektedir.

Assam'daki ilkel asma köprülerde kule olarak ağaçlar kullanılmış ve bunlar hintkamışından (bambu) inşa edilerek düşey çubuklarla bir veya iki ana kabloya asılmışlardı. Benzer köprülere Himalayalar'da ve Burma gibi bazı Güneydoğu Asya bölgelerinde rastlanır. Bu köprülerin bazılarının kabloları söğüt veya üzüm asmasından yapılmıştır. F.W. Robins bu ilkel köprülerden bazılarının fotoğraflarını basmıştır. Bu köprülerden Jawa'da bulunan bir tanesi şekil olarak oldukça modern görünümlüdür [1,2].

Asma köprüler Güney Amerika'da, İnkalar tarafından eskiden beri kullanılmaktaydı. Kablolar öd ağacı veya burulmuş söğütten yapılmış, kuleler doğal kayalardan oluşturulmuş ve ankrajlar kayalara monte edilen kalın ahşap enleme kirişlere kabloları bağlamak suretiyle inşa edilmişti. Bu köprülerin bir kaç yıl arayla onarılması ve kablolarının yenilenmesi zorunluydu. Yakın köylüler bu bakım çalışmasından sorumlu tutuluyordu [1,2].

Ekvator Afrika'sı yerlileri, ağaç tepeleri arasında kurdukları asma köprülerin taşıyıcı halatlarını, çeşitli sürüngen bitkilerden yapmışlardı. İlkel olmakla birlikte bazen kazıklarla zeminde ankrajlar oluşturmuşlardı [1,2].

Doğal halatlarla yapılmış bu ilk doğal asma köprülerin, metal kablolar yardımıyla yapılması ilk kez Çin'de olmuştur. Navier, "Memoires sur les ponts suspendus (1983)" adlı kitabında, Çin'de, Pan-Po Nehri üzerinde Demir Köprü adıyla bilinen ve Miladi 65 yılında

Çinli bir general tarafından inşa ettirildiği söylenen, bir demir zincirli köprüden bahsetmektedir [1,2].

Çin'de ve ilk Tibet köprülerinin bazılarında, halatların yerini yaklaşık olarak 25 mm çapında çubuklardan oluşan, halkaları bağlı demir çubuklar almıştır ve kuleler bazen kargir olarak yapılmıştır. Bu tür köprülere güzel bir örnek olarak, 1632 yıllarında Hwa Kiaya Nehri üzerinde inşa edilmiş olup halen mevcut olan ve 16 adet demir zinciri bulunan, 60 m açıklığındaki köprü gösterilebilir [1,2].

Batıda dövme demirinin kullanılmaya başlamasından sonra, asma köprüler zincirli olarak inşa edilmeye başlanmıştır. İlk zincir köprü, İngiltere'de 1741 yılında Middleton yakınlarında Tees Nehri üzerinde inşa edilen Winch Köprüsü'dür. Bu köprü 1802 yılında çökmüştür. Sonraları zincir yerine delikli çubukların kullanıldığı da olmuştur. İlk yapılan zincir köprülerin çoğu şiddetli rüzgarlarda salınımlardan zarar görmüşler ve çökmüşlerdir [1,2].

Amerika'daki ilk demir asma köprüsü, Pennsylvama'da 1796 yılında James Finley tarafından yapılan Jacobs Creek Köprüsü'dür [1,2].

Asma köprüler üzerinde ilk kitap Navier tarafından 1823 yılında yazılan ve Paris'te basılan , "Memoires sur les ponts suspendus" adlı eserdir. Bundan sonra sırayla David Gilbert ve Fuss taşıyıcı kabloların sahip olacağı zincir eğrisi, eşit mukavemetli zincir eğrisi ve parabol şekilleri üzerinde çalışmalar yapmışlardır [1,2].

İngiltere'de 19. yüzyılın ikinci çeyreğinde rijit asma köprüleri dikkate alınarak birçok deneysel çalışma yapılmıştır. James Dredge düşey askı çubukları yerine, kulenin tepesinden çıkarak açıklığın ortasına doğru uzanan eğik askılar kullanmakla köprü rijitliğinin artacağını ileri sürmüştür. Bu tarihe kadar inşa edilen köprülerin açıklığı 150m'yi geçmiyordu. 1858 yılında Rankine asma köprülerle ilgili elemanter teoriyi geliştirmiştir [1,2].

19. yüzyılın ikinci yarısında kablo ile rijitlik kirişinin tesirleri daha iyi anlaşılmaya başlanmıştır. Amerika'da John A. Roebling 250 m açıklığındaki Niyagara Şelalesi Köprüsü'nde her üç metodu (düşey askılarla normal kablo, kule tepesinden çıkan eğik kablo ve büyük yükseklikli ağır rijitlik kirişleri) bir arada kullanmıştır. John A. Roebling, büyük açıklıklı köprülerde büyük ölü ağırlığın rijitliği artırıcı tesirini hissi olarak anlamış;

aynı zamanda, bu suretle elde edilen rijitliğin tek başına rüzgardan ileri gelen salınım tesirlerine karşı koyamayacağını da düşünmüştür. Bir taraftan da asma köprüler için tel kablolar imal etmeye çalışmıştır. Bütün bu gayretlerin sonucunda, John A. Roebling ve ölümünden sonra, 1883 yılında 487 m açıklığındaki Brooklyn Köprüsü inşa edilmiştir[1,2]. Asma köprülerin modern çağının başlangıcı Brooklyn Köprüsü'nün tasarım ve yapımıyla ortaya çıkarılmıştır. Niyagara Köprüsü'nde rijitlik kirişinin yüksekliği açıklığın 1/50'si iken, Brooklyn Köprüsü'nde bu oran 1/90'a düşmüştür. Brooklyn Köprüsü dünyanın sekizinci harikası olarak ilan edilmiştir [3].

Celeste Clericetti, C.B. Bender ve Maurice Levy [1] asma köprülerin elastik teorisini geliştirmişlerdir (1880-1886). Asma köprülerin elastik teorisi geliştirilirken, Castigliano'nun deformasyon enerjisi teorisinin kemerlere uygulanmasından ve Navier'in çalışmalarından yararlanılmıştır. Asma köprüler konusunda elastik teoriye göre daha hassas olan sehim teorisinden, J. Melan'ın çalışmalarından yararlanan D.B. Steinman tarafından, 1906 yılında bahsedilmiştir [1,2].

1888 yılında J. Melan asma köprülerin lineer olmayan analizini geliştirmiştir. Bu teori ilk defa L.S. Moisseiff ve F.E. Turneure tarafından 1909 yılında Gustav Lindenthal'ın yaptığı 448 m açıklığındaki Manhattan Köprüsü hesaplarına uygulanmıştır. 1913 yılında yine D.B. Steinman, J. Melan'ın çalışmalarından yararlanarak önemli aşamalar kaydetmiştir. Teorinin dayandığı diferansiyel denklemin çözümünü S. Timoshenko Fourier trigonometrik serilerini kullanarak, Southwell ise rölaksasyon yöntemini kullanarak göstermişlerdir. H. Bleich, Melan metodunun lineerizasyonunu ve böylece basitliğin sağlanmasını gerçekleştirmiştir [1,2].

1940 yılında, Tacoma Köprüsü yapımı tamamlandıktan üç ay gibi kısa bir zaman sonra yıkılmıştır. Araştırmalar sonucunda, köprünün rüzgardan meydana gelen salınımlara karşı koyamadığı için yıkıldığı anlaşılmıştır. Yani titreşime karşı burulma rijitliğinin az oluşu köprünün yıkılmasına neden olmuştur. Köprünün kafes kirişli tabliyesi de rüzgardan meydana gelen salınımları artırmış ve köprünün yıkılmasında önemli rol oynamıştır. Bu yüzden dolayı 1940 yılından sonra asma köprü inşasında yeni arayışlara gidilmiştir. Arayışlar sonunda kutu kesitli ve aerodinamik forma sahip asma köprü tabliyeleri inşa edilmiştir [4].

Önemli köprülerin inşası birbirini izlemiştir. Bunlardan bazıları buldukları yerler, trafiğe açılış tarihleri ve uzunlukları ile Tablo 1’de verilmektedir.

Bu köprülerden; Severn, Boğaziçi ve Humber eğik askılı, diğerleri ise düşey askılı olarak yapılmıştır. Boğaziçi Köprüsü’nün kenar açıklıkları ana kabloları asılı olmayıp, zemine inşa edilmiş temeller üzerine oturtulmuştur. Fatih Sultan Mehmet Köprüsü’nde ise kenar açıklık bulunmamaktadır [5,6,7,8].

Tabliye kesitleri kafes giriş şeklinde olan uzun açıklıklı asma köprülerde, ölü ağırlık rijitliği artırdığı halde rüzgardan ileri gelen salınım tesirlerine karşı koyamamaktadır. Bu yüzden kutu kesitli ve aerodinamik forma sahip asma köprü yapımına gidilmiştir. Tabliye kesitlerinin kutu türü oluşu ve aerodinamik forma sahip olmaları burulma titreşimlerini azaltır. Severn, Boğaziçi, Humber ve Fatih Sultan Mehmet Köprüleri kutu kesitli narin asma köprülere örnektir [1,2,6,7,8].

Tablo 1. Bazı önemli asma köprüler [5].

Köprü Adı	Bulunduğu Yer	Trafiğe Açılış Tarihi	Uzunluğu (m)
George Washington	New York	1931	1066
Golden Gate	Sanfrancisco	1937	1280
Mackinac	Michigan	1957	1158
Forth Road	İngiltere	1964	1006
Verrazano-Narrows	New York	1965	1296
Severn	İngiltere	1966	988
Tagus River	Lisbon	1967	1013
Bosporus(Boğaziçi)	İstanbul	1973	1074
Humber	İngiltere	1981	1410
Fatih Sultan Mehmet	İstanbul	1989	1090

### 1.1.2. Asma Köprülerin Temel Özellikleri ve Elemanları

Asma köprüler, 550m (1800ft)'den büyük açıklıkların geçilmesi için kullanılan yapılardır [9]. Kenar açıklıklar zemin üzerinde ve zeminle kenar açıklık tabliyeleri arasındaki mesafe az ise kenar açıklıklar asma yapılmayıp, maddi açıdan daha ekonomik çözüm olan, zemine oturan ayaklar üzerine inşa edilerek tek bir orta asılı açıklıktan oluşabilirler. Çok büyük açıklıkların geçilmesi istenildiğinde orta ve kenarlar olmak üzere üç açıklık ta asılı olarak yapılabilir. Daha da büyük açıklıkların geçilmesi istenildiği durumlarda ise dört veya daha büyük açıklıklı olarak tasarlanabilirler [1,2].

Asma köprülerin ana elemanları; kuleler, ankrajlar, kablolar, askılar ve tabliye dir. Kulelere mesnet görevi yapan temeller de diğer elemanlar kadar olmamakla birlikte su içerisine yapılması gerektiğinde, pahalı ve yapımları zor olduğu için önem kazanırlar. Bu yüzden zorunlu olmadıkça çok açıklıklı asma köprü yapımından kaçınılır [3].

#### 1.1.2.1. Kuleler

Asma köprü kuleleri, tabliye yüzeyinden daha yüksekte inşa edilen betonarme veya çelik yapılardır. Kuleler, tepelerindeki mesnet semerleri aracılığı ile, ana kabloların orta ve kenar açıklıkta daima eşit olmayan çekme kuvvetleri etkisindedirler. Kulelerin devrilmesini engellemek için, bu çekme kuvvetlerinin yatay bileşenlerinin eşit olmasına özen gösterilir. Kuleleri meydana getiren dikmeler kutu kesitli olup, genelde içleri boştur. Yol seviyesine ve bakım onarım için mesnet semerlerine çıkmayı sağlamak için kulelerde asansör tertibatı vardır. Dikmeler tepelerinden, tabliye altından ve kuleler çok yüksekse orta seviyeden kirişlerle birbirlerine bağlanırlar [1,2].

#### 1.1.2.2. Ankrajlar

Ankrajlar, kablolardaki kuvvetleri zemine aktarırlar. Genelde ağırlık ankrajı ve tünel ankrajı olmak üzere iki tip ankraj kullanılmaktadır. Bu iki ankraj tipinin projelendirilmesindeki asıl problem, ankrajdan zemine iletilen büyük yatay kuvvetlerden meydana gelen kaymaya karşı bir güvenlik faktörünün temin edilmesidir. Kablodan

ankraja gelen çekme kuvvetlerinin düşey bileşeni ankraj ağırlığı ile, yatay bileşeni ise zemin yüzeyinde oluşturulan kademeler sayesinde zemin kohezyonundan faydalanmak suretiyle zemin ile ankraj arasındaki sürtünmeyi artırarak karşılanır.

Ankrajlar, kabloların çekme kuvvetlerini dengeleyip, yapının stabilitesini sağlarlar. Ankraj bloklarının çözümü zemin cinsine göre değişir. Ankraj bloğunun inşa edileceği yer kayalıksa ve bu kaya da yeterli mukavemeti sağlarsa, bu bloğun inşasından vazgeçilebilir. Kabloların uzantısı üzerinde, içine kabloların ankraj uzantılarının gömüleceği bir beton kütleyle doldurulan galeriler açılır. Ankrajın emniyetini artırmak için, sözkonusu galeriler, alt kısımlarında, betonarme bir kiriş ile birbirine bağlanır.

Diğer inşa durumlarında, kabloların çekme kuvveti ve ankraj kütlelerine ait kuvvetlerin (ölü ağırlık, toprak etkisi, vs.) bileşkesi gibi iki kuvvetin etkisi altında dengede bulunan kütleler inşa edilir. Bu dengenin sağlanmasında ağırlık kütleleri denilen ankraj blokları önemli rol oynarlar.

Kuvvetlerin dağılmasını sağlamak için, kablo elemanları ankraj kütleleri içinde yayılırlar. Ankraj kütleleri aynı zamanda yapının kenar ayağını teşkil edecek şekilde inşa edilirler [1,2,3].

### **1.1.2.3. Kablolar**

Asma tabliyeden gelen yükleri kule ve ankrajlar vasıtasıyla zemine aktarırlar. Yapının ana taşıyıcı elemanları kablolardır. Kablolar kenarlarda, yapının iki ucunda ankraj kütlelerine monte edilir ve mesnet semerleri aracılığı ile üzerlerine oturdukları kulelerin tepelerinden geçerler.

Yaklaşık olarak her 50 cm'de bir bağlı paralel telli kablolar ve soğukta işlenmiş yüksek dayanımlı çelik telden yapılmış kablolar olmak üzere iki çeşit kablo vardır. Birinci tip kablo artık fazla kullanılmamaktadır.

Kablolar, ankraj kütlelerine gömülü montaj çubuklarına uçlarından bağlanmaktadır. Kablo ile çubuk arasındaki bağlantıyı sağlayan eleman dökme çeliktendir [1,2,3].

#### 1.1.2.4. Askılar

Askılar çelik telli veya normal halatlı olup, ana kabloya bağlanarak tabliyenin taşınmasını sağlarlar. Düşey veya eğimli olmak üzere iki çeşit askı vardır.

Askılar;

- a) Askı-rijitlik kirişi (tabliye) bağlantısı,
- b) Askı-kablo bağlantısı,
- c) Askının kendisi,

olmak üzere üç elemandan oluşur [1,2,3].

#### 1.1.2.5. Tabliye

Tabliye, genellikle kafes kiriş şeklinde veya rüzgarlardan meydana gelen salınım tesirlerine karşı koymak için kutu kesitli ve aerodinamik formda yapılır. Tabliye döşemesi ya Robinson dalı şeklinde ya da ortotrop plak şeklinde inşa edilir [1,2,3].

Tabliye mesnet bağlantıları aşağıdaki yerdeğişirmelere imkan vermelidir: [1,2,3]

- a) Isı değişimlerinden oluşan uzamalardan meydana gelen boyuna ötelenmelere,
- b) Hareketli yüklerden oluşan deformasyonlardan meydana gelen, mesnet çizgisine paralel yatay bir eksen etrafındaki dönmelere,
- c) Rüzgardan oluşan deformasyonlar sebebiyle düşey bir eksen etrafındaki dönmelere.

#### 1.1.3. Asma Köprülerle İlgili Daha Önce Yapılmış Çalışmalar

Asma kabloların doğal frekanslarının hesaplanmasındaki en eski çalışmaların Poisson ve Rohr[10] tarafından yapıldığı tahmin edilmektedir. 1940 yılında Tacoima Köprüsü'nün titreşime karşı burulma rijitliğinin az olmasından dolayı yıkılması, asma köprülerin dinamik karakteristikleri konusundaki çalışmaları yoğunlaştırmıştır. Muhtemel aerodinamik kararsızlık araştırmaları için kaydadeğer fiziksel model çalışmaları



Steinman [11], Bleich [12], Devenport [13], Smith [14], Walse ve Raynel [15], Frazer ve Scruton [16], Scanlan [17], Irwin ve Schuler [18] tarafından gerçekleştirilmiştir.

Serbest titreşim problemi için teoriksel yaklaşımlar, frekanslar ve mod şekillerinin bilinmesini gerekli kılmış ve bu alanda Steinman [11] ve Bleich [12] çalışmalar yapmışlardır. Pugsley [19] 1949 yılında asma kabloyla tutulmuş tabliyenin Winkler tip temele oturan kirişle benzerlik gösterdiğini fark etmiş ve asma köprülerin doğal frekanslarının hesabı için yarı amprik bir formül önermiştir. Bu formülde elastik temele oturan kirişlerle ilgili çeşitli problemler için Hetanyi [20] tarafından yayınlanan sonuçlar kullanılmıştır.

Deprem dalgasının yayılma etkisini ilk kez dikkate alan araştırmacılar arasında Bogdonoff ve diğ. [21] bulunmaktadır. Araştırmacılar 1965 yılında yaptıkları çalışmada, asma köprüleri basitleştirilmiş kütle-yay şeklinde modellendirmişlerdir. Yapılan analizlerden, deprem dalgası yayılma hızı dikkate alındığında, köprü davranışının önemli derecede etkilendiği gözlenmiştir.

Kenishi ve diğ. [22,23], lineerleştirilmiş sehim teorisini kullanarak, asma köprülerin deprem-dayanım dizaynı konusunda bir araştırma gerçekleştirmişlerdir.

Tezcan ve Cherry [24], tanjant rijitlik matrisi kavramını dikkate alarak malzeme bakımından lineer olmama durumunu incelemişlerdir. Bu çalışmada, El-Centro depremine maruz üç boyutlu iki tip asma köprü kullanılmış ve sistem toplu kütleli (lumped mass) olarak idealleştirilmiştir.

Tezcan ve diğ. [25], Boğaziçi Köprüsü'ne ait doğal peryotlar, mod şekilleri ve kritik viskoz sönüm katsayıları gibi çeşitli parametreleri, dış etkiler ve zorlanmış titreşim durumları için belirlemişlerdir. Ayrıca, statik yükleme altında orta açıklıkta meydana gelen düşey deplasmanları da ölçmüşlerdir. Araştırmacılar, statik ve dinamik yük testlerinin sonuçlarının, deneysel ve analitik analiz metodlarının doğruluğunda önemli rollerinin olduğunu belirtmişlerdir.

Abo-Hamid ve Utku [4] tarafından eski ve yeni Tacoima Köprüleri üzerinde bir çok çalışma gerçekleştirilmiştir. Titreşim probleminin, bir dinamik kararlılık problemi gösterdiği göz önüne alınarak incelenmiştir. Titreşim probleminde gerekli olduğundan ilk olarak serbest titreşim problemi dikkate alınmıştır. Köprü; ölü yükten meydana gelen kablo



çekmeleri sonucunda kablo elemanlarında oluşan başlangıç gerilmelerini göz önünde bulundurarak, başlangıç gerilmelerine maruz uzaysal bir yapı olarak idealleştirilmiştir. Tüm yapı, uygun rijitlik ve kütle matrisleriyle gösterilmiş farklı elemanlar yardımıyla oluşturularak, titreşimin mod ve doğal frekansları, sistemin özdeğer probleminin çözümüyle elde edilmiştir.

Baron ve diğ. [26], 1976 yılında örnek olarak Golden Gate Köprüsü'nü alarak, üniform ve üniform olmayan mesnet hareketleri arasındaki farkı görmek için, üniform ve üniform olmayan mesnet hareketleri durumunda analiz etmişlerdir. Araştırmacılar, köprünün ayrıntılı iki boyutlu modeli yanında kaba üç boyutlu modelini de dikkate almışlardır. Bu çalışmadan, üniform olmayan mesnet hareketlerinin dikkate alınması durumunda daha büyük davranış değerlerinin elde edildiği görülmüştür.

Abdel-Ghaffar [27,28,29] tarafından gerçekleştirilen asma köprülerin dinamik analizleri konusundaki çalışmalar takdir edilir boyuttadır. Serbest titreşimin düşey, burulma ve yanal modları Hamilton Prensibi kullanılarak elde edilmiştir. Bu çalışmalar düşey askılı ve kafes tabliyeli geleneksel köprüler için çok önemlidir.

Abdel-Ghaffar ve diğ. [30-34] asma köprülerin sismik analizleri konusunda hem frekans hem de zaman alanında bir çok çalışma yapmışlardır.

Abdel-Ghaffar ve Rubin [30,31], çok mesnetli sismik yer hareketlerine maruz asma köprülerin yanal ve düşey davranışlarını incelemişlerdir. Asma köprünün söz konusu davranışlarını mantıklı bir şekilde ifade edebilmek için klasik yapılara oranla daha fazla sayıda modun dikkate alınması gerektiğini ve mümkün olan en elverişsiz durumu temsil etmemesi nedeniyle asma köprü gibi uzun yapılarda orta açıklık boyunca üniform yer hareketi alınmasının iyi bir yaklaşım olmayacağını vurgulamışlardır.

Abdel-Ghaffar ve diğ. [32], deprem etkileri nedeniyle çok mesnetli yer hareketlerine maruz asma köprülerin düşey tepkisini analiz etmişlerdir. Asma köprülerin deprem nedeniyle ortaya çıkan düşey hareketleri üzerine yapılacak çalışmalarda, boyuna doğrultudaki yer hareketlerinin etkilerini de hesaba katmak gerektiğini ortaya çıkarmışlardır. Araştırmacılar yüksek modların toplam tepkiye katılmasının, çok mesnetli yer hareketine maruz asma köprü gibi yapıların sismik davranışının güvenilir bir şekilde tayininde esas teşkil etmekte olduğunu ve bağımlı çok mesnetli yer hareketlerinden elde

edilen tepki değerlerinin, bağımsız durumda elde edilen tepki değerlerinden önemli ölçüde farklılıklar gösterdiğini belirtmişlerdir.

Rassem ve diğ. [35], tortulu bir vadi göz önünde bulundurarak, buradaki serbest yüzey hareketlerini hesaplamışlar ve Humber Köprüsü'nün mesnetlerine uygulamışlardır. Köprü mesnetlerindeki hareketler dikkate alınarak, köprünün dinamik davranışı incelenmiştir. Araştırmacılar, zemin tipi, kıyı topoğrafyası ve mesnetlerin vadideki yerleri gibi faktörlerin, köprüyü etkileyen yer hareketlerinin daha gerçekçi bir şekilde değerlendirilebilmesi için göz önüne alınması gerektiğini vurgulamışlardır.

Castoldi ve diğ. [36], Messina Geçidi üzerindeki asma köprünün modelini oluşturarak, fiziksel modelin doğal frekanslarının tayin edilmesi ve ayaklardan birinin temeline etkileyen sismik harekete karşı verdiği tepkinin değerlendirmesini yapmışlardır. Değerlendirmeler sonunda model ile gerçek köprü davranışının uyumlu olduğu görülmüştür.

Dumanoğlu ve Severn [6] sismik analizler gibi yapısal davranışların asma köprülerin dinamik karakteristiklerini önemli derecede değiştirdiğini göstermişlerdir. Bu durum, Golden Gate Köprüsü gibi geleneksel tiplerle karşılaştırıldığında, modern asma köprülerin çok mesnetli etkilere göre farklı bir davranış sergilediği görülmüştür.

Dumanoğlu ve Severn [37] asma köprülerin sismik analizini incelemişlerdir. Çalışmada uzun açıklıklı asma köprülerin yere mesnetli dört noktası arasında taşıtların sonlu hızlardaki sismik hareketlerinin etkileri incelenmiştir. 250 m/sn - 2000 m/sn arasında değişen hız değerleri ile 1971 San Fernando depreminin Pacoima Barajı'nda kaydedilen S16E bileşeni kullanılmıştır. Uygulamalar modern tip asma köprü örnekleri olan Boğaziçi, ve Humber köprülerinde gerçekleştirilmiştir. Yazarlar çalışma sonunda, sonsuz dalga hızı kullanılarak elde edilen deplasman ve gerilmelerin, sonlu dalga hızı kullanılarak elde edilen deplasman ve gerilmelerden daha küçük olduğunu göstermişlerdir.

Dumanoğlu ve Severn [38] bir depremin sonlu yayılma hızlarının modern tip büyük açıklıklı asma köprüler üzerindeki etkilerini ele almışlardır. Tepki hesapları için düzlem sonlu eleman modelleri kullanılmıştır. Genelde üç serbestlik dereceli düğüm noktaları kullanılmış olup, kulelerde yanal eğilmeye izin verilmesi için dördüncü bir serbestlik derecesi alınmıştır. Altı serbestlik dereceli düğüm noktalarına sahip üç boyutlu sonlu

eleman modelleri ise kontrol amaçlı olarak kullanılmıştır. Rüzgar ve trafik nedeniyle meydana gelen geçici titreşimlerin ölçümleri sonucunda asma köprülerin mod şekilleri ve doğal frekanslarının elde edilebileceği gösterilmiş ve örnek olarak Boğaziçi ve Humber köprüleri seçilmiştir.

Dumanoğlu ve Severn [39] asma köprülerin stokastik analizleri konusunda çalışmışlardır. Bu çalışmada yapı sistemlerinin dinamik davranışlarını incelemek için stokastik yöntemden bahsedilmiştir. Stokastik yöntemin önemini vurgulamak için, uygulamalar tabii periyodu yüksek olan asma köprüler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Dinamik dış etki olan deprem hareketi için 1971 San Fernando depremine ait kayıt kullanılmıştır. Çalışmada stokastik analiz ile bulunan sonuçlar, deterministik yöntemlerle bulunan sonuçlarla karşılaştırılarak, stokastik yöntemin asma köprüler için de geçerli olduğu vurgulanmıştır.

Brownjohn ve diğ. [40] Boğaziçi Köprüsü'nün dinamik karakteristiklerini elde etmek için trafik ve rüzgar hareketlerini kullanmışlardır. Gerekli sayıda mod sayısı alınarak analizler yapılmıştır. Bu modlar ve bu modlara karşılık gelen ve üç boyutlu sonlu eleman modeli kullanılarak elde edilen modlar arasında detaylı bir karşılaştırma yapılmıştır.

Brownjohn ve diğ. [41] tabliye ve kulelerin yanal ve düşey titreşim karakteristiklerini belirlemek için Humber Köprüsü'nün rüzgar ve trafik nedeniyle oluşan titreşim ölçümlerini yapmışlardır. Deneysel olarak elde edilen doğal frekans ve mod şekilleri teorik sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Teorik model ve veri analiz teknikleri açıklanmıştır.

Brownjohn, Dumanoğlu ve Severn [7] rüzgar ve trafik etkilerine bağlı dinamik etkilerden dolayı, Fatih Sultan Mehmet Köprüsü'nün tabliye, kule, kablo ve askıları üzerindeki yerel ivmeleri ölçmüşlerdir. Bu çalışma köprünün sismik analizleri için kullanılan matematik modellerin geçerliliğini göstermek için yapılmıştır. Fatih Sultan Mehmet Köprüsü ile Boğaziçi ve Humber Köprülerinin dinamik davranışları, yükleme ve yapısal tasarımdaki farklılıklar açısından incelenmiştir.

Dumanoğlu ve diğ. [8] Fatih Sultan Mehmet Köprüsü'nün dinamik karakteristiklerini, sonlu elemanlar modeli kullanarak doğal frekans ve serbest titreşim mod şekilleri cinsinden elde etmişlerdir. Bu serbest titreşim datalarına bağlı olarak, üç

ortogonal ekseninde farklı dalga hızlarında meydana gelen deprem hareketine karşı köprünün asinkronize davranışı ile düşey harekete karşı stokastik davranışı için ayrı analizler yapılmış, elde edilen sonuçlar köprünün sismik yüklemeye karşı dinamik davranışını tayin etmek için kullanılmıştır. Modern asma köprülerin farklı dizayn özelliklerinin ilişkisi ve bu tip köprülerin dinamik davranışları araştırılmıştır. Yazarlar bu çalışmada esas olarak sismik davranışın önemi yanında, asinkronize hareketin etkilerinin de önemli olduğunu ve göz önünde bulundurulması gerektiğini vurgulamışlardır.

Ohshima ve diğ. [42] sehim teorisine dayanan, rijitlik matrisi metodu ile asma köprülerin yapısal analizini yapmışlardır. Yazarlar bu metodun değişken kesitli ve çok açıklıklı asma köprülerin analizlerine uygulanabilir olduğunu ve 3-Boyutlu asma köprülerin analizleri için de genişletilebildiğini ifade etmişlerdir.

Abdel-Ghaffar ve Lawrence [43,44] yatay bir tabliyeye sahip asma köprülerin lineer olmayan düşey-burulmalı serbest titreşim analizini ve genel bir teorisini sunmuşlardır. Kullanılan metodla yaklaşık çözümler geliştirilmiştir. Birleştirilmiş düşey-burulmalı modların herhangi bir tekil grubuna ait genlik-frekans ilişkisini üç durum için vermişlerdir. Bunlar:

- 1) Harekete büyük genlikli düşey titreşim hakim olduğunda,
- 2) Harekete büyük genlikli burulma titreşimi hakim olduğunda,
- 3) Düşey titreşimin ve burulma titreşiminin birbirine eşit veya yaklaşık eşit olan

lineer doğal frekansları alınarak birleştirildiğinde,

Araştırmacılar, üçüncü durumda lineer çözümün artık geçerli olmadığını belirleyerek bu durum için lineer olmayan analiz yapmışlardır. Uygulama amacıyla iki asma köprünün eğilmeli-burulmalı serbest titreşimi ile ilgili temel karakteristikleri incelemişlerdir. Uzun ve kısa açıklıklı asma köprülerin titreşimlerini temsil edebilmek için Golden Gate Köprüsü ve Vincent-Thomas Köprüsü'nü seçmişlerdir. Her köprü için hem düşey hem de burulmalı titreşimin simetrik ve simetrik olmayan ilk 6 modunun genlik-frekans ilişkisi vermişlerdir. Analizden elde edilen analitik sonuçlarla, birleştirilmiş lineer olmayan genel hareket denklemlerinin sayısal integrasyonu ile elde edilen sonuçlar arasında bir karşılaştırma yapmışlar ve iyi bir yakınsamanın olduğunu göstermişlerdir.

Brownjohn [45], asma köprülerin büyük genliklerdeki lineer olmayan etkilerini ve lineer davranış kabulünün geçerlilik derecesini incelemiştir. Çalışmada düşey hareketle

sınırlandırılmış bir harekette, yüksek yük seviyeleri ve fiziksel ölçülendirmeler için incelenmiş etkiler, geometrik ve askılardaki lineer olmamadan dolayı meydana gelen rijitlik karakteristikleri gösterilmeye çalışılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda aşağıdaki sonuçlara varılmıştır.

1) Asma köprülerde askılar kritik elemanlardır ve büyük genlikli hareket için askı davranışları iyi modellenememektedir.

2) Eğik askılar düşük genlikli dinamik davranıştan veya yerel yüklenme değişimlerinden dolayı uzayabilir ve büyük lineer olmama durumu oluşturabilirler.

3) Normal olarak incelenebilen davranış durumlarında, geometrik bakımdan lineer olmama durumu incelenememektedir. Lineer olmayan yapı davranışındaki araştırma, histerezis ve askı, mesnet ve diğer bağlantılardaki sürtünmelere odaklanabilmektedir.

#### 1.1.4. Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışmada, asma köprülerin; lineer ve  $P-\Delta$  etkileri dikkate alınarak geometrik olarak lineer olmayan dinamik analizleri, elastik zemin analogisine göre yapılan basitleştirilmiş analizi ve zıt-fazlı deprem etkileri için analizleri yapılmaktadır. Söz konusu analizlerin yapılması için örnek olarak İstanbul'da inşa edilmiş olan Boğaziçi Köprüsü seçilmektedir. Boğaziçi Köprüsü'nün seçilmesi gelişigüzel olmayıp; eğilebilir (narin) kuleleri, kutu kesitli ve aerodinamik forma sahip tabliyesi, eğik askıları sayesinde modern ve iki kulesi arasında 1074 m gibi büyük bir açıklığa sahip olması nedeniyle söz konusu analizler arasındaki farklılıkların daha belirgin bir şekilde görülmesine imkan vermektedir.

Yukarıdaki analizler yapılırken konular bölümler halinde ele alınmıştır.

Birinci bölümde, asma köprülerin inşasında tarihsel gelişim, asma köprülerin temel özellikleri ve elemanları, asma köprülerin genel dinamik analiz formülasyonu, asma köprülerin zıt-fazlı deprem etkisine maruz dinamik analiz formülasyonu, asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan rijitlik matrisinin elde edilişi, kablo formülleri yardımıyla asma köprülerin doğal frekans hesap formülasyonu ve asma köprülerin elastik zemin analogisine göre yapılan basitleştirilmiş dinamik analiz formülasyonu sunulmaktadır.

İkinci bölümde, tez çalışmasında örnek olarak seçilen ve İstanbul'da inşa edilmiş olan Boğaziçi Köprüsü tanıtılmış ve köprünün matematik modeli oluşturulmuştur. Yer

hareketi olarak Boğaziçi Köprüsü'ne uygulanmak üzere 1971 San Fernando depremi, Pacoima Baraj kaydı S16E bileşeni ile 1992 Erzincan depremi Doğu-Batı (E-W) bileşeninin 2/3 katları seçilerek düşey doğrultuda etkittirilmiştir. Sonra da sırasıyla Boğaziçi Köprüsü'nün; kablo formülleri ile frekans hesabı, kendi ağırlığı altında lineer dinamik analizi, kendi ağırlığı altında geometrik olarak lineer olmayan dinamik analizi, araçların üzerinden geçmesi durumunda hareketli kütleler altında geometrik olarak lineer olmayan dinamik analizi, elastik zemin analojisi ile basitleştirilmiş analizi ve zıt-fazlı yer hareketine maruz dinamik analizi yapılmaktadır.

Üçüncü bölümde, Boğaziçi Köprüsü için ikinci bölümde yapılan analizlerden elde edilen bulgular ve bu bulguların irdelemeleri yapılmaktadır. İlk olarak kablo formülleri kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'ne ait frekanslar elde edilmekte; sonra lineer, geometrik olarak lineer olmayan ve elastik zemin analojisi ile mod şekilleri ve frekanslar hesaplanmaktadır. Analizler sırasında %2.5'lük sönüm oranı alınarak Zaman Süreci (Time-History) ve Complete Quadratic Combination (CQC) yöntemleri kullanılmaktadır. Son olarak ta analizler sonucunda tabliye ve kulelerde hesaplanan mutlak değerce maksimum yerdeğiştirmeler ve kesit tesirleri şekiller halinde sunularak irdelemeleri yapılmaktadır. Bu şekil ve irdelemeler, kullanılan iki deprem için de ayrı ayrı verilmektedir.

Dördüncü bölümde ise Boğaziçi Köprüsü'nün; lineer, geometrik olarak lineer olmayan, elastik zemin analojisi ile basitleştirilmiş ve zıt-fazlı deprem etkisine maruz olması durumundaki analizler sonucunda çıkarılabilecek olan sonuçlar ve öneriler kısmı yer almaktadır.

## **1.2. Asma Köprülerin Genel Dinamik Analiz Formülasyonu**

### **1.2.1. Zaman Süreci Analiz Formülasyonu**

Zaman süreci analizi, zamana bağlı yükler altındaki yapının dinamik davranışını hesaplamada kullanılan bir yöntemdir. Bu analiz; statik, geçici (transient) ve harmonik yüklerin herhangi bir kombinasyonu sonucu zamana bağlı olarak yapıda oluşan yerdeğiştirmeleri, şekildeğiştirmeleri, gerilmeleri ve kuvvetleri hesaplamada kullanılabilir.



Atalet ve sönüm etkileri gibi yüklemenin zaman faktörlerinin dikkate alınması önemlidir[46].

Zaman süreci analizinin temel denge denklemi:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = -\mathbf{M}\delta\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

şeklindedir. Burada;

- $\mathbf{M}$  : Sistem kütle matrisini,
- $\mathbf{C}$  : Sistem sönüm matrisini,
- $\mathbf{K}$  : Sistem rijitlik matrisini,
- $\mathbf{U}$  : Rölatif yerdeğiştirme vektörünü,
- $\dot{\mathbf{U}}$  : Hız vektörünü,
- $\ddot{\mathbf{U}}$  : İvme vektörünü,
- $\delta$  : Deprem doğrultu vektörünü,
- $\ddot{u}_g(t)$  : Yer ivmesini,

göstermektedir.

#### 1.2.1.1. Doğal Frekans ve Modların Hesabı

Sönümsüz serbest titreşim denklemi için (1) denklemi

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = 0 \quad (2)$$

yazılabilir. Harmonik hareket için sistemin  $\mathbf{U}$  yerdeğiştirmeleri;

$$\mathbf{U} = u \cos(\omega_n t - \alpha) \quad (3)$$

şeklinde olur. Burada;

- $\alpha$  : Faz açısını,
- $\omega_n$  : Doğal açısal frekansı,
- $t$  : Zamanı,

$u$  : Harmonik hareketin genliğini,

$U$  : Yerdeğiştirmeyi,

göstermektedir.

(3) denklemi (2) denkleminde yerine yazılarak;

$$[\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}]U = 0 \quad (4)$$

karakteristik özdeğer denklemi elde edilir. Sıfırdan farklı çözüm ancak katsayı determinantının sıfıra eşit olmasıyla mümkündür.

$$|\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (5)$$

Bu denkleme yapısal sistemin frekans denklemi veya karakteristik denklemi denir ve serbestlik derecesi kadar köke sahiptir. Bulunan köklerin karekökleri  $(\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_n)$  köprünün  $n$  adet titreşim modunun doğal açısal frekanslarını gösterir.

Gerçek fiziksel sistemlere karşılık gelen frekans denkleminin bütün kökleri gerçek ve pozitifdir. Sistemin doğal frekanslarının en küçüğüne temel frekans denir. Modal titreşim frekansları büyüklüklerine göre sıralanarak belirlenir.

$$0 \leq \omega_1 \leq \omega_2 \leq \dots \leq \omega_n \quad (6)$$

Her bir doğal açısal frekans için (4) denklemindeki katsayı matrisi hesaplanıp  $i$ 'inci modal frekansa karşılık gelen harmonik titreşim genlikleri  $u_i$  hesaplanabilir.

$$\mathbf{u}_i = \begin{bmatrix} u_{1i} \\ u_{2i} \\ \vdots \\ u_{ni} \end{bmatrix} \quad (7)$$



Her bir doğal açısal titreşim frekansı için hesaplanan genlik vektörleri; modal vektör, doğal mod veya kısaca mod olarak adlandırılır. Maxwell-Betti Teoremi kullanılarak normalleştirilmiş modlar bulunabilir. Bu teoreme göre  $i$ 'inci ve  $j$ 'inci doğal titreşim modları arasındaki ortogonalite (8) denklemi ile gösterilebilir.

$$\mathbf{u}_i^T \mathbf{M} \mathbf{u}_j = 0, \quad i \neq j \quad (8)$$

Serbest titreşimin normalleştirilmiş modu  $\phi_{ij}$ ,

$$\phi_{ij} = \frac{u_{ij}}{\sqrt{\mathbf{u}_j^T \mathbf{M} \mathbf{u}_j}} \quad (9)$$

şeklinde yazılabilir. Bu ifade de;

$u_{ij}$  :  $i$ 'inci düğüm noktasında  $j$  numaralı açısal frekanstan meydana gelen genlik,

$\mathbf{M}$  : Sistem kütle matrisi,

$\mathbf{u}_j$  :  $j$ 'inci açısal frekanstan meydana gelen genlik vektörüdür.

Bulunan normalleştirilmiş titreşim modları matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$[\phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1i} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2i} & \cdots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{i1} & \phi_{i2} & \cdots & \phi_{ii} & \cdots & \phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{ni} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (10)$$

1.mod 2.mod      i.mod      n.mod

Yapılan hesabın doğruluğu aşağıdaki bağıntıyla kontrol edilebilir [47,48].

$$\phi^T \mathbf{M} \phi = \mathbf{I} \quad (11)$$

### 1.2.1.2. Mod Süperpozisyonu Yöntemi

Mod süperpozisyonu yöntemi, çok serbestlik dereceli ve çok modlu bir sistemi bir dizi eşdeğer tek modlu sistemlerin süperpozisyonu şeklinde kabul etmektedir. Çok modlu sistem, sanki her modu tek dereceli bir sistemmiş gibi kabul edilir ve her moddaki davranışlar uygun bir oranda süperpoze edilerek toplam davranış elde edilir. Serbestlik derecesi kadar mod ve her mod için bir özel periyot ve bir yerdeğiştirme vektörü vardır. Her modun hangi oranda davranışa etkidiği katkı oranı ile belirlenir.

Buna göre mod süperpozisyonu yönteminde çok serbestlik dereceli sistemin yerdeğiştirmeleri;

$$\mathbf{U} = \boldsymbol{\phi} \mathbf{Y} \quad (12)$$

şeklinde ifade edilir. Burada;

- $\mathbf{U}$  : Yerdeğiştirme vektörü,
- $\boldsymbol{\phi}$  : Sistem titreşim modları matrisi,
- $\mathbf{Y}$  : Genelleştirilmiş koordinatlardır.

(12) denklemini (1) denkleminde yerine konur ve elde edilen ifade  $\boldsymbol{\phi}^T$  ile önden çarpılırsa;

$$\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi} \ddot{\mathbf{Y}} + \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi} \dot{\mathbf{Y}} + \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi} \mathbf{Y} = -\boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \delta \ddot{u}_g(t) \quad (13)$$

ifadesi elde edilir. Ortogonalite şartına göre  $i$  ve  $j$  mod numaralarını belirtmek üzere her  $i \neq j$  için;

$$\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_j = 0 \quad (14)$$

$$\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_j = 0 \quad (15)$$

$$\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi}_j = 0 \quad (16)$$

yazılabilir. Ortogonallik özeliği kullanılarak (13) denklemini tekrar yazılırsa;

$$\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i \ddot{Y}_i + \phi_i^T \mathbf{C} \phi_i \dot{Y}_i + \phi_i^T \mathbf{K} \phi_i Y_i = -\phi_i^T \mathbf{M} \delta \ddot{u}_g(t) \quad (17)$$

elde edilir. Burada;

$$\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i = m_i \quad (18)$$

$$\phi_i^T \mathbf{C} \phi_i = c_i = 2\xi_i \omega_i m_i \quad (19)$$

$$\phi_i^T \mathbf{K} \phi_i = k_i = \omega_i^2 m_i \quad (20)$$

eşitlikleri yazılabilir. Bu ifadelerde;

$\phi_i$  :  $\phi$  matrisinde  $i$ 'inci moda karşılık gelen  $i$ 'inci kolon,

$m_i$  :  $i$ 'inci genelleştirilmiş kütle,

$\xi_i$  :  $i$ 'inci mod için sönüm oranı,

$\omega_i$  :  $i$ 'inci doğal açısal frekanstır.

(17) denklemini düzenlenerek  $m_i$ 'ye bölünürse;

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -\frac{\phi_i^T \mathbf{M} \delta}{m_i} \ddot{u}_g(t) \quad (21)$$

ifadesi bulunur. (21) denkleminde  $i$ 'inci modun katkı faktörü;

$$P_i = \frac{\phi_i^T \mathbf{M} \delta}{m_i} \quad (22)$$

ifadesi ile gösterilir. (21) denklemini çözülerek  $\omega_i \sqrt{1-\xi_i^2}$  yerine  $\omega_{di}$  yazılırsa;

$$Y_i = \frac{1}{\omega_{di}} \frac{\phi_i^T \mathbf{M} \delta}{m_i} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_i \omega_{di} (t-\tau)} \sin \omega_{di} (t-\tau) d\tau \quad (23)$$

bulunur. Buradan da modal yerdeğiştirme vektörü;

$$U_i = \phi_i Y_i \quad (24)$$

olarak elde edilir [47,48].

### 1.2.2. Davranış Spektrumu Analiz Formülasyonu

Davranış spektrum analizi, deprem etkisindeki yapıların maksimum tepkisini bulmak için yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. Verilen bir yer hareket ivmesi için davranış spektrumu;  $\omega_n$  doğal açısal frekansının ve  $\xi$  sönüm oranının fonksiyonu olan tek serbestlik dereceli sistemin, yerdeğiştirme spektrumu  $S_d$ , hız spektrumu  $S_v$ , ivme spektrumu  $S_a$  ile gösterilen, maksimum tepkisinin grafiksel gösterimidir. Yapı tipine bağılı olarak istenilen sayıdaki frekans Bölüm 1.2.1.1'de verilen formülasyon kullanılarak belirlenir. Yapının her modundaki maksimum tepkisi modal frekanslardaki davranış spektrum genlikleriyle belirlenir. Daha sonra yapının yaklaşık maksimum tepkisi, maksimum modal tepkiler toplanarak elde edilir. Burada yapı davranışını belirleyen yerdeğiştirme, gerilme gibi özellikler tepki olarak adlandırılmaktadır [49].

Modal tepkilerin toplanması için çeşitli yöntemler mevcuttur. Davranış spektrumu yönteminin en çok bilinen şekli, modlara ait tepkilerin karelerinin karekökünü alarak tepki büyüklüklerinin maksimumlarını hesaplayan Square Roots Sum of Squares (SRSS) Yöntemi'dir. SRSS Yöntemi, modal tepkilerin istatistiksel olarak bağımsız olduğunu kabul etmektedir. Dolayısıyla SRSS Yöntemi karşıt korelasyon etkilerinin önemsiz olduğu, doğal frekansları birbirine yakın olmayan yapılar için geçerlidir.

Eğer modal frekanslar birbirine yakınsa, karşıt korelasyon etkileri ilave edilmelidir. Davranış spektrumu metodunun bu özel hali Complete Quadratic Combination(CQC) Metodu olarak bilinir [50]. CQC Metodu ilk olarak Der Kiureghian tarafından ortaya atılmıştır. CQC Metodu modal kombinasyondaki hataları azaltmaktadır [50].

Kısaca, SRSS Yöntemi karşıt korelasyon etkilerinin önemsiz olduğu ve doğal frekansları birbirine yakın olmayan; CQC yöntemi ise karşıt korelasyon etkilerinin önemli olduğu ve doğal frekansları birbirine yakın yapılar için geçerlidir.

Asma köprüler, karşıt korelasyon etkileri önemli ve doğal frekansları birbirine yakın yapılar olduğu için spektrum analizleri sırasında CQC yöntemi kullanılmalıdır.

Davranış spektrumları ilk defa 1951 yılında Housner ve arkadaşları tarafından bilgisayar kullanılarak Kuzey Amerika depremleri için hesaplanmıştır.

$$S_d = \frac{1}{\omega_n} \left[ \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_n(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (25)$$

$$S_v = \left[ \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \cos \omega_n(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (26)$$

$$S_a = \left[ \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_n(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (27)$$

Burada;

$S_d$  : Yerdeğiştirme davranış spektrumu,

$S_v$  : Hız davranış spektrumu,

$S_a$  : İvme davranış spektrumu,

$\ddot{u}_g(\tau)$  : Yer ivmesi,

$\omega_n$  : Doğal açısal frekans,

$t$  : Zaman,

$\xi$  : Sönüm oranıdır.

(25)-(27) ifadeleri ile tanımlanan davranış spektrumu eğrileri, deprem yer hareketi kayıtları kullanılarak çizilebilir. Yatay eksen  $T = 2\pi / \omega$  alınarak  $\xi$  'nin farklı değerleri için farklı eğriler elde edilir.

Önemli depremlerin kayıtları yayınlanmakta olduğundan, bilgisayar yardımıyla çeşitli  $T$  ve  $\xi$  değerleri için (25)-(27) ifadelerinden birisini sayısal olarak hesaplayarak

davranış spektrumunu deprem süresi boyunca istenilen zaman için elde etmek ve (28)-(29) denklemleri ile diğerlerine geçmek oldukça kolaylaşmıştır.

$$S_d = \frac{1}{\omega_n} S_v = \frac{T_n}{2\pi} S_v \quad (28)$$

$$S_a = \omega_n S_v = \frac{2\pi}{T_n} S_v \quad (29)$$

Burada;

$\omega_n$  : Doğal açısal frekans,

$T_n$  : Doğal periyottur.

Bir depremin ivme davranış spektrumu özellikle kısa periyot ve küçük sönüm halinde çok fazla iniş çıkış gösterir. Bu özellikteki davranış spektrumları ile periyotları (T) birbirinden az farklı ( $T_1 < T_2 < T_3$ ) olan üç yapıdan birincisi için çok büyük deprem kuvveti, ikincisi için küçük deprem kuvveti, üçüncüsü için de yine büyük deprem kuvveti bulmak mümkündür. Bu durumu gidermek üzere Housner bir deprem yerine bir çok depremin tepki spektrumunu kullanmış ve ordinat değerlerini indirgeyerek ortalama bir spektrum hesaplamıştır. Sürekli eğrilerden oluşan bu spektruma ortalama ivme spektrumu adı verilir. Bu spektrum, en büyük ivme değeri birim olan bir depreme karşılık geldiğinden, kullanılırken bütün ordinatların o bölgede beklenen en büyük ivme değeri ile çarpılması gerekir.

Normalize edilmiş (maksimum yer ivmesine bölünmüş) spektrumların en önemli kullanım sahası, projelendirmede kullanılacak tasarım spektrumunun belirlenmesi çalışmalarında olmaktadır. Bir inşaat mahalli için maksimum yer ivmesi belirlendikten sonra normalize edilmiş spektrum bu ivme değeri ile çarpılırsa tasarım spektrumu belirlenmiş olur [47,48,51].

### 1.2.3. Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Sistemlerin Dinamik Analiz Formülasyonu

Uzun açıklıklı köprülerde yer hareketinin bir ayaktan diğerine varması deprem dalgası yayılma hızına bağlı olarak saniyeler sürmektedir. Bu nedenle, ayaklardan birindeki hareket sağa doğru diğerindeki ise sola doğru olabilmektedir. Deprem sırasında köprü ayakları birbirlerine göre aynı yönde hareket ediyorsa eş-fazlı, farklı yönde hareket ediyorsa zıt-fazlı yer hareketine maruz kalmaktadır. Şekil 1 a ve b'de eş-fazlı yatay ve düşey, Şekil 2 a ve b'de ise zıt-fazlı yatay ve düşey hareket durumları görülmektedir.

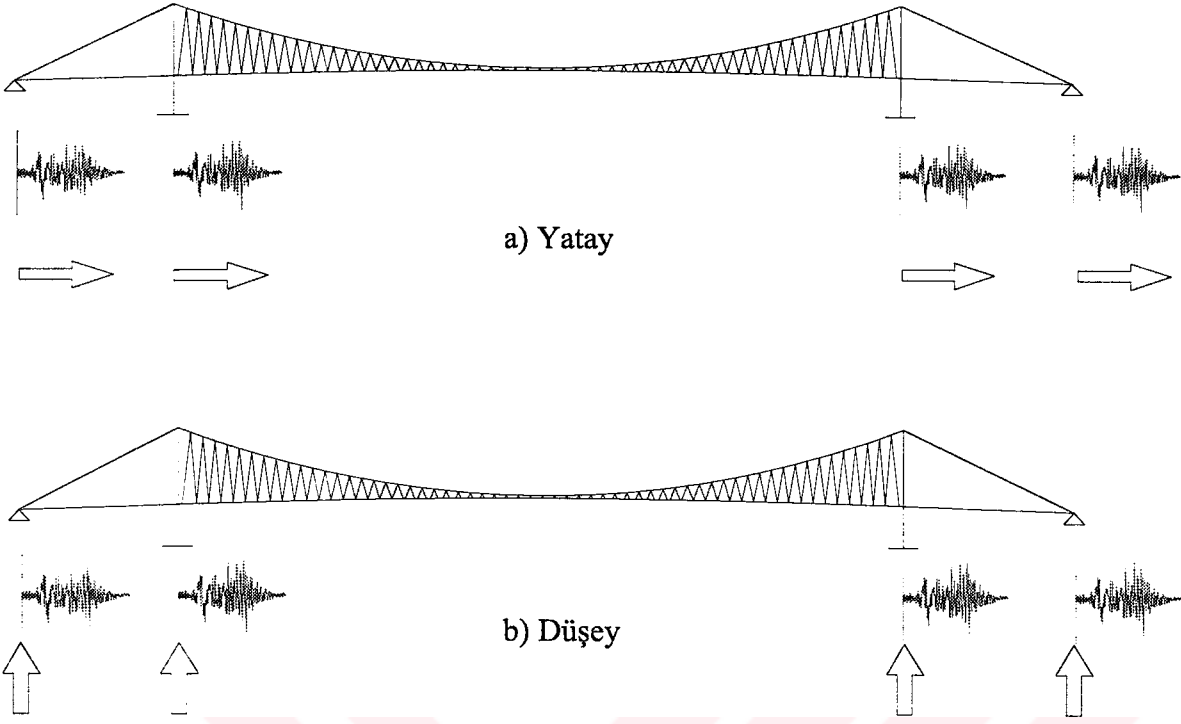
Eş-fazlı yer hareketinin köprü ayaklarına uygulanması durumunda, köprü'nün herhangi bir noktasında oluşan toplam yerdeğiştirme iki bileşenden ibaret olacaktır. Birinci bileşen, mesnet noktalarının hareketinden meydana gelmekte ve köprü'nün tüm noktalarında aynı olmaktadır. İkinci bileşen ise kütle'nin etkisi ile meydana gelen dinamik yerdeğiştirmelerdir. Birinci bileşenden dolayı köprüde herhangi bir iç etki oluşmayacaktır[52]. Dolayısıyla, klasik dinamik analizlerde (eş-fazlı yer hareketinin dikkate alınması durumunda) bu bileşen toplam yerdeğiştirmeden çıkartılmakta ve sadece dinamik yerdeğiştirme dikkate alınmaktadır. Köprüler yüzlerce metre uzunluğunda olduğundan yer hareketine maruz köprü ayakları birbirlerine göre zıt-fazlı hareket edebilirler. Bu ise köprü ayaklarının farklı yönde hareket etmesine neden olur. Köprü ayaklarının farklı hareketinden oluşan yerdeğiştirme bileşeni köprü'nün her noktasında aynı olmayacaktır. Söz konusu hareket dinamik yerdeğiştirmelere ek olarak, köprüde eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri oluşturacaktır. Dolayısıyla, zıt-fazlı yer hareketine maruz köprülerin dinamik analizinde toplam yerdeğiştirmeler dikkate alınmalıdır.

Zıt-fazlı yer hareketine maruz sistemlerin dinamik analizinde, toplam yerdeğiştirmeler zahiri-statik ve dinamik yerdeğiştirmeler olmak üzere iki bileşenden oluşmaktadır.

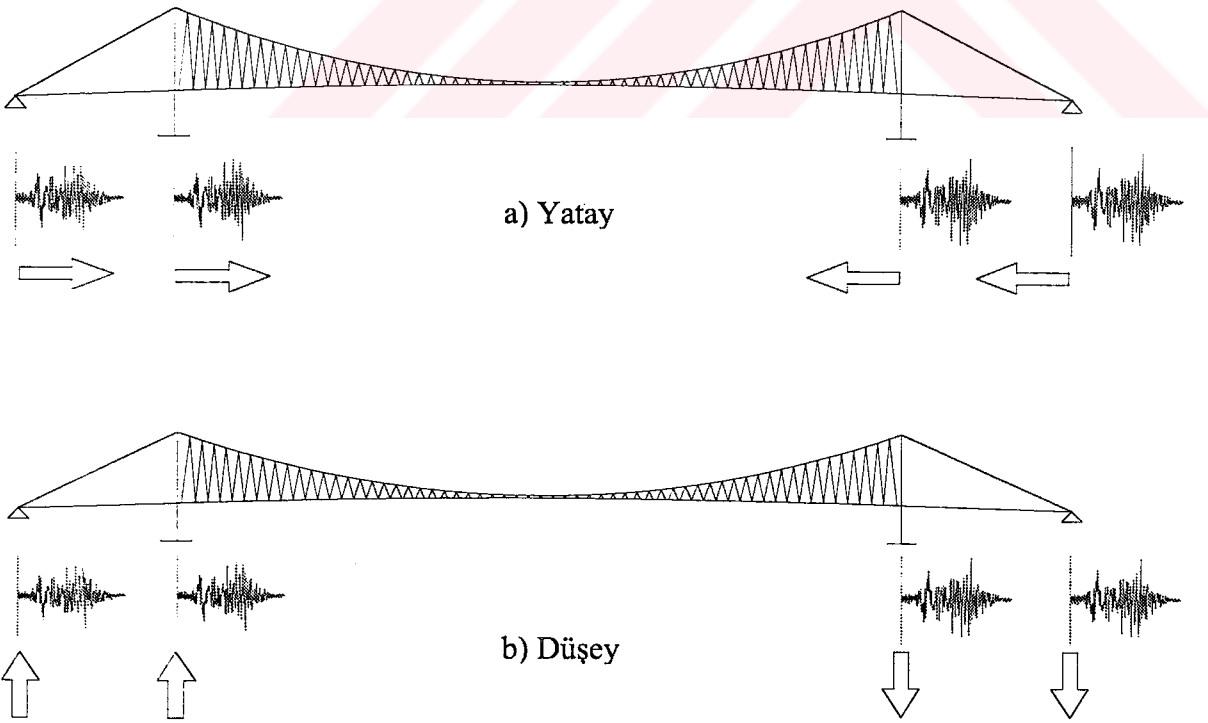
Dinamik yerdeğiştirme bileşeni aşağıda verilen dinamik hareket denklemi

$$M\ddot{U}_{dr} + C\dot{U}_{dr} + KU_{dr} = -MR_{rg}\ddot{u}_{sg} \quad (30)$$

kullanılarak hesaplanmaktadır. Burada,



Şekil 1. Eş-fazlı yatay ve düşey yer hareketine maruz asma köprü

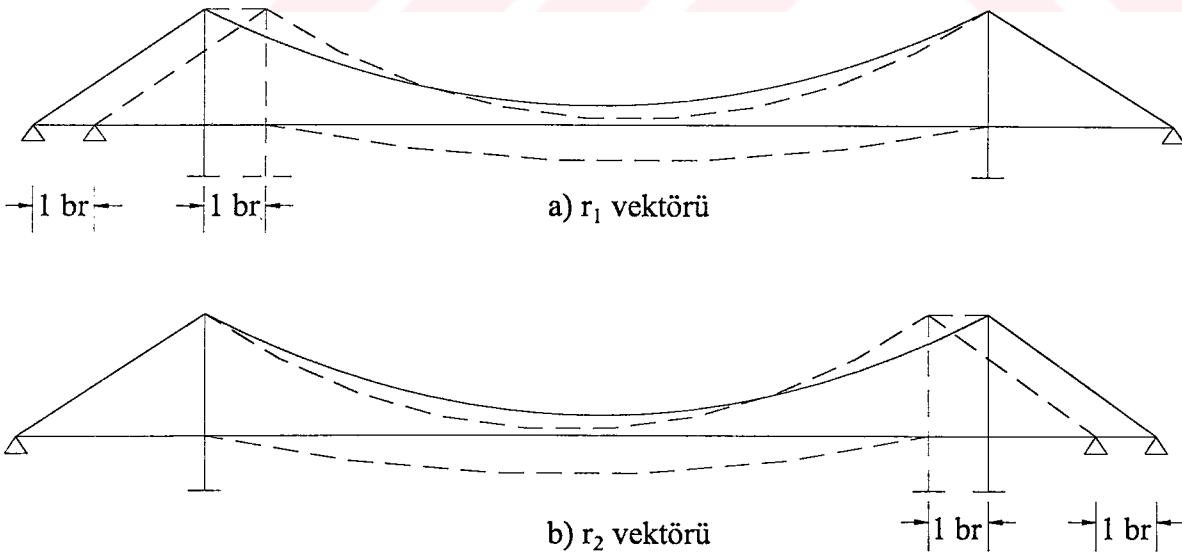


Şekil 2. Zıt-fazlı yatay ve düşey yer hareketine maruz asma köprü



- $\mathbf{M}$  : Sistem kütle matrisi,  
 $\mathbf{C}$  : Sistem sönüm matrisi,  
 $\mathbf{K}$  : Sistem rijitlik matrisi,  
 $\ddot{\mathbf{U}}_{dr}$  : İvme vektörü,  
 $\dot{\mathbf{U}}_{dr}$  : Hız vektörü,  
 $\mathbf{U}_{dr}$  : Yerdeğiştirme vektörü,  
 $\ddot{u}_{sg}$  : Yer hareket ivmesidir.

Eş-fazlı yer hareketi dikkate alındığında (30) denklemindeki  $\ddot{u}_{sg}$  tekil bir terim olup,  $\mathbf{R}_{rg}$  ise sıfır ve birlerden oluşan bir vektördür. Söz konusu vektör klasik dinamik analizde doğrultu vektörü olarak isimlendirilmektedir. Zıt-fazlı yer hareketi durumunda ise  $\mathbf{R}_{rg}$ ,  $\mathbf{r}$  vektörlerinden oluşan bir matristir.  $\mathbf{r}$  vektörü, zahiri-statik etki katsayısı vektörü veya zemin yerdeğiştirmelerinin şekil vektörü olarak isimlendirilmektedir[52].  $\mathbf{r}$  vektörleri, mesnetlerden birine yatay veya düşey yönde birim yerdeğiştirme verilip diğer tüm mesnetler tutulmak suretiyle yapının almış olduğu şekli gösterir. Şekil 3'de  $\mathbf{r}$  vektörleri yatay zıt-fazlı hareket için şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 3. Yatay zıt-fazlı yer hareketine maruz asma köprünün  $r_1$  ve  $r_2$  vektörleri

Denklem (30)'un çözümü, modların süperpozisyonu yöntemi kullanılarak bulunmaktadır. Açısıl frekans  $\omega_i$  ve mod vektörleri  $\phi_i$ ,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}_{dr} + \mathbf{K}\mathbf{U}_{dr} = 0 \quad (31)$$

ifadesiyle verilen sönümsüz serbest titreşim denklemlerinden elde edilmektedir. Analizlerde dikkate alınacak mod sayısı yapı tipine göre değişmektedir. Binalar için ilk üç mod yeterli olurken, asma köprüler için ilk 15 modu dikkate almak gerekmektedir [37].

Dinamik yerdeğiştirme bileşeni,  $\mathbf{U}_{dr}$ ,

$$\mathbf{U}_{dr} = \sum_i \phi_i Y_i(t) \quad (32)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Burada  $Y_i(t)$  zamana bağlı  $i$ . modal genliği göstermektedir. (32) denklemi (30) denkleminde yerine konur ve gerekli düzeltmeler yapılırsa

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\xi\omega_i \dot{Y}_i(t) + \omega_i^2 Y_i(t) = \left[ -\frac{\phi_i^T \mathbf{M}}{\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i} \right] [r_1 \ddot{u}_{1g}(t) + r_2 \ddot{u}_{2g}(t) + \dots] \quad (33)$$

bağıntısı elde edilmektedir. Burada  $\xi$  sönüm oranını göstermekte ve titreşimin tüm modları için aynı alınmaktadır.

Toplam yerdeğiştirmenin zahiri-statik bileşeni,  $\mathbf{U}_{sr}$ ,

$$\mathbf{U}_{sr} = r_1 \mathbf{U}_{1g}(t) + r_2 \mathbf{U}_{2g}(t) + \dots \quad (34)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Burada  $\mathbf{U}_{ig}$ , yer hareketi ivme kayıtlarının yerdeğiştirmelerini göstermekte ve ivme kayıtlarının iki kez integrasyonu ile bulunmaktadır. İvme kayıtlarının integrasyonunda önce, alet ve gürültü hatalarının oluşturduğu kalıntı yerdeğiştirmeleri gidermek için filitreleme ve eksen düzeltilmesinin yapılması gerekir [53].

Kesit tesirleri hesabında kullanılan toplam yerdeğiştirmeler,  $\mathbf{U}_r$ , ise

$$U_r = U_{sr} + U_{dr} \quad (35)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Yerdeğiştirmeler yer ivmesi kaydının her zaman adımında hesaplanırken, kesit tesirleri istenilen zaman aralıklarında hesaplanmaktadır.

### 1.3. Geometrik Olarak Lineer Olmayan Rijitlik Matrisinin Elde Edilişi

Yapılara etki eden kuvvetler belli bir düzeyin altında kaldıkları sürece yapı rijitliğine etkileri olmaz ve yapının lineer davranışını bozmazlar. Ancak, malzemenin elastisite modülü ile yapı elemanının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak yük belirli bir düzeye çıkınca iç kuvvetlerin eğilme momentlerine katkıları ile yapı elemanının rijitliğine etki ederek analiz lineer olmamasına neden olurlar. Bu lineer olmama durumu, yapı elemanlarının ve sonuç olarak yapının rijitlik matrisinin yük düzeyine bağlı olarak değişmesinden kaynaklanır. Yapının bilinen elastik rijitlik matrisine gelen katkıya geometrik rijitlik matrisi ve elastik rijitlik matrisiyle toplamına da bileşke rijitlik matrisi denir.

Bu tür lineer olmama durumunun hesaplara katılmasıyla yapılan analize ikinci mertebe hesabı veya lineer olmayan analiz denir. Lineer olmayan analizin zorunlu olduğu durumlarda, genellikle uygulanan yöntem, rijitlik matrisinin her yük adımında yeniden oluşturulmasına dönüşmektedir [54].

Geometrik olarak lineer olmayan sistemlerin elemanlarının davranışı lineer olabilir. Fakat sistem geometrisinin büyük deformasyonlar sonucunda değişmesi, sistemde lineer olmayan davranışlar oluşturur. Asma köprülerin ve yükleme altında bazı elemanları esnek burkulmaya maruz kalabilen yapıların davranışı bu duruma birer örnektir. Ters sarkaç modeline sahip yapılarda salınım esnasında görülen ve yapı ölü ağırlığı  $P$  ile kütle ağırlık merkezi ve mesnet arasındaki  $\Delta$  deformasyonundan oluşan  $P\Delta$  mesnet momenti bu gibi yapıların davranışındaki çok küçük deformasyonlar için olası lineerliliği ortadan kaldırır. Bu duruma  $P\Delta$  etkisi denir [55].

Hem eğilmeye hem de normal kuvvete maruz taşıyıcı çubuklarda, normal kuvvetin eğilme üzerine etkisi vardır. Bir elastik eğrinin diferansiyel denklemi normal kuvvet ile çok

yakından ilgilidir. Bu da eğilme rijitliklerine tesir eder. Normal kuvvet; basınç ise eğilme rijitliğinde bir azalış, çekme ise eğilme rijitliğinde bir artış olur. Dolayısıyla, çubuğun eğilme momentleri normal kuvvetlerin değerleri ile ilgilidir [56].

Eğik kablo veya asma köprülerin statik ve dinamik davranışı ağırlık rijitliklerinden dolayı geometrik olarak lineer olmamaktadır. Fakat dinamik davranış genellikle rijitliğin, ölü yük statik şekli gibi lineerleştirilerek basit olarak incelenmektedir. Bu yaklaşımın doğruluğu sehim problemlerinin çoğunda kabul edilebilirdir. Fakat lineer analizle doğru sonuçların elde edilemeyeceği salınımlar vardır. Bunlardan bazıları şöyle sıralanabilir [45].

- 1) Çok ağır araçların tabliyeden geçişi,
- 2) Şiddetli rüzgarlardaki aerodinamik kararsızlık ve şok etkisi,
- 3) Depremden dolayı mesnetlerin yerdeğiştirmesi.

Parabolik kablolar için geometrik etki önemlidir. Normal kuvvetlerin etkisinin sistemin rijitliğine katkısı ihmal edilemez. Ayrıca asma köprülerde basınç yüklerini taşıyan askılar yapısal olarak büyük geometrik değişimler yapabilmektedir. Ayrıca kablolar küçük kesitli, uzun yapı elemanlarıdır. Bu elemanların taşıdığı normal kuvvetler ise çekme olup, eleman içinde oluşturduğu normal yerdeğiştirmeleri ihmal etmek mümkün değildir. Diğer olası lineer olmama durumları ise askı ve kablolardaki histerezis ve sürtünme etkileri ile tabliyenin birleşme noktalarındaki enerji kayıplarıdır [45].

Büyük deplasman yapan yapılarda kuvvet denge denklemleri yapının şekildeğiştirmiş hali üzerinde yazılır. Bunun anlamı;

$$P = K U \quad (36)$$

şeklindeki lineer bağıntının artık geçerli olmadığıdır. Burada;

- P** : Uygulanan kuvvet,  
**K** : Sistem rijitliği,  
**U** : Yerdeğiştirmedir.

Geometrideki değişimlerin etkilerini hesaba katmak amacıyla, uygulanan yük arttıkça, her adımı yükteki artışa karşılık gelen bir dizi lineer işlemle lineer olmayan bu problem incelenerek **U** yerdeğiştirmeleri için çözümler elde edilebilir. Bununla beraber, büyük

sehimler nedeniyle, şekildeğiştirme-yerdeğiştirme bağıntıları lineer olmayan terimler içermektedir. Bu terimlerin hesaplanarak  $\mathbf{K}$  rijitlik matrisine eklenmesi gerekmektedir.

Şekildeğiştirme-yerdeğiştirme bağıntıları lineer olmayan terimler  $\mathbf{k}$  eleman rijitlik matrisini şu şekilde değiştirir;

$$\mathbf{k} = \mathbf{k}_E + \mathbf{k}_G \quad (37)$$

Burada  $\mathbf{k}_E$  her adımın başlangıcında eleman geometrisi için hesaplanan standart elastik rijitlik matrisini,  $\mathbf{k}_G$  ise geometrik rijitlik matrisini göstermektedir.  $\mathbf{k}_G$  sadece geometriye değil aynı zamanda her adımın başlangıcında var olan iç kuvvetlere de bağlıdır. Geometrik rijitlik matrisine, artımlı rijitlik matrisi ve başlangıç gerilmesi rijitlik matrisi de denilmektedir. Elastik ve geometrik rijitlik matrisleri her eleman için hesaplanarak toplanırlar ve toplam rijitlik matrisi;

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_E + \mathbf{K}_G \quad (38)$$

şeklinde elde edilir.

Lineer olmayan bir probleme herhangi bir lineer işlem uygulandığında; yerdeğiştirmelerin ve iç kuvvetlerin toplam değerindeki doğruluk, lineer adımların sayısı arttıkça, artmaktadır. Bununla beraber, bazı problemlerde lineer adımların sayısını artırarak yapının gerçek lineer olmayan davranışına iyi bir yaklaşım sağlanabilir.

Lineer olmayan analizin birinci adımında;

$$\mathbf{U}_1 = [\mathbf{K}_E(0)]^{-1} \mathbf{P} \quad (39)$$

olarak alınmaktadır. Buradaki  $\mathbf{P}$  dış yükü;

$$\mathbf{P} = \lambda \mathbf{P}^* \quad (40)$$

ile ifade edilir. Burada  $\lambda$  bir sabittir ve  $\mathbf{P}^*$  uygulanan yükün bağıl büyüklüğünü göstermektedir. Yükleme adımının başlangıcında geometrik rijitlik matrisi iç kuvvetlerle orantılı olduğundan;

$$\mathbf{K}_G = \lambda \mathbf{K}_G^* \quad (41)$$

yazılabilir. Burada  $\mathbf{K}_G^*$  uygulanan yükün birim değeri ( $\lambda = 1$ ) için geometrik rijitlik matrisidir.  $\mathbf{K}_E$  elastik matrisi oldukça geniş bir  $\mathbf{U}$  yerdeğiştirme dizisi için bir sabit olarak incelenebilir. Buradan;

$$(\mathbf{K}_E + \lambda \mathbf{K}_G^*) \mathbf{U} = \lambda \mathbf{P}^* \quad (42)$$

yazılabilir.  $\mathbf{U}$  yerdeğiştirmeleri de aşağıdaki şekilde belirlenebilir.

$$\mathbf{U} = (\mathbf{K}_E + \lambda \mathbf{K}_G^*)^{-1} \lambda \mathbf{P}^* \quad (43)$$

Ters matris tanımından,  $\mathbf{U}$  yerdeğiştirmeleri;

$$|\mathbf{K}_E + \lambda \mathbf{K}_G^*| = 0 \quad (44)$$

durumunda sonsuza gitmektedir.

(44) denkleminde elde edilen en küçük  $\lambda$  değeri idealleştirilmiş yapı için klasik burkulma yükünü verir. Bu yük  $\lambda_{\text{crit}}$  ile gösterilir ve burkulma yükleri de;

$$\mathbf{P}_{\text{crit}} = \lambda_{\text{crit}} \mathbf{P}_{\text{crit}}^* \quad (45)$$

bağıntısından hesaplanabilir.

Bir eleman üzerindeki yerdeğiştirme dağılışı aşağıdaki şekildedir:

$$\begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1-\xi & 6(\xi-\xi^2)\eta & (-1+4\xi-3\xi^2)l\eta & \xi & 6(-\xi+\xi^2)\eta & (2\xi-3\xi^2)l\eta \\ 0 & 1-3\xi^2+2\xi^3 & (\xi-2\xi^2+\xi^3)l & 0 & 3\xi^2-2\xi^3 & (-\xi^2+\xi^3)l \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{bmatrix} \quad (46)$$

Burada,  $\xi = \frac{x}{l}$ ,  $\eta = \frac{y}{l}$  ve  $u_1, u_2, \dots, u_6$  Şekil 4'de gösterilen eleman yerdeğiştirmeleridir.  $U_i$  şekildeğiştirme enerjisinin hesabında, kayma şekildeğiştirmelerinden gelen etkiler ihmal edilmektedir. Böylece sadece normal şekildeğiştirmeler  $\epsilon_{xx}$  alınmaktadır. Eğilmede eleman üzerindeki büyük sehimler için bu şekildeğiştirmeler;

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} y + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 \quad (47)$$

denklemiyle belirlenir. Burada,  $y$  kirişin tarafsız ekseninden ölçülen uzaklık,  $u_0$  ise  $y = 0$ 'daki  $u_x$  yerdeğiştirmesidir. (47) denklemi kullanılarak,  $U_i$  şekildeğiştirme enerjisi;

$$U_i = \frac{E}{2} \int_V \epsilon_{xx}^2 dV \quad (48)$$

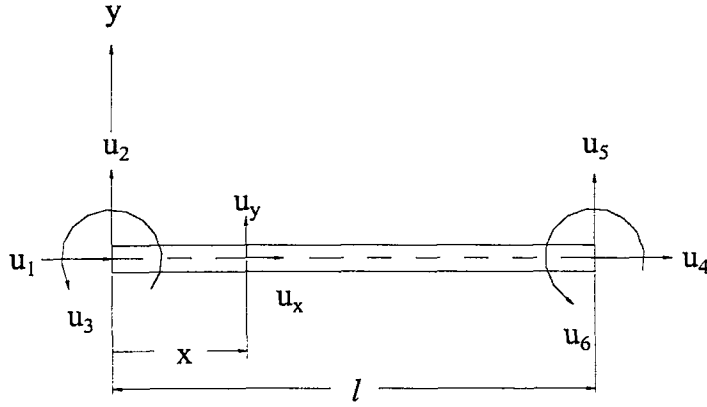
denklemi ile ifade edilebilir. Bu denklemde  $\epsilon_{xx}$  yerine (47) denklemdeki değeri yazılırsa;

$$U_i = \frac{E}{2} \int_V \left[ \frac{\partial u_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} y + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 \right]^2 dV \quad (49)$$

elde edilir. (49) denklemde;

$$\int_V dV = \int_{x=0}^l \int_A dx dA \quad (50)$$

olduğu dikkate alınır ve üslü ifade açılırsa;



Şekil 4. Kiriş elemana ait yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri

$$U_i = \frac{E}{2} \int_{x=0}^l \int_A \left[ \left( \frac{\partial u_0}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \right)^2 y^2 + \frac{1}{4} \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^4 - 2 \frac{\partial u_0}{\partial x} \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} y - \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 y + \frac{\partial u_0}{\partial x} \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 \right] dx dA \quad (51)$$

ifadesi elde edilir. Bu ifadedeki  $\frac{1}{4} \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^4$  yüksek mertebeli terimi, diğer terimler yanında çok küçük olduğundan ihmal edilebilir. Kesit alanı A üzerinde integrasyon yapılır ve y tarafsız eksenden ölçülen uzaklık olduğu için  $\int y dA$  şeklindeki integrallerin sıfıra gitmesi gerektiği göz önüne alınır;

$$U_i = \frac{EA}{2} \int_0^l \left( \frac{\partial u_0}{\partial x} \right)^2 dx + \frac{EI}{2} \int_0^l \left( \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} \right)^2 dx + \frac{EA}{2} \int_0^l \frac{\partial u_0}{\partial x} \left( \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)^2 dx \quad (52)$$

elde edilir. Bu ifadede I kesit atalet momentini göstermektedir. (52) denklemindeki ilk iki integral lineer şekildeğiştirme enerjisini, üçüncü integral ise lineer olmayan şekildeğiştirme bileşeninden gelen etkiyi göstermektedir.

(46) denkleminde;  $u_x$  yerdeğiştirmesinin  $y=0$ 'daki  $u_0$  değerinin  $x$ 'e göre birinci mertebe kısmi türevinden (53),  $u_y$  yerdeğiştirmesinin  $x$ 'e göre birinci mertebe kısmi



türevinden (54),  $u_y$  yerdeğiştirmesinin  $x$ 'e göre ikinci merteye kısmi türevinden (55) denklemini elde edilir.

$$\frac{\partial u_0}{\partial x} = \frac{1}{l}(-u_1 + u_4) \quad (53)$$

$$\frac{\partial u_y}{\partial x} = \frac{1}{l} \left[ 6(-\xi + \xi^2)u_2 + (1 - 4\xi + 3\xi^2)lu_3 + 6(\xi - \xi^2)u_5 + (-2\xi + 3\xi^2)lu_6 \right] \quad (54)$$

$$\frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = \frac{1}{l} \left[ 6(-1 + 2\xi)u_2 + 2(-2 + 3\xi)lu_3 + 6(1 - 2\xi)u_5 + 2(-1 + 3\xi)lu_6 \right] \quad (55)$$

(53) ve (55) denklemleri (52) denkleminde yerlerine yazılır ve integralı alınırsa;

$$\begin{aligned} U_i = & \frac{EA}{2l} (u_1^2 - 2u_1u_4 + u_4^2) \\ & + \frac{2EI}{l^3} (3u_2^2 + l^2u_3^2 + 3u_5^2 + l^2u_6^2 + 3lu_2u_3 - 6u_2u_5 \\ & + 3lu_2u_6 - 3lu_3u_5 + l^2u_3u_6 - 3lu_5u_6) \\ & + \frac{EA}{l^2} (u_4 - u_1) \left( \frac{3}{5}u_2^2 + \frac{1}{15}l^2u_3^2 + \frac{3}{5}u_5^2 + \frac{1}{15}l^2u_6^2 \right. \\ & + \frac{1}{10}lu_2u_3 - \frac{6}{5}u_2u_5 + \frac{1}{10}lu_2u_6 \\ & \left. - \frac{1}{10}lu_3u_5 - \frac{1}{30}l^2u_3u_6 - \frac{1}{10}lu_5u_6 \right) \end{aligned} \quad (56)$$

elde edilir.

$$F = \frac{EA}{l} (u_4 - u_1) \cong \text{sabit} \quad (57)$$

olarak tanımlanır ve (56) denklemindeki şekildeğiştirme enerjisi ifadesine Castigliano Teorisi uygulanabilir. Bu işlemler sonucunda (58) denkleminde gösterilen eleman yük-yerdeğiştirme denklemini elde edilir.



Bu ifade sembolik olarak;

$$\mathbf{S} = (\mathbf{k}_E + \mathbf{k}_G) \mathbf{u} \quad (59)$$

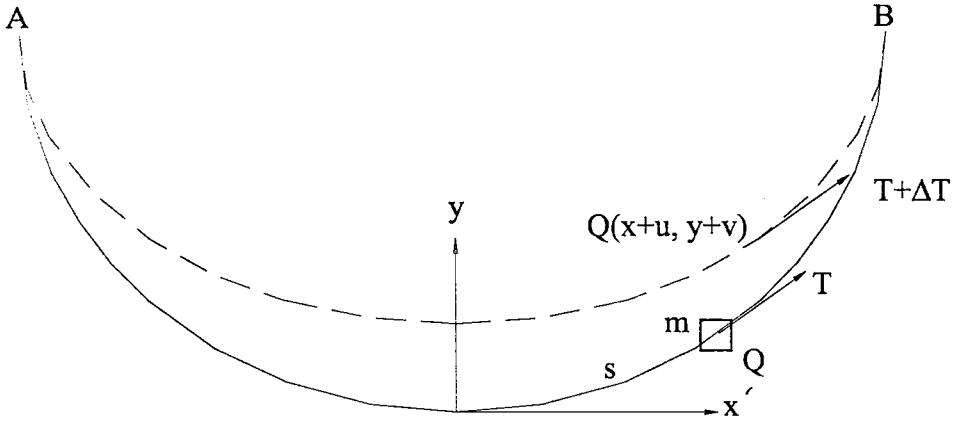
şeklinde yazılabilir. Burada,  $\mathbf{k}_E$  elastik rijitlik matrisi, geleneksel rijitlik matrisidir.  $\mathbf{k}_G$  geometrik rijitlik matrisi olup (60) denklemindeki gibidir [57].

$$k_G = \frac{F}{l} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{l}{10} & 0 & \frac{-6}{5} & \frac{l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & \frac{2}{15} l^2 & 0 & \frac{l}{10} & \frac{-l^2}{15} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-6}{5} & \frac{-l}{10} & 0 & \frac{6}{5} & \frac{-l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & \frac{-l^2}{15} & 0 & \frac{-l}{10} & \frac{2}{15} l^2 \end{bmatrix} \quad (60)$$

#### 1.4. Kablo Formülleri ile Asma Köprü Frekanslarının Belirlenmesi

Asma köprülerin tarihçesi boyunca, dinamik ve rüzgar yükleri altında salınım yapma özellikleri dikkati çekmiş ve titreşim özellikleri bakımından bir çok araştırma yapılmıştır. Bu alandaki ilk ve zor problem izole edilmiş ağır bir asma kablonun düşey bir düzlemde salınımlarının belirlenmesidir. Bu problemin bilinen ilk teorik çalışması, 1851 yılında, Rohr tarafından yapılmıştır. Rohr yataya yakın bir kablonun modlarını hesaplayarak ilk iki doğal mod için sonuçlar elde etmiştir. Aynı problem 20. yüzyılın başında daha genel olarak Routh tarafından incelenmiştir [1, 2].

Şekil 5'deki gibi, orijin ile dik koordinatları  $x$  ve  $y$  olan  $Q$  noktası arasındaki yay uzunluğu  $s$  ve uzunluk boyunca değişebilen kablo birim boy kütlesi  $m$  olan, denge durumundaki bir asma kablo dikkate alındığında; kablo, denge durumundan itibaren küçük genlikli bir salınım yaptığı zaman  $t$  anında  $Q$  noktasının koordinatları  $x+u$  ve  $y+v$  yazılabilir. Kablonun  $Q$  noktasındaki çekme kuvveti  $T$  ise  $t$  anındaki değeri  $T+\Delta T$  olur. Kablonun  $Q$  noktasında bulunan  $ds$  boyundaki bir elemanın hareket denklemi;



Şekil 5. Asılı kablo ve salınım yapmış hali

$$\frac{d^2u}{dt^2} = \frac{1}{m} \frac{d}{ds} \left( T \frac{du}{ds} + \Delta T \frac{dx}{ds} \right) \quad (61)$$

$$\frac{d^2v}{dt^2} = \frac{1}{m} \frac{d}{ds} \left( T \frac{dv}{ds} + \Delta T \frac{dy}{ds} \right) \quad (62)$$

ifadeleri ile tanımlanabilir [1, 2]. Burada  $u$  ve  $v$  sırasıyla  $Q$  noktasının yatay ve düşey yerdeğiştirmelerini göstermektedir.

Kablonun uzamadığı kabul edildiğinde, asma köprü kabloları üzerinde yapılan deneyimler, hareketin geometrisinin;

$$\frac{dx}{ds} \frac{du}{ds} + \frac{dy}{ds} \frac{dv}{ds} = 0 \quad (63)$$

denkleminde de uyması gerektiğini göstermektedir.

(61)-(63) denklemleri,  $u$ ,  $v$  ve  $\Delta T$  değerlerinin,  $s$  ve  $t$  cinsinden bulunmasını sağlar. Routh; çözüme daha yakın olan, kablonun bir sikloid şeklinde asıldığını ve  $m$ 'nin  $s$  ile değiştiğini kabul ederek böyle bir kablonun en küçük doğal frekansını:

$$\lambda \alpha_0 = \pi \quad (64)$$

olarak bulmuştur. Burada;

$$\lambda = 2\sqrt{1 + \left(\frac{b\omega^2}{g}\right)} \quad (65)$$

$$\sin \alpha_0 = \frac{l}{8b} \quad (66)$$

$b$  : Sikloid artım dairesinin yarıçapı,

$\omega$  : Salınımın açısal frekansı,

$g$  : Yerçekimi ivmesi ( $9.81\text{m/s}^2$ )

$l$  : Kablo boyu olup;

$$l = L \left[ 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (67)$$

denklemleriyle hesaplanır. Buradaki  $d$  kablodaki eğimi,  $L$  ise köprü ana açıklığını göstermektedir[1, 2].

Kablo uçlarındaki  $\alpha_0$  eğiminin küçük olması durumunda (64) denklemi;

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{b} \left( \frac{16\pi^2 b^2}{l^2} - 1 \right)} \quad (68)$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu ifadede  $f_1$  en küçük doğal frekanstır. Eğer  $\left(\frac{d}{l}\right)$  sehimin uzunluğa oranı küçükse;

$$b = \frac{l^2}{32d} \quad (69)$$

bulunur.  $b$  değeri (68) denkleminde yerine konulup seriye açılır ve  $\left(\frac{d}{l}\right)$  'li terimlerin ikiden büyük kuvvetleri ihmal edilirse;

$$f_1 = \frac{1}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{d}} \left( 1 - \frac{32}{\pi^2} \frac{d^2}{l^2} \right) \quad (70)$$

elde edilir. Daha büyük frekans değerleri de benzer şekilde,

$$f_2 = \frac{1.43}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{d}} \left( 1 - \frac{32}{(1.43\pi)^2} \frac{d^2}{l^2} \right) \quad (71)$$

$$f_3 = \frac{2}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{d}} \left( 1 - \frac{32}{(2\pi)^2} \frac{d^2}{l^2} \right) \quad (72)$$

ifadeleri ile tanımlanabilir. Bu ifadelerde  $f_2$  ve  $f_3$  sırası ile ikinci ve üçüncü moda karşılık gelen doğal frekanslardır.

1948 yılında Pugsley kablolar üzerinde bazı basit deneyler yaparak frekansın  $\sqrt{d}$  ile ters orantılı olarak değişme eğilimi gösterdiğini ve  $l$  kablo boyundan hemen hemen bağımsız olduğunu tesbit ederek bunun sebebini aramıştır.

Yapılan kabullerin deneylerle doğrulanmasından sonra Pugsley, 1949 yılında aşağıdaki yarı amirik formülleri 1., 2. ve 3. frekansları bulmak için önermiştir.

$$f_1 = \frac{1}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{d}} \left( 1 - 3 \frac{d^2}{l^2} \right) \quad (73)$$

$$f_2 = \frac{1.4}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{d}} \left( 1 - 1.5 \frac{d^2}{l^2} \right) \quad (74)$$

$$f_3 = \frac{2}{2\sqrt{2}} \sqrt{\frac{g}{d}} \left( 1 - 0.7 \frac{d^2}{l^2} \right) \quad (75)$$

Bu ifadelerdeki  $f_1$ ,  $f_2$  ve  $f_3$  sırası ile 1., 2. ve 3. doğal frekansları göstermektedir.

### 1.5. Asma Köprülerin Elastik Zemin Analjisi Formülasyonu

1953 yılında Pugsley [19], toplam yükler altındaki bir asma köprü davranışının yaklaşık hesabının, kablonun yerine k elastik zemin modülünün kullanılacağı temel bir benzeşme esasına dayandırılabilirliğini önermiştir [58].

Bir asma köprünün davranışı önemli ölçüde kirişinin elastik rijitliğinin, kablosunun elastik rijitliğine oranına bağlıdır. Dolayısıyla eğer elastik zemin, asma köprü probleminin yüklü kablosu ile eşdeğer yapılabilirse, elastik zemine oturan elastik kirişin iyi bilinen analizi, asma köprüye uygulanabilir duruma gelir.

Bu yöntemde asma köprü tabliyesi, elastik zemin modülü k olan elastik bir zemine oturan elastik bir kiriş gibi dikkate alınır. k elastik zemin modülünün düzgün yayılı olduğu kabul edilir ve aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$k = \alpha \frac{w}{d} \quad (76)$$

Burada;

w : Köprü tabliyesi birim uzunluğunun toplam ağırlığı,

d : Köprü kablosunun orta noktasındaki eğimi,

$\alpha$  : Amprik bir katsayıdır.

$\alpha$  katsayısı ya daha önce elde edilen tecrübelerden yararlanılarak direk olarak alınmakta, ya da köprü açıklığı boyunca, açıklığın belirli uzunluğundaki yayılı yüklemeler dikkate alınarak hesaplanmaktadır [58].  $\alpha$ , 10 ile 15 arasında değişen bir değer olmakla beraber Pugsley [58] büyük açıklıklı modern köprüler için 10 ile 12 arasında alınabileceğini belirtmiştir.

Tabliyesi, elastik zemine oturan elastik kiriş gibi idealleştirilen, asma köprüye ait frekans değerlerini hesaplamak için;

$$\omega_i^2 = \frac{a^2 \pi^4}{L^4} (i^4 + \beta) \quad (77)$$

ifadesi amprik olarak verilmiştir [19]. Burada;

$$a^2 = \frac{EIg}{w} \quad (78)$$

$$\beta = \frac{kL^4}{\pi^4 EI} \quad (79)$$

dir. (77) denkleminde eşitliğin her iki tarafının karekökü alındığında;

$$\omega_i = \sqrt{\frac{a^2 \pi^4}{L^4} (i^4 + \beta)} \quad (80)$$

ifadesi elde edilir.

$$\omega_i = 2\pi f_i \quad (81)$$

$$f_i = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{a^2 \pi^4}{L^4} (i^4 + \beta)} \quad (82)$$

(77)-(79) denklemlerinde;

E : Asma köprü tabliyesine ait elastisite modülü,

I : Asma köprü tabliyesine ait atalet momenti,

g : Yer çekim ivmesi (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$\omega_i$  : i'inci doğal frekans,

$f_i$  : i'inci frekanstır.

Şekil 6'da görülen, k elastik zemin modülü ile düzgün yayılı olarak yüklü bir kirişin rijitlik matrisi,

$$\mathbf{K}_{yay} = \frac{kl}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22l & 0 & 54 & -13l \\ 0 & 22l & 4l^2 & 0 & 13l & -3l^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13l & 0 & 156 & -22l \\ 0 & -13l & -3l^2 & 0 & -22l & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (83)$$

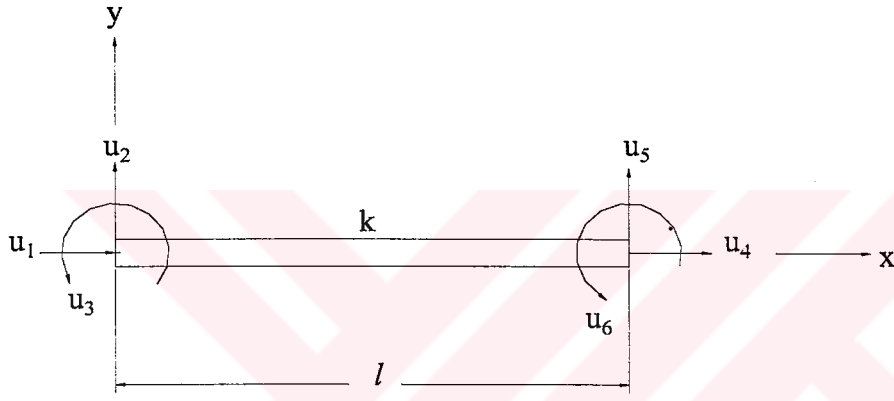


şeklinde ifade edilmektedir [57,59]. Burada,

$\mathbf{K}_{yay}$  : Eleman rijitlik matrisi,

$k$  : Elastik zemin modülü,

$l$  : Eleman uzunluğudur.



Şekil 6.  $k$  elastik zemin modülü ile yüklü elastik kiriş

## 2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Bu çalışmada asma köprülerin; lineer, geometrik olarak lineer olmayan, elastik zemin analogisi ile basitleştirilmiş ve zıt-fazlı yer hareketi dikkate alınarak dinamik analizlerinin yapılması hedeflenmektedir. Eğik askılı asma köprüler, düşey askılı asma köprülere oranla daha belirgin geometrik olarak lineer olmama özeliği göstermektedir [45]. Elastik zemin analogisi ile basitleştirilmiş asma köprü çözümü yapılırken, kulelerin rijit olduğu kabul edilmektedir [19]. Bu çalışmada narin kulelere sahip bir asma köprünün elastik zemin analogisi ve lineer olmayan analizleri sonucunda elde edilen sonuçların karşılaştırılması istenmektedir. Ayrıca kuleleri arasındaki mesafe uzun olan asma köprüler zıt-fazlı yer hareketine maruz kalabilmektedir. Bu durumda eş-fazlı yer hareketi dikkate alınarak yapılan analizler yeterli olmamaktadır.

Yukarıdaki nedenlerden dolayı, analizler sonucunda yapılacak olan karşılaştırmalarda farkın daha belirgin olarak görülebilmesi için örnek olarak seçilecek köprünün eğik askılı, narin kuleli ve uzun açıklıklı olması gerekir. Boğaziçi Köprüsü bu özelliklere sahip olduğundan bu çalışmada örnek olarak seçilmiş ve analizler bu köprü üzerinde yapılmıştır.

### 2.1. Boğaziçi Köprüsü'nün Yapısal Özellikleri

Bu çalışmada örnek sistem olarak Boğaziçi Köprüsü seçilmiştir. Boğaziçi Köprüsü İstanbul'da Asya'yı Avrupa'ya bağlamaktadır. Tasarımı Freeman, Fox and Partners [60] tarafından yapılmıştır. Yapımına 1970 yılında başlanmış ve 1973 yılında trafiğe açılmıştır.

Şekil 7'de genel görünüşü verilen Boğaziçi Köprüsü 1074 m'lik bir ana açıklığa, sırasıyla Avrupa ve Asya yakalarında olmak üzere 231 m ve 255 m'lik kenar açıklıklara sahiptir. Kabloları arasındaki mesafe 28 m'dir. Her biri 3.5 m genişliğinde, üç gidiş ve üç geliş olmak üzere toplam altı şeritten oluşmaktadır. Tablo 1'de Boğaziçi Köprüsü'ne ait, hesaplamalarda gerekli malzeme özellikleri verilmektedir.

Boğaziçi Köprüsü'nün mükemmel bir özeliği; üst başlığı mastik asfaltla kaplı, içi boş kapalı kutu kesitli tabliyesi, narin kuleleri ve eğik kabloları ile modern olmasıdır. Ana

açıklık her biri 17.9 m uzunluğunda, 33.4 m genişliğinde ve 143.5 ton ağırlığında rijit plak panellerden yapılmış 60 tane kutudan oluşmaktadır.

Tabliyenin esas görevi trafik yüklerini askılara dağıtmak ve burulmada, tüm dinamik dengeyi önemli derecede destekleyecek, yeterli rijitliğin elde edilmesini sağlamaktır. Tabliye kesiti orta noktasının derinliği 3 m'dir. Tabliye üst plakları; V-şekilli olarak uzanan elemanlar arasındaki bağlantıyı sağlayanlar 12 mm, 4.475 m aralıklarla tekil olarak uzanan bu elemanları oluşturmada kullanılanlar ise 6 mm kalınlığındadır. Tabliye her bir kulede bulunan kule kirişleri üzerine oturmaktadır

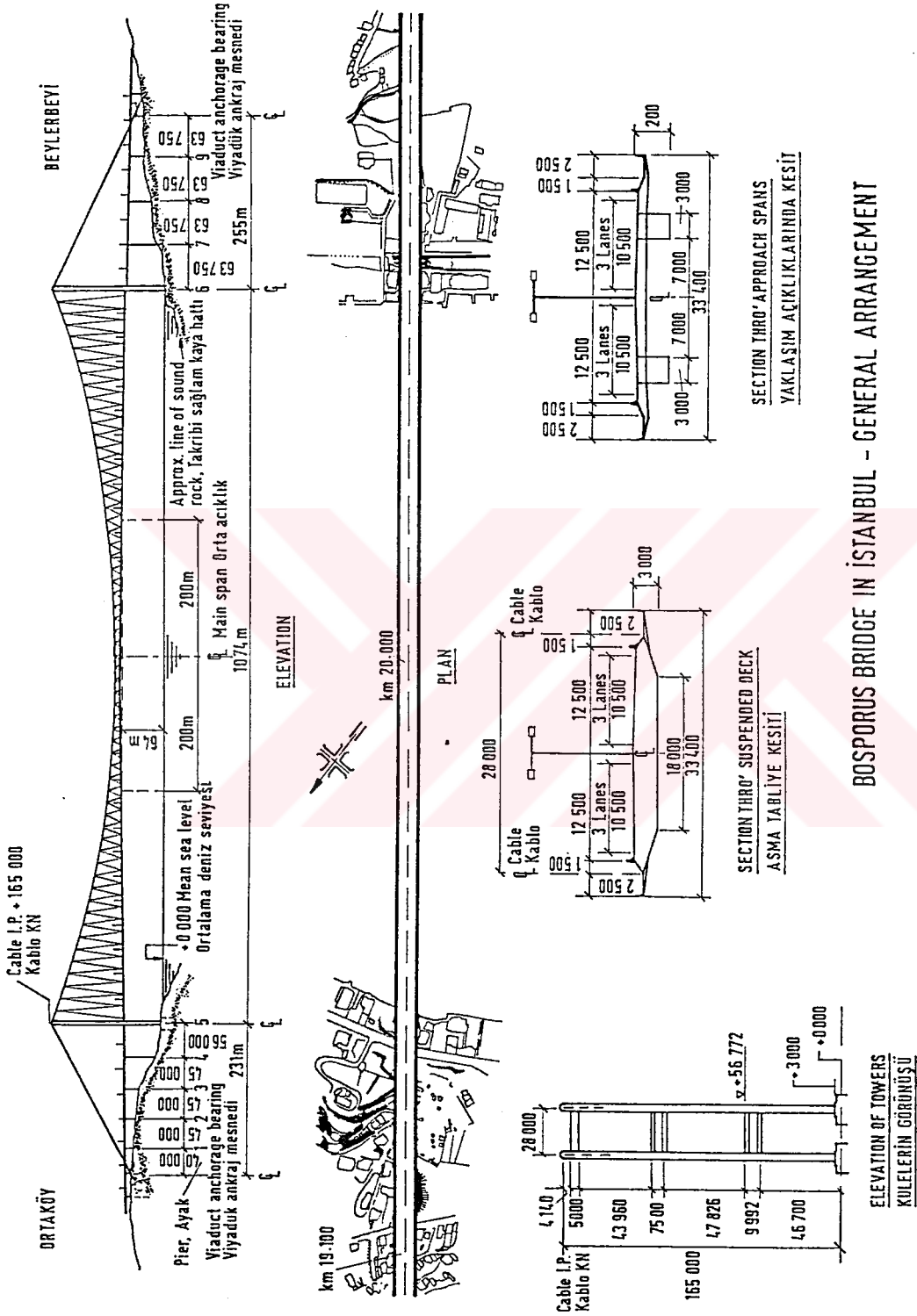
Boğaziçi Köprüsü kuleleri çelik kutu kesitli olup 165 m yüksekliğindedir. Herbir kule iki çelik kutu kesitten yapılmış olup, bu kesitler belirli noktalarda birbirlerine bağlanmıştır. Kulelerdeki her kutu kesit alanı tabanda 7m x 5.2m, tepede ise 7m x 3m boyutundadır. Plaka kalınlıkları 20 mm veya 22 mm'dir.

Boğaziçi Köprüsü kabloları minimum çekme mukavemeti 160 kg/mm<sup>2</sup> olan 5mm çapındaki galvanizlenmiş çelik tellerden yapılmışlardır. Her bir ana kablo; ana açıklıkta, her biri 548 çelik telden oluşan 19 büklümünden oluşmaktadır. Kenar açıklıklardaki ana kabloların herbirine 5mm çapındaki 192 çelik telden oluşan 4 tane daha ek büklüm konulmuştur.

Boğaziçi Köprüsü'nde kenar açıklık tabliyeleri ana kabloya bağlı olmayıp zemine inşa edilen temeller üzerine oturtulmuştur. Orta ayak temellerin üzerine yerleştirilen 1.5m çapındaki çelik kolonlar, kutu kesitli içi boş taşıyıcı çelik ana kirişlere mesnet oluşturmaktadırlar. Taşıyıcı ana kirişler üzerine 3m aralıklarla enine I kirişleri yerleştirilmiştir.

Her bir kulenin zemin yüzeyindeki temelleri su yüzeyinden yaklaşık olarak 3m yukarıdadır. Temeller beton olarak inşa edilmiş olup sert kaya zemine kadar inmektedir. Temel derinlikleri Ortaköy yakasında 17-24 m arasında, Beylerbeyi yakasında ise 5-10 m arasında değişmektedir.

Ankraj bloklarının her biri, iki kablo ankraj odasını ihtiva etmektedir. Blokların takriben 2/3'ü toprak içinde olmak üzere derinlikleri kademeli olarak 40 m'ye kadar inmektedir. Plan ölçüleri ise 35x40 m'dir. Hücreler arkada betonarme bir perde ile birleştirilerek, ortada çekmeye karşı bir kaya blokunun ilave direncinden de yararlanılmıştır.



Şekil 7. Boğaziçi Köprüsü genel görünüşü [40].

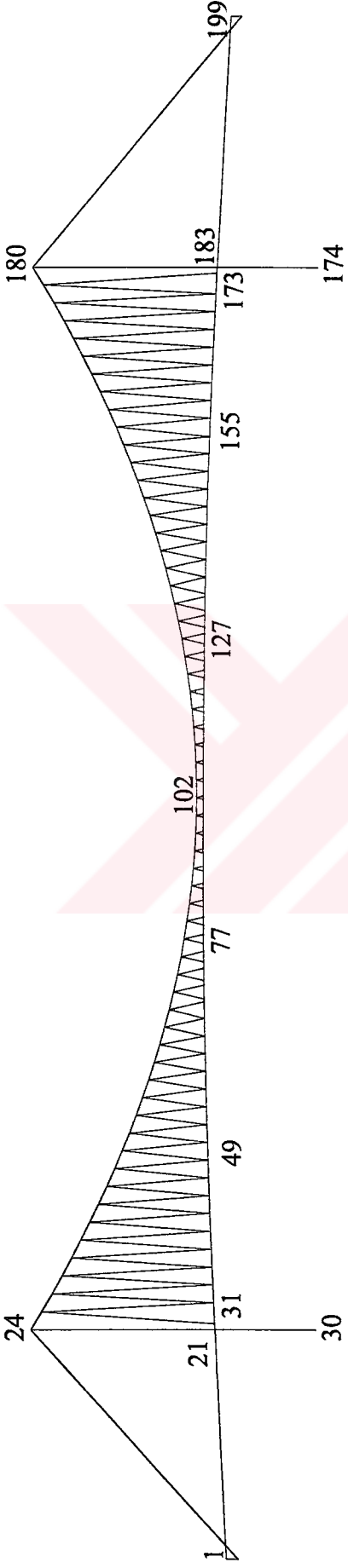
Ankraj bloklarının her iki hücrelerinde beton kütle içine birer çelik konstrüksiyon çerçeve yerleştirilmiş olup, bunların içindeki 244 tane öngerilmeli çubuğa daha sonra kablo çekmesini dengelemek için toplam 15400 ton çekme gerilmesi verilmiştir. Bu çerçeveye daha sonra ana kabloların uçları montaj edilmiştir [2,5,6].

Tablo 1. Boğaziçi Köprüsü'ne ait elemanların kesit özellikleri [60,61].

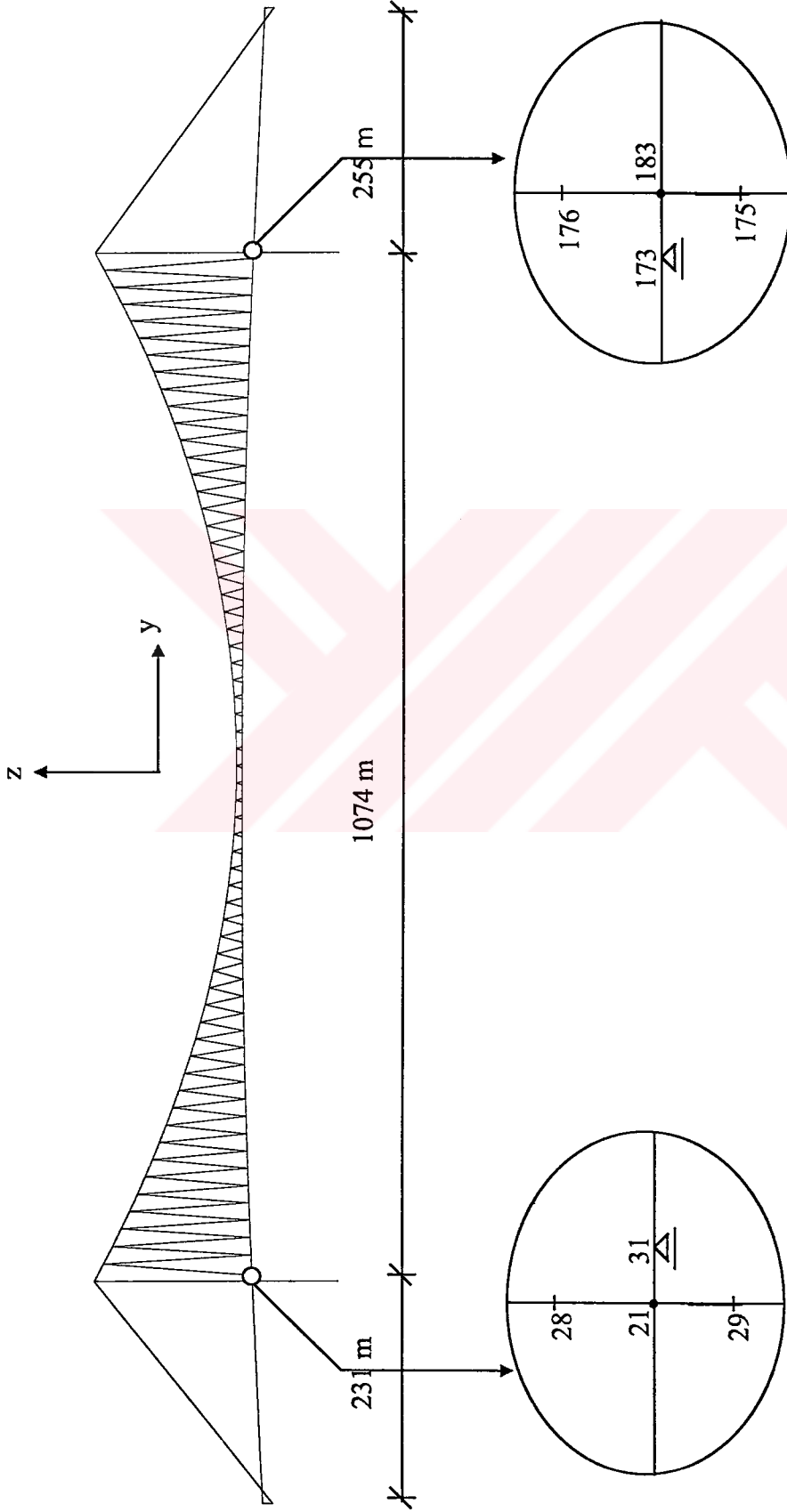
Eleman Adı	Elastisite Modülü (kN/m <sup>2</sup> )	Alan (m <sup>2</sup> )	Atalet Momenti (m <sup>4</sup> )
Kenar açıklık tabliyesi, Ankrajlar	0	0.33	1.8
Ana açıklık tabliyesi	205000000	0.851	1.238
Kuleler	205000000	1.36	9.0
Kenar açıklık kablosu	193000000	0.438	0.0076371
Ana açıklık kablosu	193000000	0.410	0.00669187
Kenar açıklık kablosu	193000000	0.438	0.0076371
Askılar	162000000	0.0042	0.0000007
Kule -Tabliye bağlantısı	0	0.851	1.238

## 2.2. Boğaziçi Köprüsü'nün İki Boyutlu Sonlu Eleman Modeli

Boğaziçi Köprüsü'nün; lineer, geometrik olarak lineer olmayan, elastik zemin analogisi ile basitleştirilmiş çözümü ve zıt-fazlı yer hareketine maruz dinamik davranışını belirlemek için düşey düzlemde iki boyutlu analizi yapılmaktadır. Analizler sırasında dikkate alınan düşey düzlemdeki sonlu eleman modeli Şekil 8,9'da görülmektedir. Her bir düğüm noktasında iki ötelenme, bir dönme olmak üzere üç serbestlik derecesi mevcuttur. Bunlar yatay ve düşey doğrultudaki ötelenmeler ile yanal doğrultudaki dönmedir. Her bir kule 7 elemana bölünmüş, her askı bir eleman gibi düşünülmüştür. Kenar açıklıklardaki tabliyeler kablolarına asılı olmayıp, zemine inşa edilmiş temeller üzerine oturtulmuştur. Kulelere oturan ve kule-tabliye bağlantısını sağlayan elemanlar da kablolarına asılı değildir. Dolayısıyla ankraj blokları, kenar açıklık tabliyeleri, kule-tabliye bağlantı elemanlarının



Şekil 8. Boğaziçi Köprüsü düğüm noktaları numaralandırılması



Şekil 9. Boğaziçi Köprüsü'nün iki boyutlu matematik modeli

kütleleri sıfır alınarak, analizler sırasındaki etkileri ihmal edilmektedir. Tabliye her iki ucundan da kayıcı mesnetlere oturmaktadır.

Kablo koordinatları; ölü yükler altında kablonun parabolik, tabliye koordinatları ise tabliyenin düşey düzlemde 17900m yarıçaplı bir kurba sahip olduğu dikkate alınarak hesaplanmıştır.

Sonuç olarak Boğaziçi Köprüsü'nün her bir düğüm noktasında üç serbestlik derecesi olan 202 düğüm noktasından, 317 kiriş elemandan ve 469 serbestlik derecesinden oluşan iki boyutlu sonlu eleman modeli oluşturulmuştur.

İki boyutlu sonlu eleman modeli oluşturulan Boğaziçi Köprüsü'nün söz konusu analizleri SAP90 [62] programı kullanılarak yapılmıştır.

### **2.3. Yer Hareketinin Seçimi**

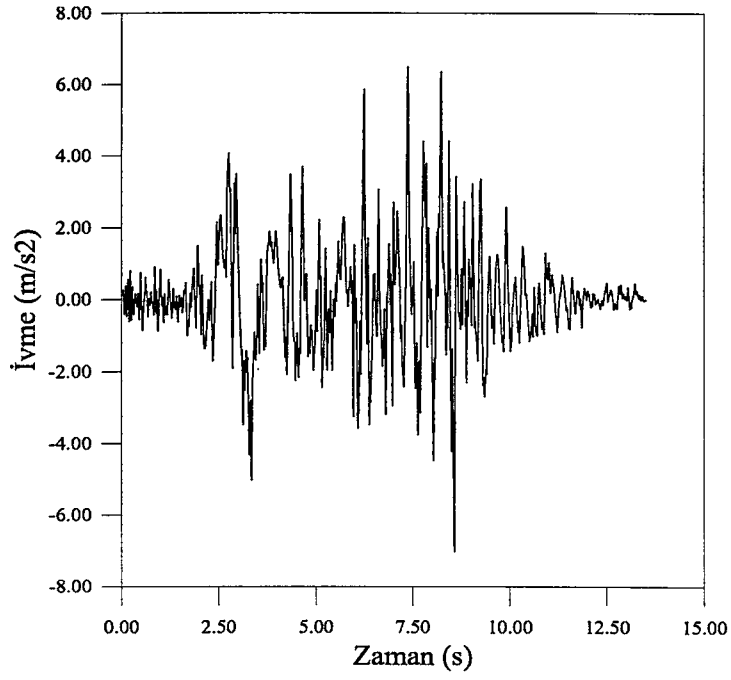
Birçok yapı sisteminin deprem analizi yapılırken, genelde depremin düşey bileşeni önemli değildir. Depremin düşey bileşeninin yatay bileşenine oranla daha etkili olduğu yapılarda, projelendirme düşey bileşen dikkate alınarak yapılır. Asma köprüler gibi uzun açıklıklı yapılar için depremin düşey bileşeni daha fazla etkili olmaktadır [31].

Dinamik etki olarak iki deprem kaydı kullanılmıştır. Bunlardan birincisi 1971 San Fernando depremi, Pacoima Baraj kaydı S16E bileşeninin 2/3 katı, ikincisi ise 1992 Erzincan depremi Doğu-Batı (E-W) bileşeninin 2/3 katı düşey doğrultularda alınarak gerekli analizler yapılmıştır. Seçilen depremlere ait ivme-zaman kayıtları Şekil 10,11'de görülmektedir.

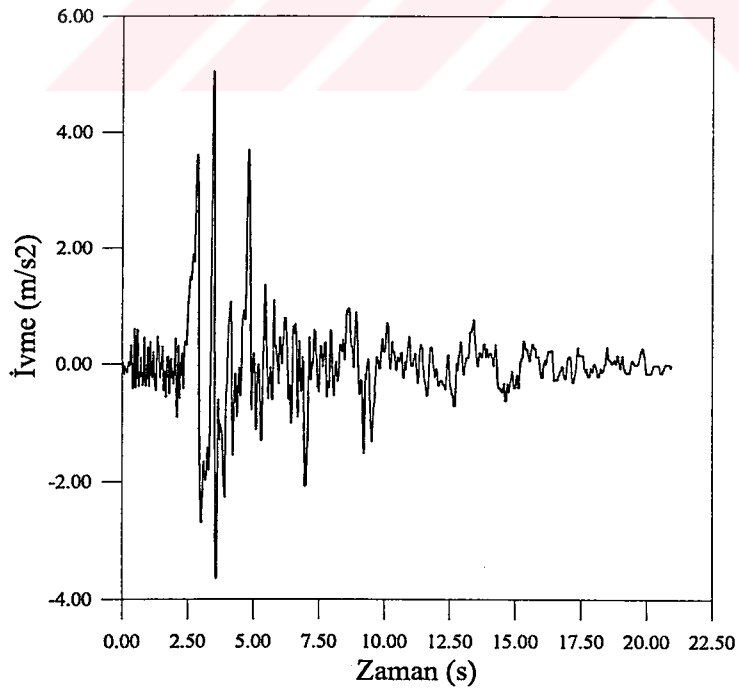
### **2.4. Asma Köprülerin Kablo Formülleri ile Frekans Hesabı**

Asma köprülerin kabloları dikkate alınarak frekans değerleri elde edilmektedir. Örnek sistem olarak Boğaziçi Köprüsü seçilmektedir. Gerekli hesaplamalar Bölüm 1.4'deki denklemler kullanılarak gerçekleştirilmekte ve Boğaziçi Köprüsü'ne ait ilk üç moda karşılık gelen frekans değerleri hesaplanmaktadır. Hesaplar sırasında kablonun uzamadığı ve kablo birim kütlelerinin uzunluk boyunca değişmediği kabul edilmektedir.





Şekil 10. 1971 San Fernando depremi S16E bileşeni yer hareketi (Pacoima Baraj kaydı)



Şekil 11. 1992 Erzincan depremi Doğu-Batı bileşeni yer hareketi

## 2.5. Asma Köprülerin Lineer Dinamik Analizi

Asma köprü kablolarındaki çekme kuvvetlerini ihmal ederek normal kuvvetin etkisini dikkate almadan dinamik analizi yapılmaktadır. Kısaca bu analizde P- $\Delta$  etkileri dikkate alınmamaktadır. Lineer dinamik analizi yapılmak üzere örnek olarak Boğaziçi Köprüsü seçilmektedir.

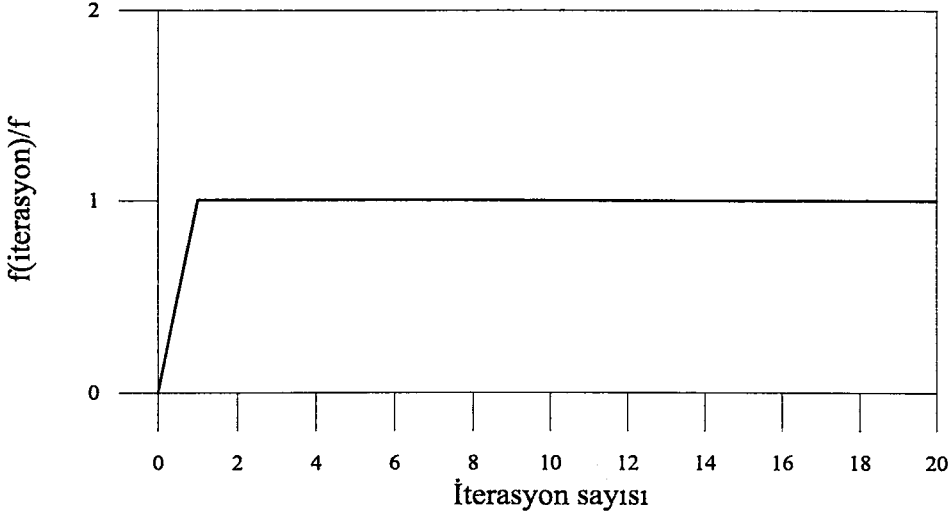
## 2.6. Asma Köprülerin Geometrik Olarak Lineer Olmayan Dinamik Analizi

Asma köprü kablolarında meydana gelen çekme kuvvetlerini göz önünde bulundurarak normal kuvvetlerin etkisi dikkate alınmaktadır. Normal kuvvetler yardımıyla oluşturulan geometrik rijitlik matrisi, elastik rijitlik matrisine ilave edilerek toplam rijitlik matrisi bulunmaktadır. Yani P- $\Delta$  etkileri ihmal edilmemektedir. Analizlerde yeterli doğrulukta sonuçların elde edilebilmesi için belirli sayıda iterasyon kullanılmaktadır. İterasyon sayısının belirlenmesi Şekil 12'de görülmektedir. Burada iterasyon sayısı 10 olarak alınmıştır. Hesabın geriye kalan kısmı aşağıdaki gibi yapılmaktadır.

Sistem önce birinci mertebe teorisine göre statik olarak hesaplanmaktadır. Bulunan kesit tesirleri  $M^1$ ,  $N^1$ ,  $T^1$  ile yerdeğiştirmeler de  $\delta^1$  ile gösterilmekte ve şekildeğiştirmiş eksen tayin edilmektedir. İkinci adımda, birinci adımda bulunan şekildeğiştirmiş eksen sistem ekseni olarak alınıp, sistem yeniden birinci mertebe teorisiyle hesaplanmaktadır. Bulunan kesit tesirleri  $M^2$ ,  $N^2$ ,  $T^2$  ile yerdeğiştirmeler de  $\delta^2$  ile gösterilmekte ve şekildeğiştirmiş eksen tayin edilmektedir. Bu hesaba, sistem ekseni olarak alınan eğri şekildeğiştirmiş eksen eğrisine yeter derecede yakın oluncaya kadar devam edilmektedir. En son bulunan kesit tesirleri ve yerdeğiştirmeler gerçek değerleri vermektedir [63].

P- $\Delta$  etkileri dikkate alınarak (ikinci mertebe teorisine göre hesap) elde edilen en son değerler kullanılarak sistem rijitlik matrisi oluşturulmaktadır. Oluşturulan bu rijitlik matrisinin kullanılmasıyla da dinamik analizler yapılmaktadır.

Yapının kütlesi toplu kütleli (lumped-mass) sistem olarak dikkate alınmaktadır. Sürekli kütleli sistemlerden, kütlelerin belirli noktalara toplanmasıyla toplu kütleli sistemler oluşturulabilir. Toplu kütleli sistemlerde sistemin kütlesi, sönüm ve elastik özellikleri, belirli noktalarda ayrı olarak bulunmaktadır [64].



Şekil 12. Frekans oranlarının iterasyon sayısı ile değişimi

Bu çalışmada asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan analizi iki durum için incelenmektedir. Birincisi köprünün kendi ağırlığı altında olması hali, ikincisi ise köprünün kendi ağırlığı yanında araçların köprü üzerinden geçişi esnasında köprü üzerinde oluşan hareketli yüklerin de dikkate alınması durumudur. Araçların oluşturduğu hareketli yükler düzgün yayılı çizgisel yük olarak dikkate alınmaktadır. Eğik askılı asma köprüler, düşey askılı asma köprülere oranla geometrik olarak lineer olmama özelliğini daha yansıtmaktadırlar [45]. Bu sebepten ve Türkiye’de inşa edilmiş olmasından dolayı örnek sistem olarak Boğaziçi Köprüsü alınmıştır. Köprünün hareketli yüklerle yüklü olması durumundaki geometrik olarak lineer olmayan dinamik analizi, açıklık boyunca 1.33t/m’lik düzgün yayılı çizgisel yük dikkate alınarak yapılmaktadır.

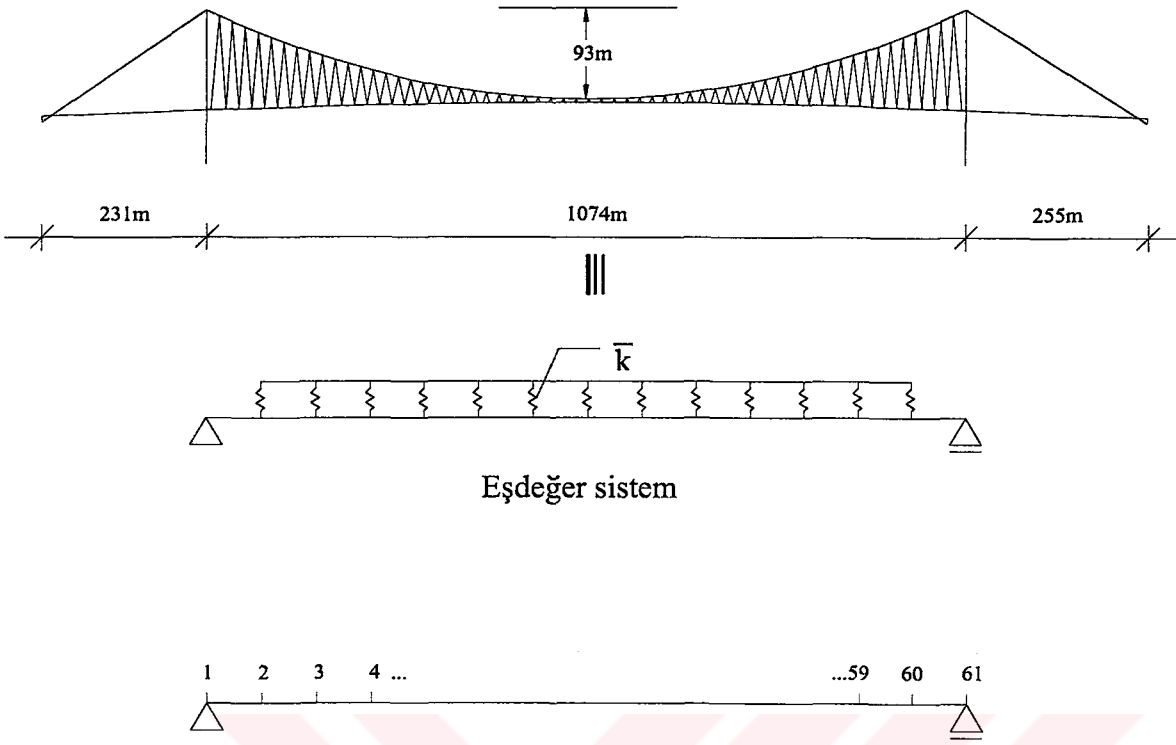
## 2.7. Asma Köprülerin Elastik Zemin Analjisi ile Basitleştirilmiş Dinamik Analizi

Asma köprülerin elastik zemin analjisi ile basitleştirilmiş dinamik analizi geometrik olarak lineer olmama durumu dikkate alınarak yapılmaktadır. Analizler sırasında Bölüm 1.5’de açıklanan denklemler kullanılmaktadır. Örnek sistem olarak Boğaziçi Köprüsü alınmaktadır.  $\alpha=12$  alınarak elastik kiriş gibi idealleştirilen köprü tabliyesi üzerindeki düzgün yayılı elastik zemin modülü,  $k$ , hesaplanmaktadır. Köprü tabliyesi

17.9m uzunluğunda 60 eşit parçaya bölünüp, her parçanın rijitliği  $\bar{k}$  olan bir yayla köprü kablosuna bağlı olduğu kabul edilmektedir (Şekil 13) Köprü'nün tabliyesi dikkate alınarak oluşturulan eşdeğer sistemden sonra, amprik formüllerle ve geometrik olarak lineer olmayan analiz ile elde edilen mod şekilleri ve bu modlara ait frekans değerleri hesaplanmaktadır. Eşdeğer sistemde k düzgün yayılı elastik zemin modülü 17.9 m eleman uzunlukları ile çarpılarak noktasal yüklere indirgenmektedir. Dolayısıyla eşdeğer sistem rijitliği  $\bar{k} = 17.9k$  olan yaylardan oluşmaktadır.

## 2.8. Asma Köprüleri Zıt-fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analizi

Analizin yapılması için örnek olarak Boğaziçi Köprüsü seçilmiştir. Boğaziçi Köprüsü'nün düşey ve yatay doğrultuda, sonsuz hızdaki eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumlarında dinamik analizi yapılarak, tabliye ve kulelere ait yerdeğiştirme ve kesit tesirleri elde edilmektedir. Analiz sırasında dinamik dış etki olarak 1971 San Fernando depreminin Pacoima barajında kaydedilen S16E bileşeni kullanılmaktadır. Bu analizler Mulsap[65] paket programı kullanılarak yapılmaktadır. Analizlerde normal kuvvetlerin etkisi dikkate alınmaktadır. Normal kuvvetlerden meydana gelen geometrik rijitlik matrisi elastik rijitlik matrisine ilave edilerek toplam rijitlik matrisi oluşturulmaktadır.



Şekil 13. Boğaziçi Köprüsü elastik zemine oturan elastik kiriş modellemesi

### 3. BULGULAR VE İRDELEMELER

#### 3.1. Kablo Formülleri ile Frekanslar

Kablo formülleri kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'nün ilk üç moduna ait frekans değerleri hesaplanmıştır. Bu frekans değerleri;

$$f_1=0.112 \text{ Hz}$$

$$f_2=0.159 \text{ Hz}$$

$$f_3=0.228 \text{ Hz}$$

olarak bulunmuştur. Bu frekans değerlerinin geometrik olarak lineer olmayan analiz sonucu ilk üç mod için bulunan frekans değerlerine yakın olduğu görülmüştür (Tablo 2 ).

Tablo 2. Kablo formülleri ve geometrik olarak lineer olmayan analiz ile bulunan frekans değerlerinin karşılaştırılması

Mod no	Basit kablo formülleri ile bulunan frekanslar (Hz)	Geometrik olarak lineer olmayan analiz ile bulunan frekanslar (Hz)
1	0.112	0.121
2	0.159	0.161
3	0.228	0.220

#### 3.2. Mod Sayısı

Analizlerde dikkate alınacak mod sayısı yapı tipine göre değişmektedir. Yüksek bina analizlerinde ilk mod toplam tepkinin yaklaşık %90'ını içerdiğinden, bu tür yapılar için yapı davranışını belirlemede ilk üç modun dikkate alınması yeterli olmaktadır. Barajlarda ise ilk altı modun dikkate alınması yeterli doğrulukta sonuçların bulunabilmesine imkan vermektedir. Asma köprüler, bina ve barajlara göre daha karmaşık yapılardır. Yapılan çalışmalarda kulelerin, tabliyenin ve kabloların geniş bir mod aralığında asma köprülerin davranışına önemli katkılarının olduğu anlaşılmıştır [37].

Dinamik analizlerde, yapı davranışının doğru olarak belirlenmesi yeterli sayıda mod sayısının dikkate alınmasıyla mümkündür. Asma ve kablolu köprülerin düşey yöndeki analizinde ilk 15 modun dikkate alınması yeterli olmaktadır [49]. İlk 15 mod için lineer ve geometrik olarak lineer olmama durumları dikkate alınarak bulunan mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar Şekil 14,15’de görülmektedir.

Lineer ve geometrik olarak lineer olmayan analizler sonucunda elde edilen frekanslar ile daha önce yapılmış çalışmalarda [6,66] elde edilmiş frekans değerleri Tablo 3’de görülmektedir.

Tablo 3. Lineer, geometrik olarak lineer olmayan ve daha önce yapılmış çalışmalarda [6,66] hesaplanmış frekans değerleri

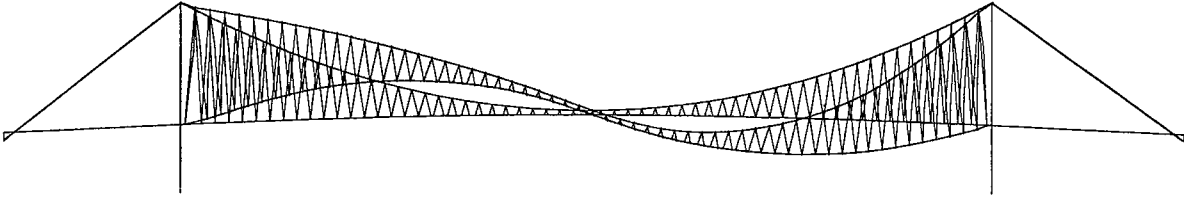
Mod no	A* (Hz)	B* (Hz)	C* (Hz)	D* (Hz)
1	0.058	0.121	0.127	0.129
2	0.094	0.161	0.165	0.160
3	0.165	0.220	0.226	0.217
4	0.186	0.275	0.288	0.277
5	0.239	0.363	0.378	0.362
6	0.305	0.446	0.463	0.446
7	0.397	0.550	0.570	0.544
8	0.487	0.581	0.573	-
9	0.582	0.656	0.677	0.637
10	0.589	0.766	0.788	0.739
11	0.704	0.889	0.913	0.852
12	0.829	1.022	1.046	0.959
13	0.962	1.112	1.058	-
14	1.106	1.116	1.062	-
15	1.118	1.164	1.189	-

A\* : Lineer analiz ile elde edilen frekans değerleri.

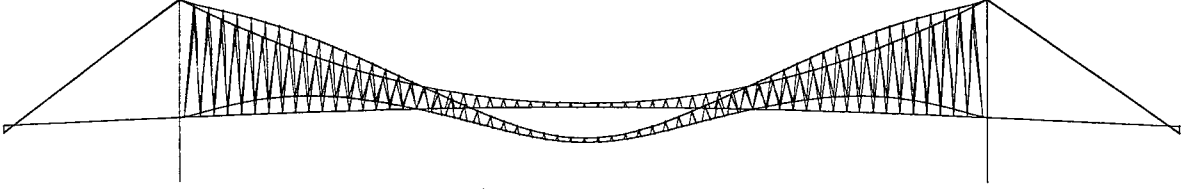
B\* : Geometrik olarak lineer olmayan analiz ile elde edilen frekans değerleri.

C\* : Dumanoğlu ve Severn [6] tarafından hesaplanan frekans değerleri.

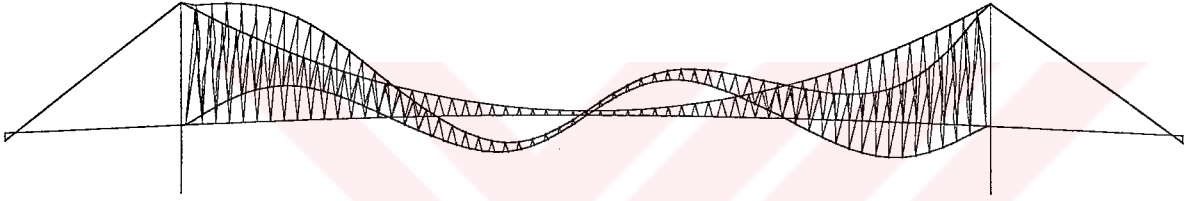
D\* : Brownjohn ve diğ. [66] tarafından ölçülen frekans değerleri.



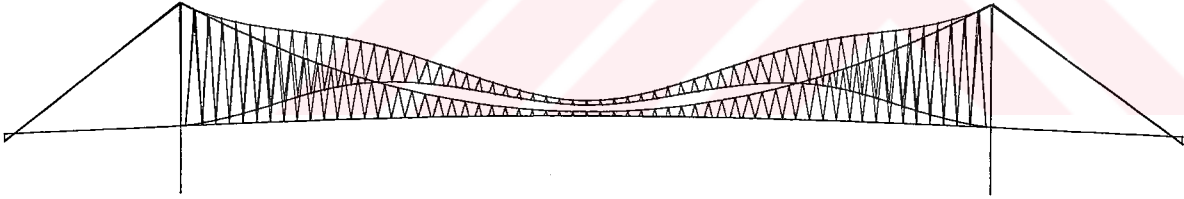
Mod: 1 Frekans: 0.058Hz Periyot: 17.349sn



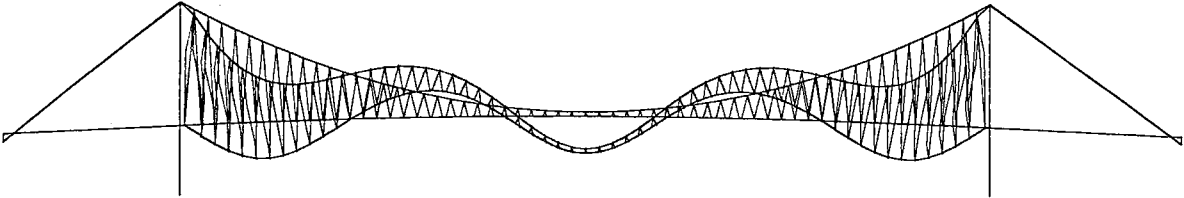
Mod: 2 Frekans: 0.094Hz Periyot: 10.650sn



Mod: 3 Frekans: 0.165Hz Periyot: 6.075sn



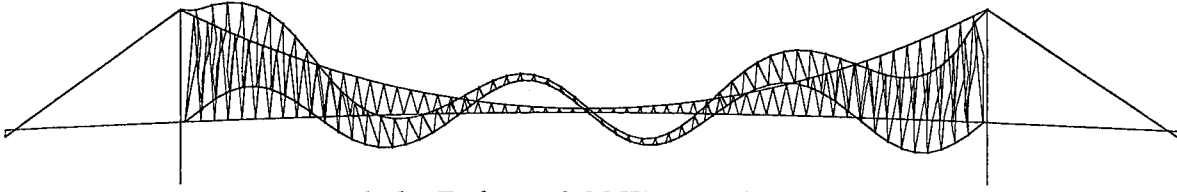
Mod: 4 Frekans: 0.186Hz Periyot: 5.383sn



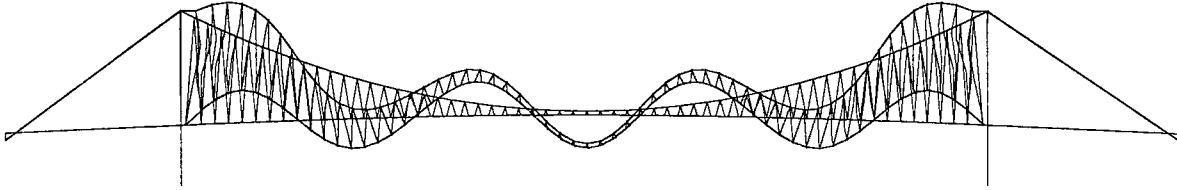
Mod: 5 Frekans: 0.239Hz Periyot: 4.186sn

Şekil 14. Lineer analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar

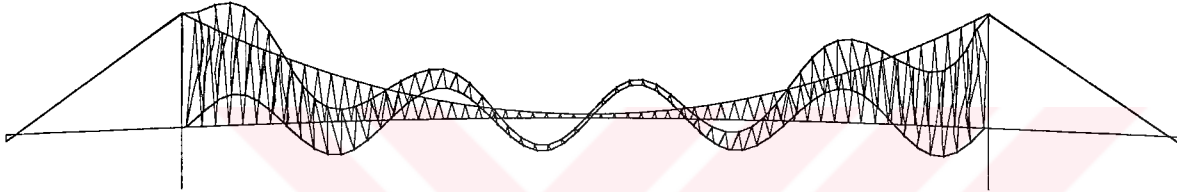




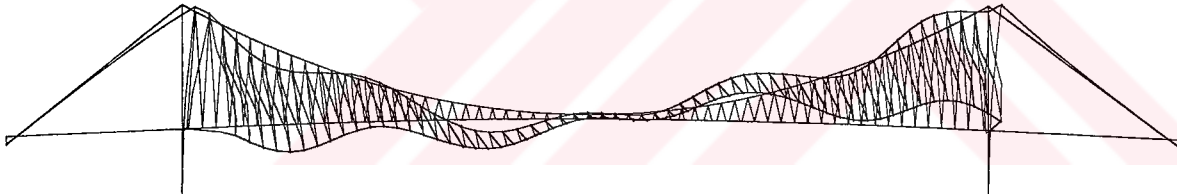
Mod: 6 Frekans: 0.305Hz Periyot: 3.276sn



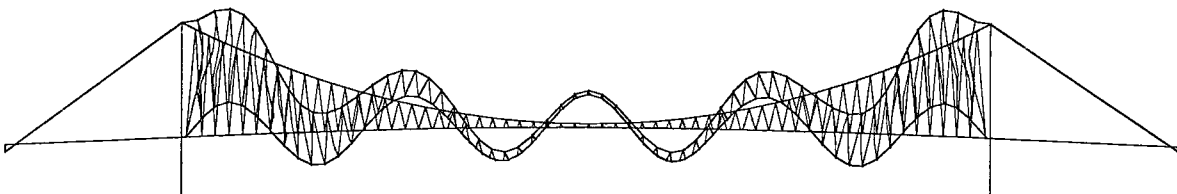
Mod: 7 Frekans: 0.397Hz Periyot: 2.519sn



Mod: 8 Frekans: 0.487Hz Periyot: 2.053sn

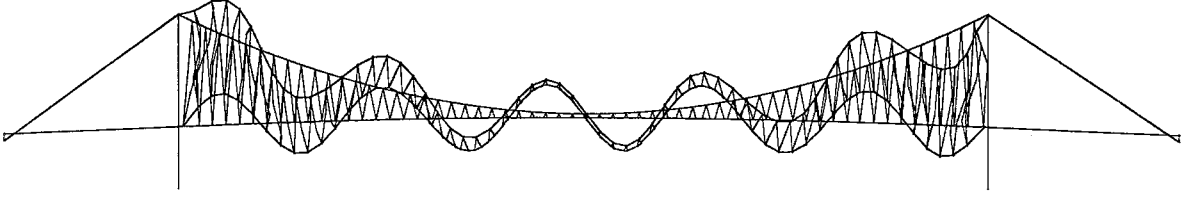


Mod: 9 Frekans: 0.582Hz Periyot: 1.719sn

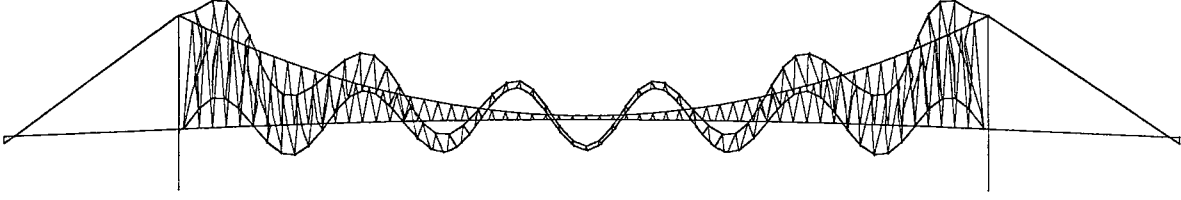


Mod: 10 Frekans: 0.589Hz Periyot: 1.697sn

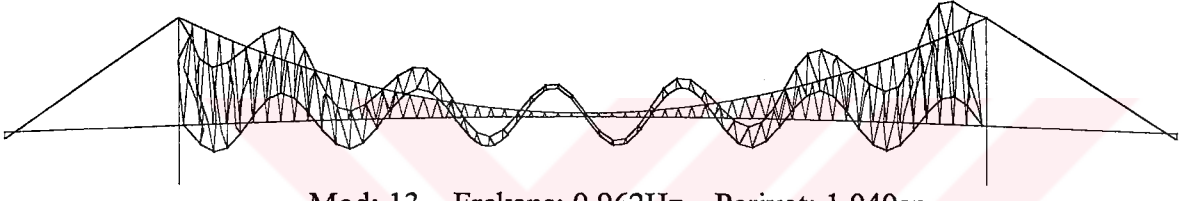
Şekil 7. Lineer analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar



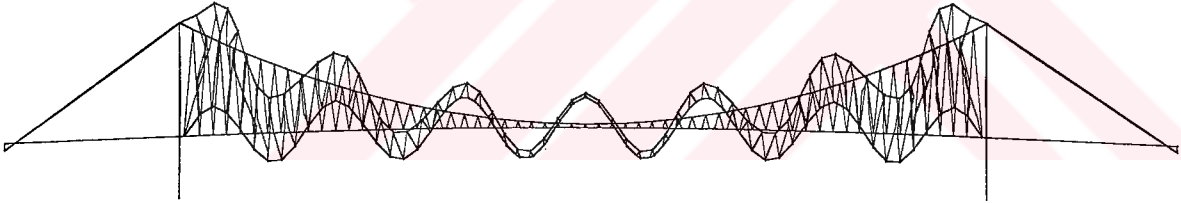
Mod: 11 Frekans: 0.704Hz Periyot: 1.420sn



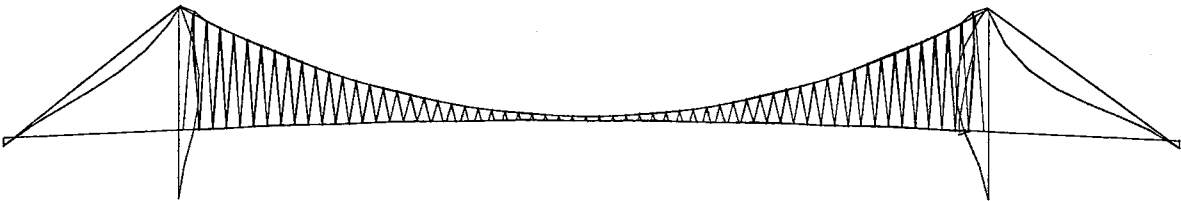
Mod: 12 Frekans: 0.829Hz Periyot: 1.206sn



Mod: 13 Frekans: 0.962Hz Periyot: 1.040sn

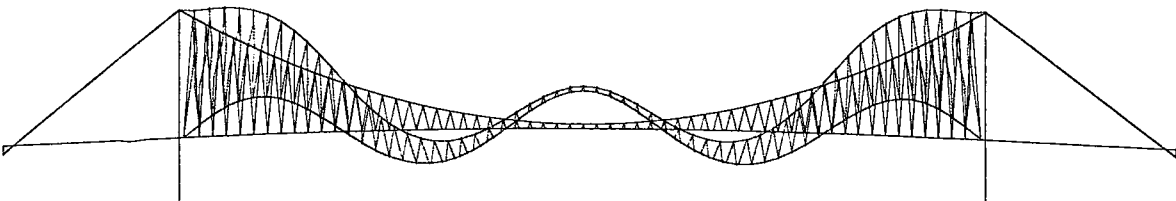
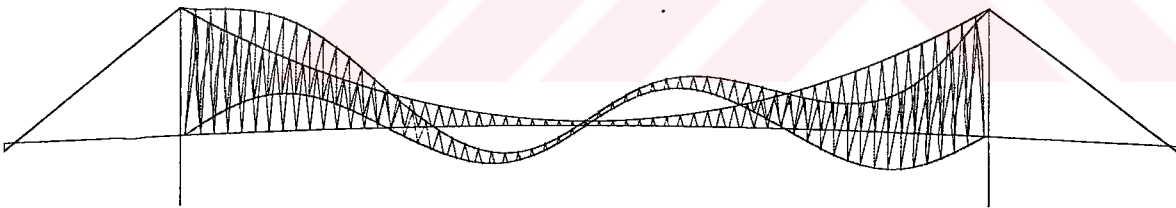
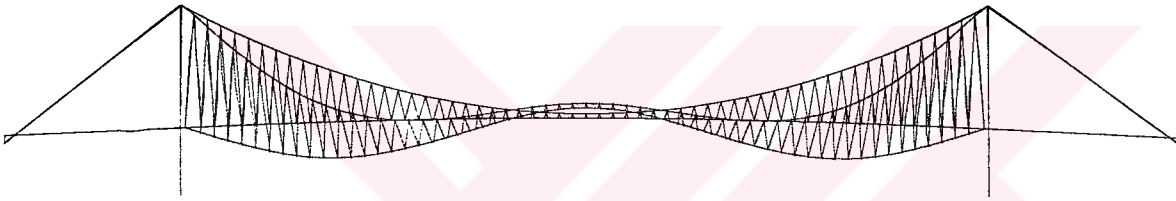
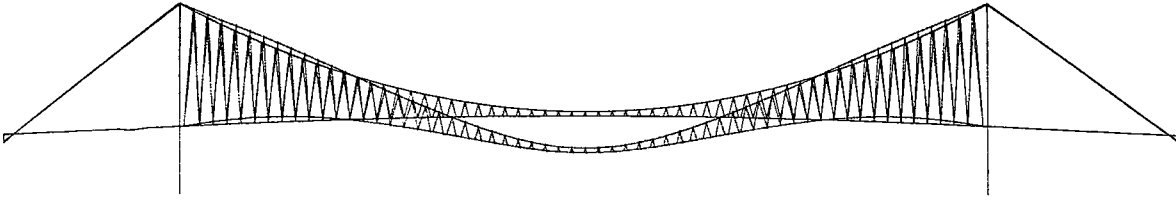
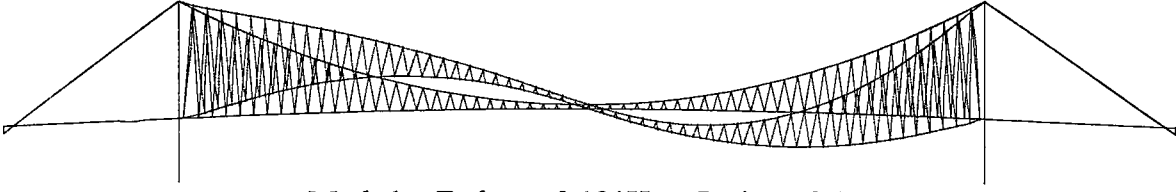


Mod: 14 Frekans: 01.106Hz Periyot: 0.904sn

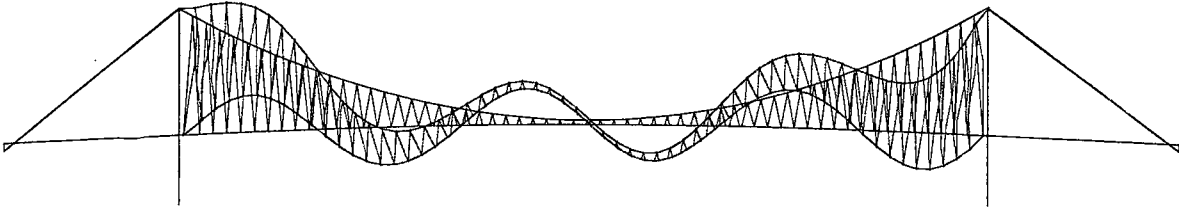


Mod: 15 Frekans: 1.118Hz Periyot: 0.894sn

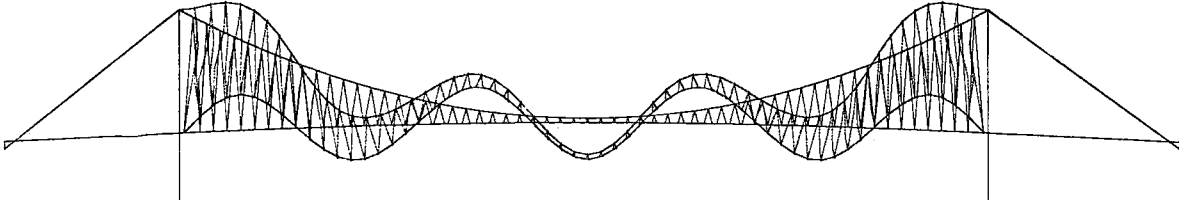
Şekil 7. Lineer analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar



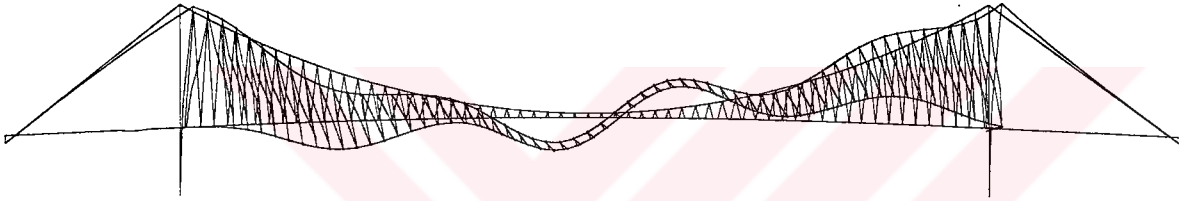
Şekil 15. Geometrik olarak lineer olmayan analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar



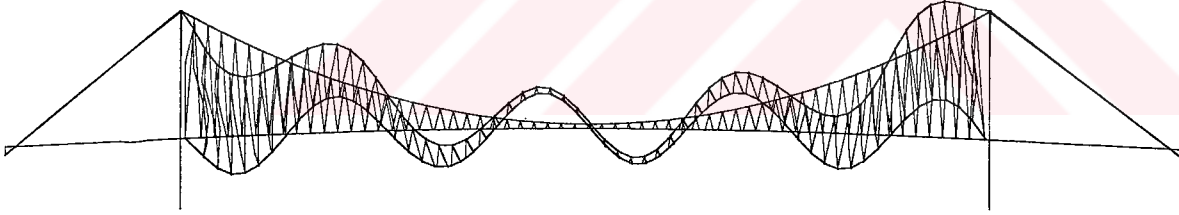
Mod: 6 Frekans: 0.446Hz Periyot: 2.242sn



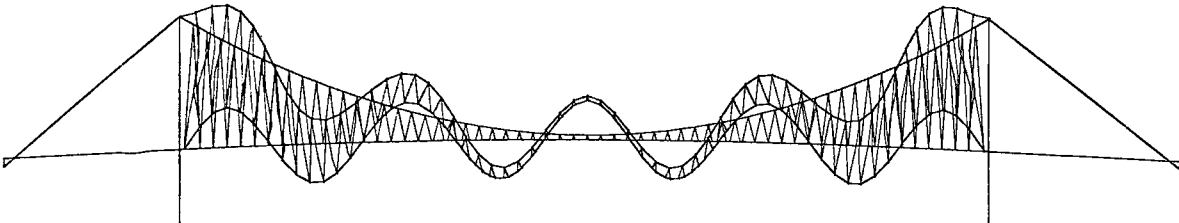
Mod: 7 Frekans: 0.550Hz Periyot: 1.817sn



Mod: 8 Frekans: 0.581Hz Periyot: 1.722sn

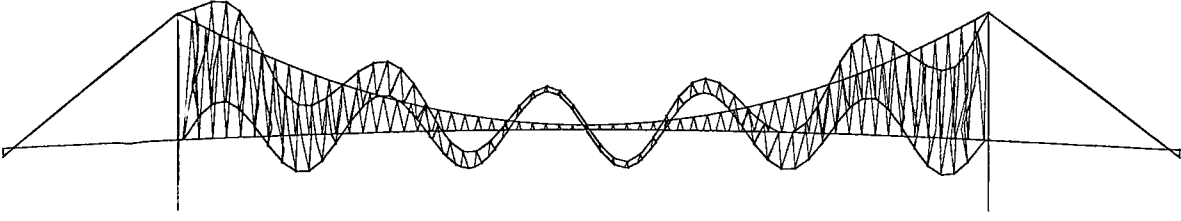


Mod: 9 Frekans: 0.656Hz Periyot: 1.524sn

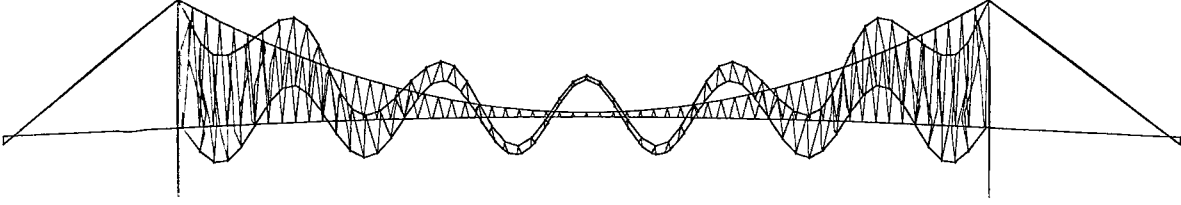


Mod: 10 Frekans: 0.766Hz Periyot: 1.306sn

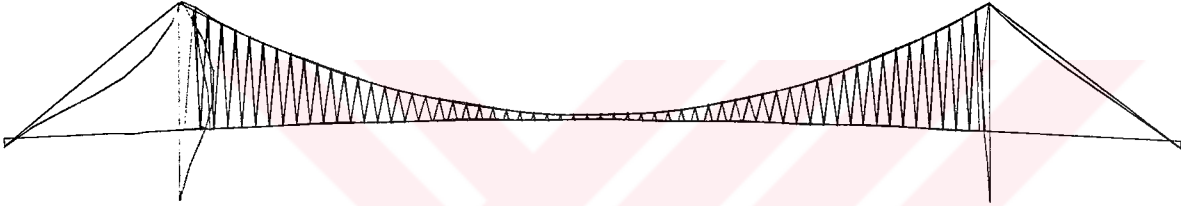
Şekil 15. Geometrik olarak lineer olmayan analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar



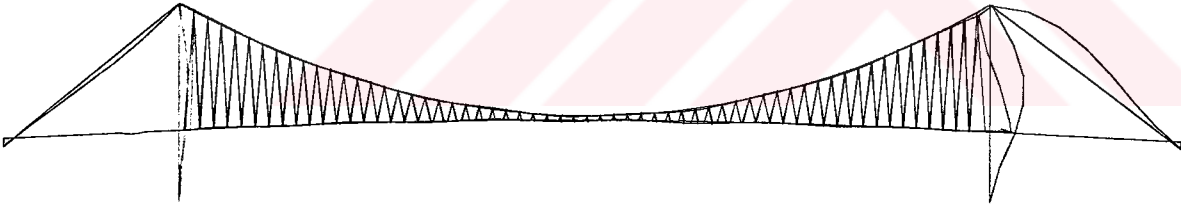
Mod: 11 Frekans: 0.889Hz Periyot: 1.125sn



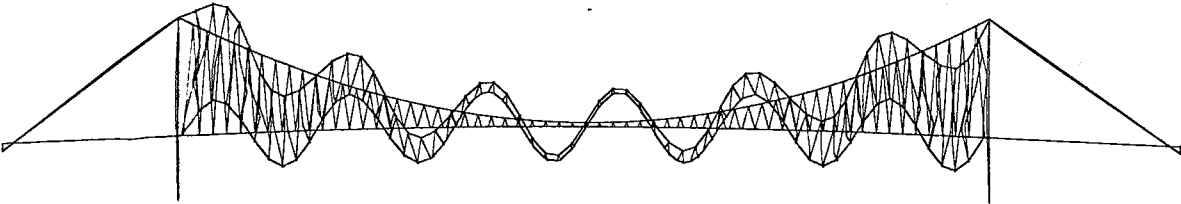
Mod: 12 Frekans: 1.022Hz Periyot: 0.978sn



Mod: 13 Frekans: 1.112Hz Periyot: 0.899sn



Mod: 14 Frekans: 1.116Hz Periyot: 0.896sn



Mod: 15 Frekans: 1.164Hz Periyot: 0.859sn

Şekil 15. Geometrik olarak lineer olmayan analiz ile düşey düzlemde hesaplanan Boğaziçi Köprüsü mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar

Ayrıca, Boğaziçi Köprüsü'nün geometrik olarak lineer olmama durumu göz önüne alınarak elastik zemin analojisi ile mod şekilleri, frekansları ve periyotları hesaplanmıştır. Hesaplanan bu değerler, Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analojisi formülleri ile ilk 15 mod için hesaplanan frekans değerleriyle uygun olduğu görülmüştür (Tablo 4).

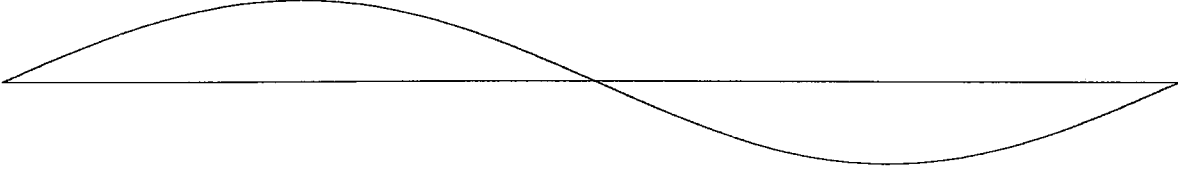
Tablo 4. Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analojisi ile hesaplanan frekansları

Mod no	Kapalı denklem takımlarıyla hesaplanan frekanslar (Hz)	Lineer olmayan analizle hesaplanan frekanslar (Hz)
1	0.179	0.181
2	0.181	0.183
3	0.187	0.190
4	0.208	0.209
5	0.243	0.245
6	0.297	0.298
7	0.369	0.370
8	0.458	0.459
9	0.563	0.563
10	0.683	0.683
11	0.817	0.817
12	-	0.950
13	0.966	0.966
14	1.128	1.128
15	1.304	1.304

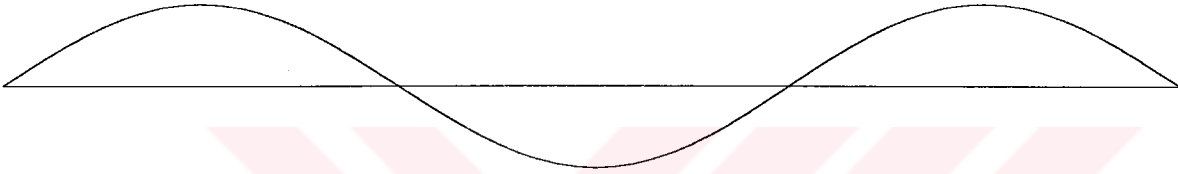
Analiz sonucunda Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analojisi ile elde edilen mod şekilleri Şekil 16'da verilmektedir.



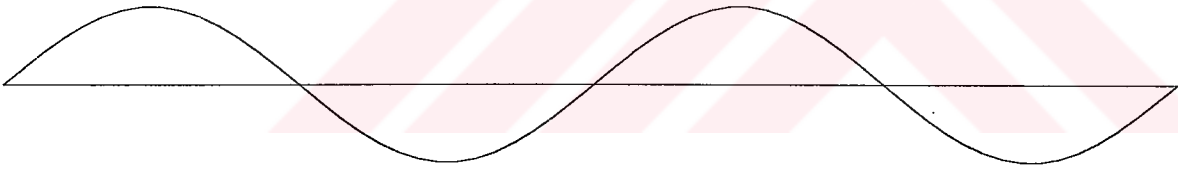
Mod: 1 Frekans: 0.181Hz Periyot: 5.528sn



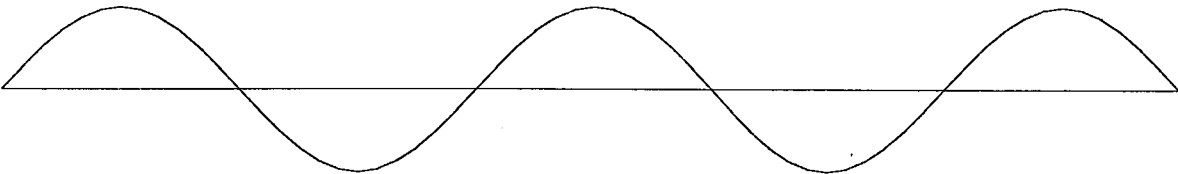
Mod: 2 Frekans: 0.183Hz Periyot: 5.474sn



Mod: 3 Frekans: 0.190Hz Periyot: 5.256sn

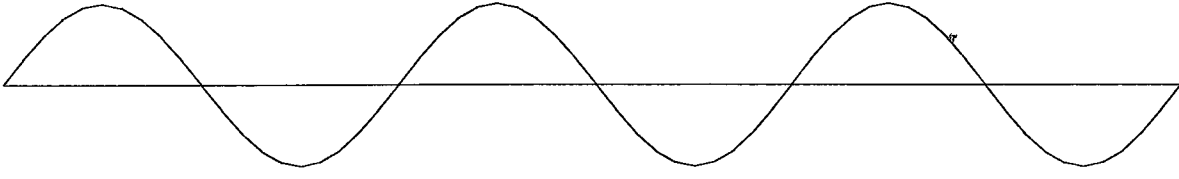


Mod: 4 Frekans: 0.209Hz Periyot: 4.778sn

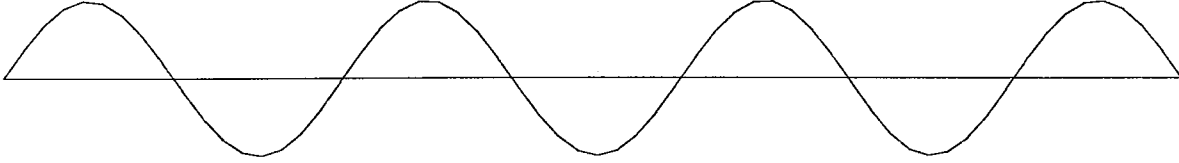


Mod: 5 Frekans: 0.245Hz Periyot: 4.089sn

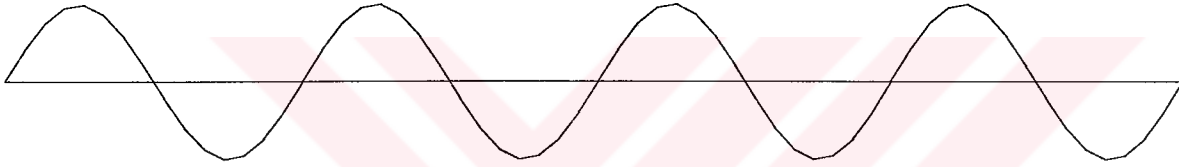
Şekil 16. Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analogisi ile hesaplanan mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar



Mod: 6 Frekans: 0.298Hz Periyot: 3.353sn



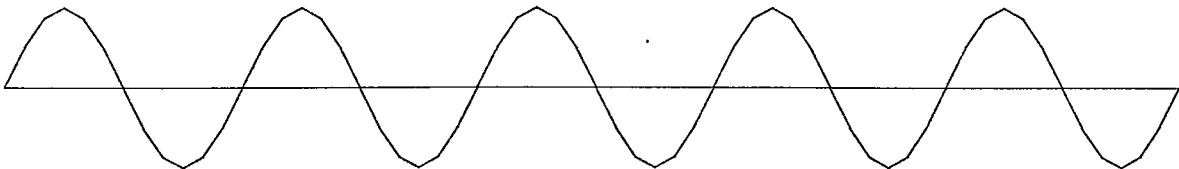
Mod: 7 Frekans: 0.370Hz Periyot: 2.702sn



Mod: 8 Frekans: 0.459Hz Periyot: 2.180sn



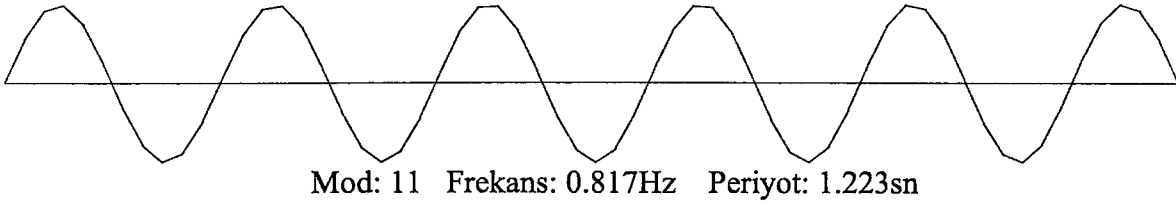
Mod: 9 Frekans: 0.563Hz Periyot: 1.775sn



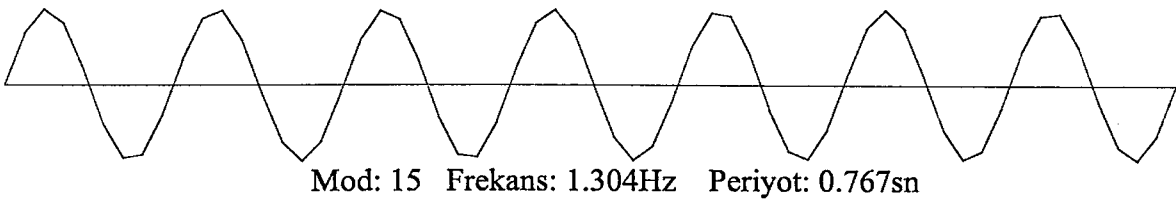
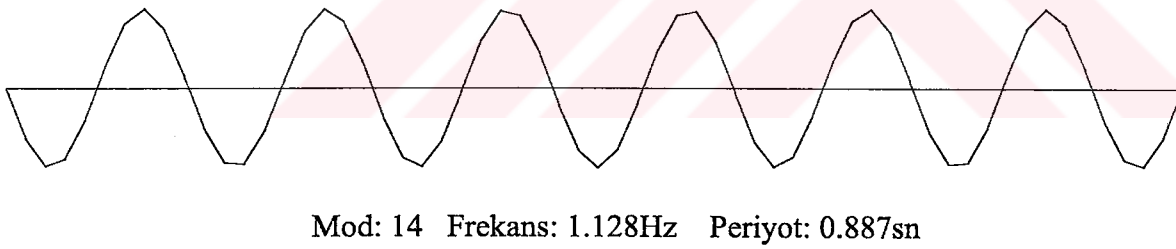
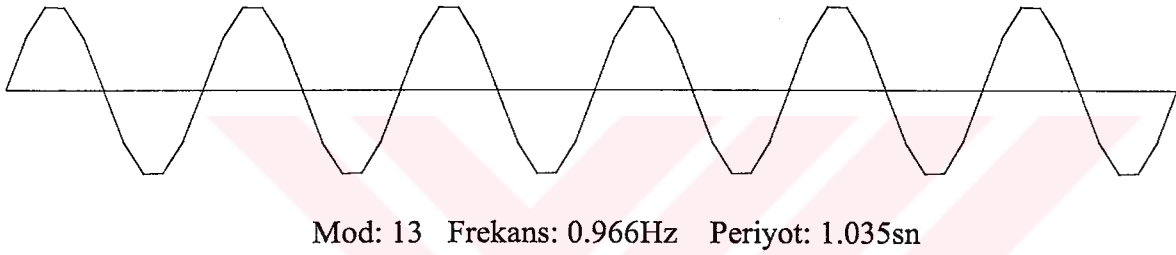
Mod: 10 Frekans: 0.683Hz Periyot: 1.464sn

Şekil 16. Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analogisi ile hesaplanan mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar





Mod: 12 Frekans: 0.950Hz Periyot: 1.053sn



Şekil 16. Boğaziçi Köprüsü'nün elastik zemin analojisi ile hesaplanan mod şekilleri, frekanslar ve periyotlar

### 3.3. San Fernando Depremi Kullanılarak Elde Edilen Bulgular

Dinamik dış etki olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Baraj kaydı S16E bileşeni alınıp, Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak, Boğaziçi Köprüsü'nün lineer, geometrik olarak lineer olmayan ve elastik zemin analogisi analizleri sonucunda tabliye ve kulelere ait yerdeğiştirmeler ve kesit tesirleri bulunmuştur. Lineer olmayan analiz, köprünün kendi ağırlığı altında ve köprü üzerinden araçların geçmesi durumunda oluşan hareketli yüklerle birlikte olması durumları dikkate alınarak yapılmıştır. Lineer olmayan bu iki analiz için elde edilen sonuçlar birbirlerine yakın olduklarından, karışıklığa sebebiyet vermemek için şekillerde sadece köprünün kendi ağırlığı altındaki lineer olmayan analiz sonuçları gösterilmiştir.

Analizler sonucunda tabliye ve kulelerde meydana gelen yerdeğiştirme ve kesit tesirleri hesaplanmıştır. Elastik zemin analogisi ile asma köprü analizlerinde, köprü kuleleri rijit olarak kabul edildiği için sadece tabliye dikkate alınmakta, yerdeğiştirme ve kesit tesirleri tabliye için hesaplanabilmektedir.

Boğaziçi Köprüsü, Avrupa ve Asya yakalarında olmak üzere sırasıyla 231m ve 255m kenar açıklıklara ve 1074 m ana açıklığa sahiptir. Bu boyutlarıyla yaklaşık olarak simetrik olan köprünün kule boyutları da aynıdır. Dolayısıyla kulelerin davranışı birbirine benzemektedir. Bu yüzden sadece bir kuleye ait analiz sonuçlarının verilmesi yeterli görülmektedir. Burada sadece Avrupa yakasındaki kuleye ait yerdeğiştirme ve kesit tesirleri verilmektedir.

#### 3.3.1. Yerdeğiştirmeler

##### 3.3.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri

Şekil 17,18,19'da San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü tabliyesinde hesaplanan düşey yerdeğiştirme değerleri görülmektedir. Bu değerler tabliye-askı bağlantı noktalarında elde edilen değerlerdir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme; lineer analiz ile 32.77 cm, köprünün kendi ağırlığı altında lineer

olmayan analizi ile 80.53 cm, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 84.53 cm ve elastik zemin analogisi analizi ile 49.75 cm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme; lineer analiz ile 32.85 cm, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 68.78 cm, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 72.24cm ve elastik zemin analogisi analizi ile 66.62 cm olarak hesaplanmıştır.

### 3.3.1.2. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri

Asma köprüler için tabliyenin düşey yerdeğiştirmeleri yanında, kulelerin yatay yerdeğiştirmeleri de önemlidir. Çünkü kulelerin yatay yerdeğiştirmelerinden dolayı tabliyede düşey yerdeğiştirmeler oluşmaktadır. Kuleye ait yatay yerdeğiştirme değerleri, kule yüksekliği boyunca düğüm noktalarında hesaplanmıştır.

Şekil 20,21,22'de San fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinde hesaplanan yatay yerdeğiştirme değerleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasındaki yatay yerdeğiştirme; lineer analiz ile 6.31 cm, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 4.18 cm, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 4.00 cm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasındaki yatay yerdeğiştirme; lineer analiz ile 6.12 cm, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 4.12 cm, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 4.07 cm olarak hesaplanmıştır.

San Fernando depremi kullanılarak, Zaman Süreci yöntemi ile bulunan yerdeğiştirmeler genelde CQC yöntemi ile bulunan yerdeğiştirmelerden büyüktür. Normal kuvvetlerin etkisini göz önüne alarak yapılan geometrik olarak lineer olmayan analizle bulunan yerdeğiştirmelerle, normal kuvvetlerin etkisini ihmal ederek elde edilen yerdeğiştirmeler birbirinden farklıdır. Bu durum Şekil 17,18'de açık olarak görülmektedir. Bu farklılık Bölüm 3.2'de lineer ve lineer olmayan analizler sonucunda elde edilen frekans değerleri ve mod şekillerinden kaynaklanmaktadır. Yerdeğiştirme değerleri modların süperpozisyonu ile elde edilmektedir. Lineer ve lineer olmayan analizlerle elde edilen

frekans değerleri birbirlerinden farklı olduklarından, yerdeğiştirme değerlerinde de farklılıklar oluşmaktadır.

Zaman S¼reci ve CQC y¼ntemleri kullanılarak, lineer olmayan ve elastik zemin analogjisi analizleri sonucunda bulunan tabliye d¼řey yerdeğiştirme değerleri Şekil 17,18'de g¼r¼lmektedir. Őekillerden de g¼r¼ld¼ę¼ gibi, bu iki analiz i¼in Zaman S¼reci y¼ntemi ile bulunan yerdeğiştirme farkları, CQC y¼ntemi ile bulunan yerdeğiştirme farklarından daha b¼y¼kt¼r. Elastik zemin analogjisi analizinde, asma k¼pr¼ kulelerinin rijit olduğu ve yatay yerdeğiştirme yapmadıkları; dolayısıyla asma k¼pr¼ tabliyesinin kabloları, elastik zemine oturan elastik kiriş gibi bağlandığı kabul edilmektedir. Halbuki asma k¼pr¼ kuleleri genelde rijit olmayıp, yatay yerdeğiştirme yapan narin yapılarıdır. Kuleleri narin olan asma k¼pr¼lerin, kulelerindeki yatay yerdeğiştirmeler k¼pr¼ tabliyesinde d¼řey yerdeğiştirme oluşturur. Tabliyedeki bu d¼řey yerdeğiştirme yaklaşık olarak, kulelerdeki toplam yatay yerdeğiştirmelerin iki katı kadardır [1]. Bu yargıya (67) denkleminde varılmaktadır. Dolayısıyla elastik zemin analogjisi ile elde edilen tabliye orta noktası d¼řey yerdeğiştirmesine, lineer olmayan analizle bulunan kule tepe noktalarındaki toplam yatay yerdeğiştirmenin iki katı eklenmelidir.

Zaman S¼reci y¼ntemiyle, lineer olmayan analiz sonucunda kulelerde toplam olarak 8.36cm'lik yatay yerdeğiştirmeler hesaplanmaktadır. Kulelerdeki bu yatay yerdeğiştirmeler tabliye orta noktasında yaklaşık olarak 16.72 cm'lik bir d¼řey yerdeğiştirme meydana getirmektedir. Bu değer elastik zemin analogjisi analizi ile tabliye orta noktasında bulunan 49.75 cm ile toplandığında 66.47 cm olmaktadır. Dolayısıyla lineer olmayan analizle 79.84 cm olarak bulunan tabliye orta noktası yerdeğiştirme değeri, elastik zemin analogjisi analizi ve narin kuleler dikkate alındığında 66.47 cm olarak bulunmaktadır.

CQC y¼ntemi kullanılarak lineer olmayan analiz sonucunda kulelerde toplam olarak 8.24 cm'lik bir yatay yerdeğiştirme ve bu yerdeğiştirmeler de tabliye orta noktasında 16.48 cm'lik d¼řey yerdeğiştirme hesap edilmiştir. Bu değer CQC y¼ntemi kullanılarak elastik zemin analogjisi analiziyle hesaplanan 66.62 cm'lik tabliye orta noktası d¼řey yerdeğiştirmesine ilave edildiğinde, 83.1 cm'lik yerdeğiştirme elde edilmektedir. Bu değer CQC y¼ntemiyle, esnek kulelerin de dikkate alınmasıyla, elastik zemin analogjisi analizi i¼in tabliye orta noktasında elde edilen d¼řey yerdeğiştirmedir.

Köprü simetriye yakın, yüklemeler ise simetrik olduğundan tabliyedeki yerdeğiştirme değerleri de simetriye yakın olarak elde edilmiştir.

### **3.3.2. Eğilme Momentleri**

#### **3.3.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri**

Şekil 23,24,25'de San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü tabliyesinde hesaplanan eğilme momentleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 30320kNm, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 29440kNm, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 29400kNm ve elastik zemin analogisi analizi ile 23750kNm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 25445kNm, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 20790kNm, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 20473kNm ve elastik zemin analogisi analizi ile 18208kNm olarak hesaplanmıştır.

Görüldüğü gibi lineer analiz sonucu elde edilen eğilme momentleri en büyük, elastik zemin analogisi ile elde edilen eğilme momentleri ise en küçüktür. Köprünün gerçek davranışını en iyi şekilde yansıtabilen lineer olmayan analizle elde edilen değerler ise diğer iki analizle elde edilen değerler arasındadır. Analizler maksimum eğilme momentlerinin tabliye orta noktasında oluştuğunu göstermiştir.

#### **3.3.2.2. Kule Eğilme Momentleri**

Şekil 26,27,28'de San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Avrupa yakası kulesinde hesaplanan eğilme momentleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kule tepe noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 489.3kNm, köprünün kendi ağırlığı altında

lineer olmayan analizi ile 2293kNm, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi için 2655kNm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kule tepe noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 522.3kNm, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 2419kNm, köprünün hareketli kütlelerle birlikte lineer olmayan analizi ile 2844.8kNm olarak hesaplanmıştır.

Görüldüğü üzere kule tepe noktasında lineer analiz ile hesaplanan eğilme momenti, lineer olmayan analiz ile hesaplanan eğilme momentinden çok küçüktür.

### 3.3.3. Kesme Kuvvetleri

#### 3.3.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri

Şekil 29,30,31'de San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü tabliyesinde hesaplanan kesme kuvvetleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 6.94kN, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 6.85kN, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 6.88kN ve elastik zemin analojisi analizi ile 196.7kN olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 6.55kN, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 6.83kN, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 6.97kN ve elastik zemin analojisi analizi ile 137.3kN olarak hesaplanmıştır.

Görüldüğü gibi tabliye orta noktasındaki kesme kuvvetleri çok küçük olup, minimum değerlerini almaktadır. Eğilme momentinin büyük olduğu yerde kesme kuvvetinin küçük olacağı hatırlandığında tabliye orta noktasındaki kesme kuvvetlerinin küçük olması beklenen bir sonuçtur.

Tabliyedeki yerdeğiştirme ve eğilme momentleri simetrik olduğundan, kesme kuvvetlerinin anti simetrik olması gerekirdi. Analizler dinamik olduğundan mutlak değerce maksimum değerler alınmıştır. Bu yüzden kesme kuvvetleri de simetrikmiş gibi görünmektedir.

### 3.3.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri

Şekil 32,33,34'de San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinde hesaplanan kesme kuvvetleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kule tepe noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 149.1kN, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 105.4kN, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 123.2kN olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kule tepe noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 155kN, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 135.8kN, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 157.1kN olarak hesaplanmıştır.

### 3.3.4. Normal Kuvvetler

#### 3.3.4.1. Kule Normal Kuvvetleri

Şekil 35,36,37'de San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinde hesaplanan normal kuvvet değerleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kule tepe noktasındaki normal kuvvet; lineer analiz ile 12950kN, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 9435kN, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 9025kN olarak hesaplanmıştır.

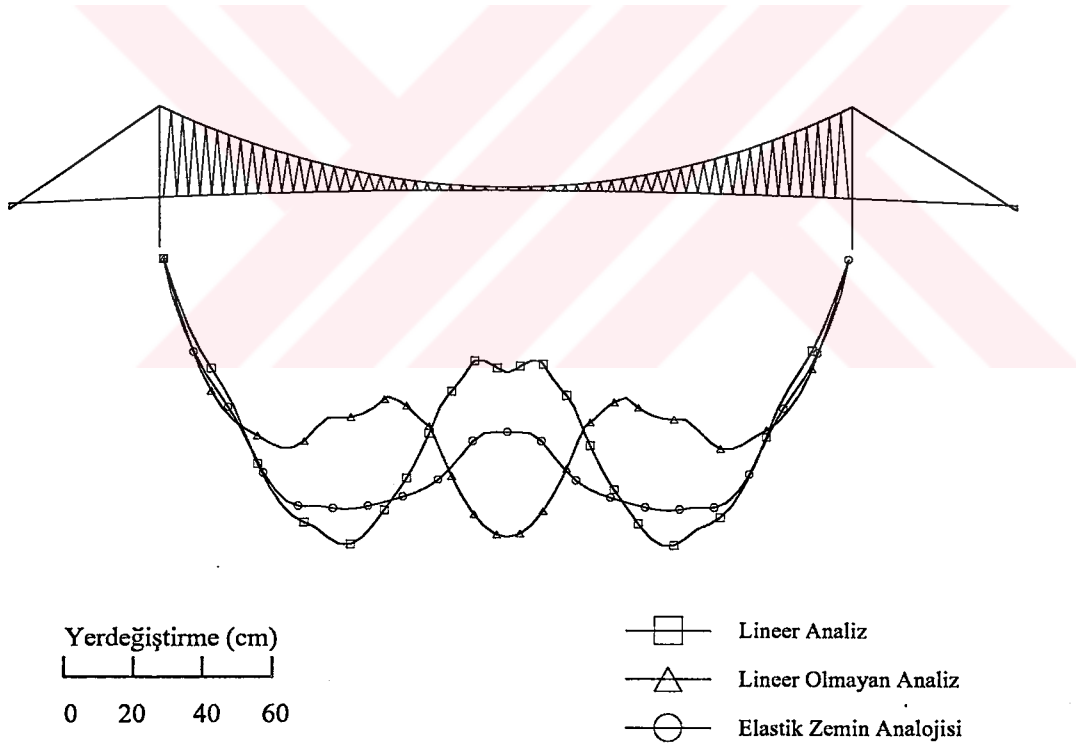
CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kule tepe noktasındaki normal kuvvet; lineer analiz ile 12637kN, köprünün kendi ağırlığı altında lineer olmayan analizi ile 8783kN, köprünün hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analizi ile 8638kN olarak hesaplanmıştır.

San Fernando depremi kullanılarak değişik analizler için hesaplanan değerler arasında doğru olanlar geometrik olarak lineer olmayan analiz ile elde edilen değerlerdir. Lineer çözüm esasen normal kuvvetlerin etkisini rijitlik matrisinde ihmal eden bir çözümdür. Kablolara gibi çok büyük çekme kuvvetleri taşıyan yapı elemanlarında normal



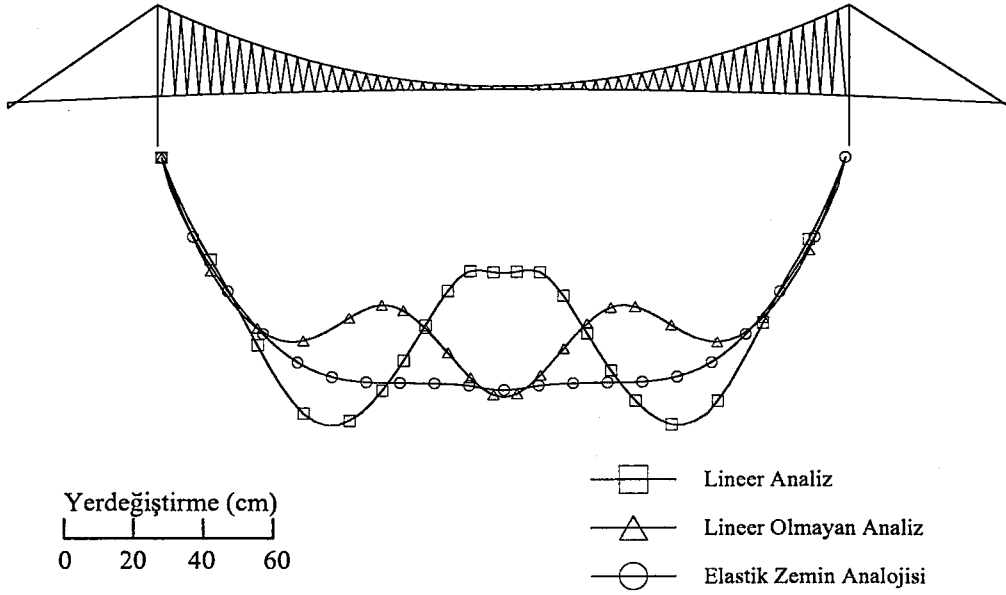
kuvvetin etkisi ihmal edilemez. Dolayısıyla, normal kuvvetlerin etkisini rijitlik matrisinde dikkate alarak yerdeğiştirme ve kesit tesirlerini hesaplayan geometrik olarak lineer olmayan analiz sonuçları en doğru sonuçlardır.

Bu alışmada, Boğaziçi Koprusu'nde yapılan bir çalışmadaki [25] yukler kullanılarak, P-Δ etkilerinin dikkate alınmasıyla statik analiz yapılmıştır. Araştırıcılar tarafından statik analiz sonucunda tabliye orta noktasında elde edilen 123 cm'lik duşey yerdeğiştirme P-Δ etkilerinin dikkate alınmasıyla yapılan statik analiz sonucunda 129 cm olarak hesaplanmıştır. Bu da P-Δ etkilerinin önemini ve analiz sonuçlarının doğruluğunu gostermektedir.

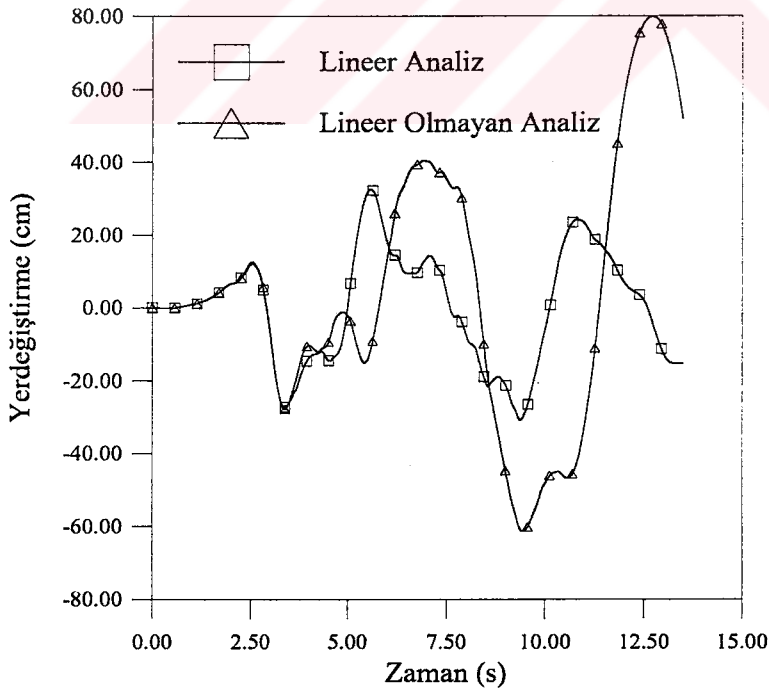


şekil 17. San Fernando depremi için Boğaziçi Koprusu'nn Zaman Sureci yontemiyle hesaplanan tabliye duşey yerdeğiştirmeleri

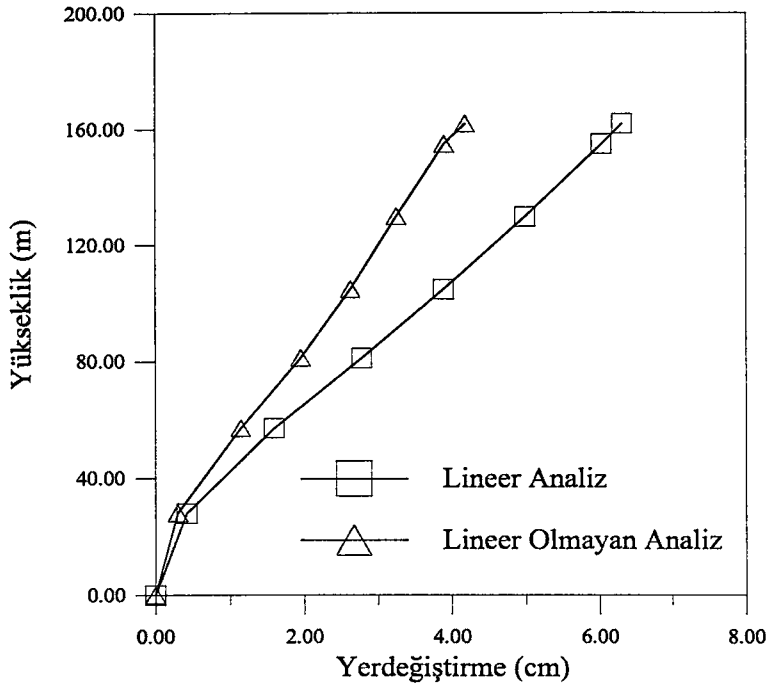




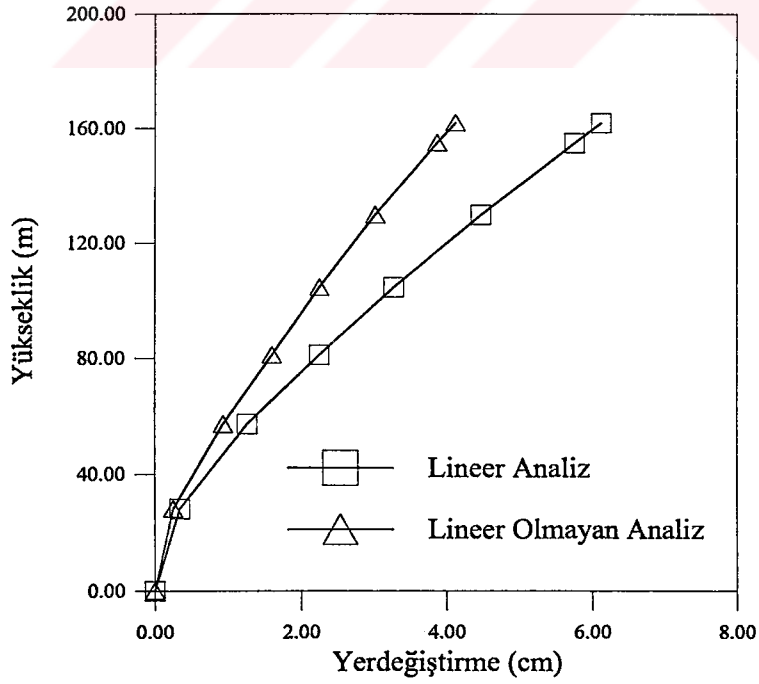
Şekil 18. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri



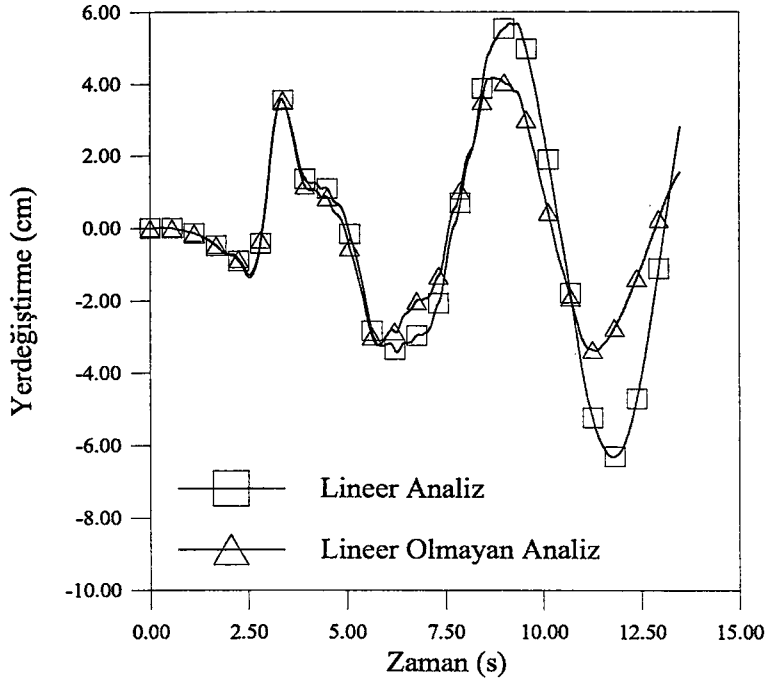
Şekil 19. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi



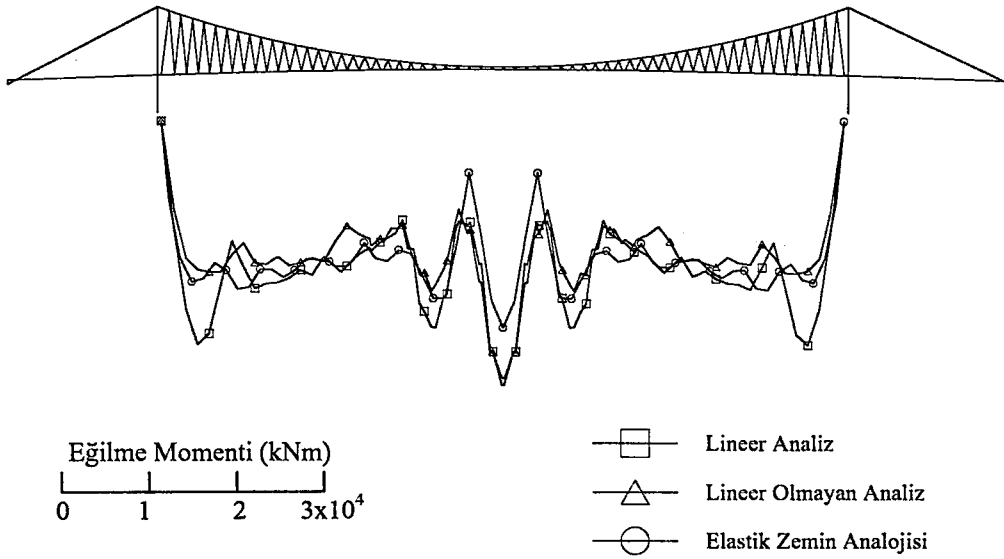
Şekil 20. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri



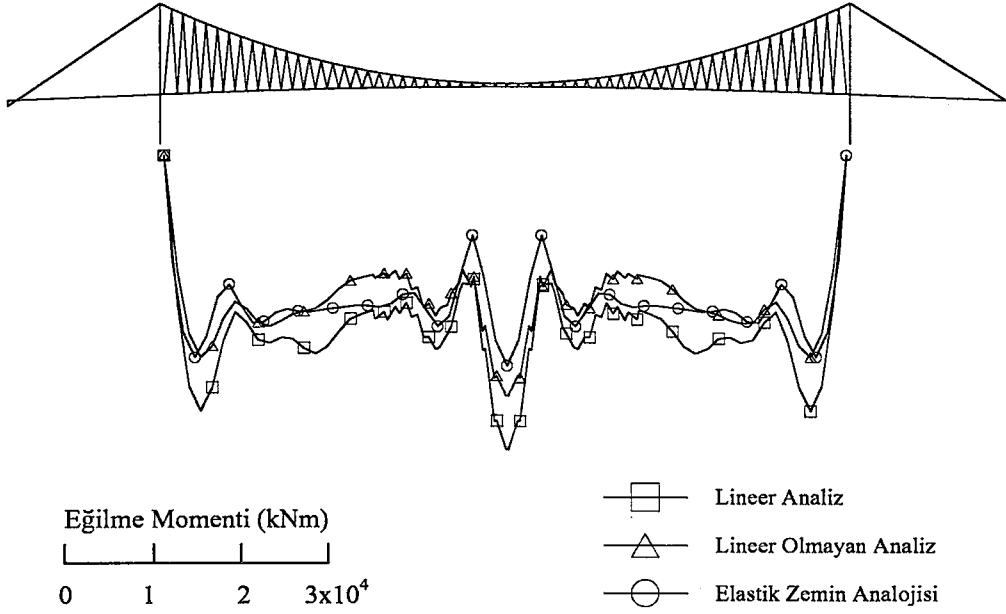
Şekil 21. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri



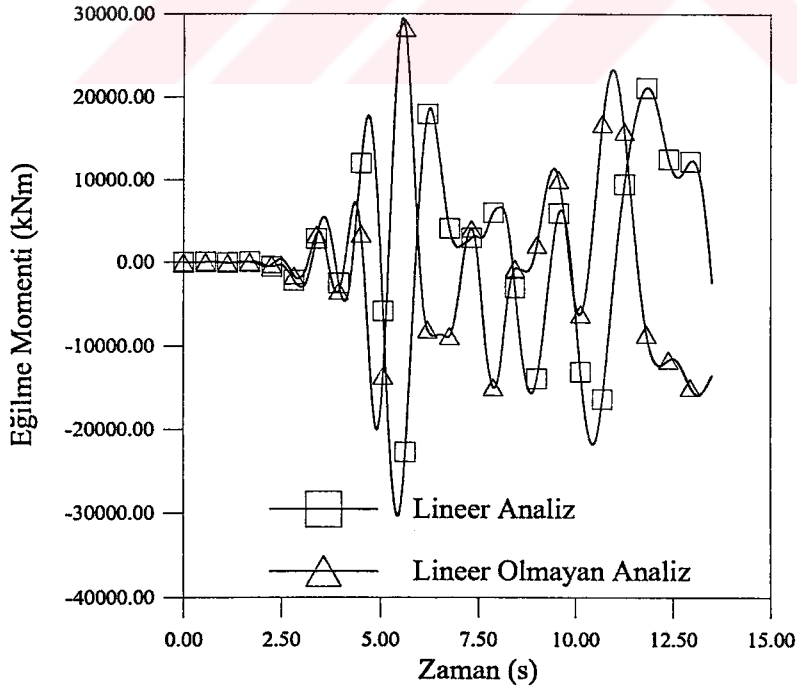
Şekil 22. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında kule tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi



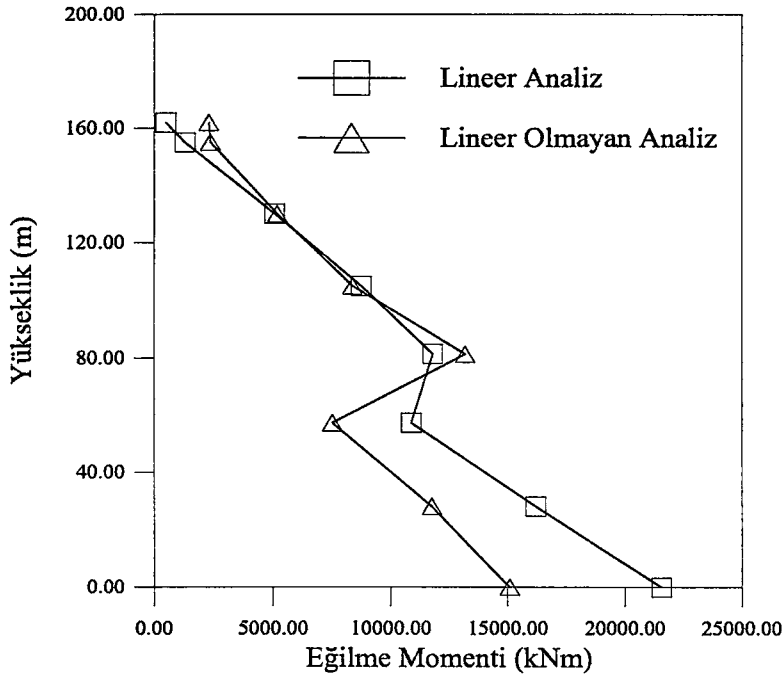
Şekil 23. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri



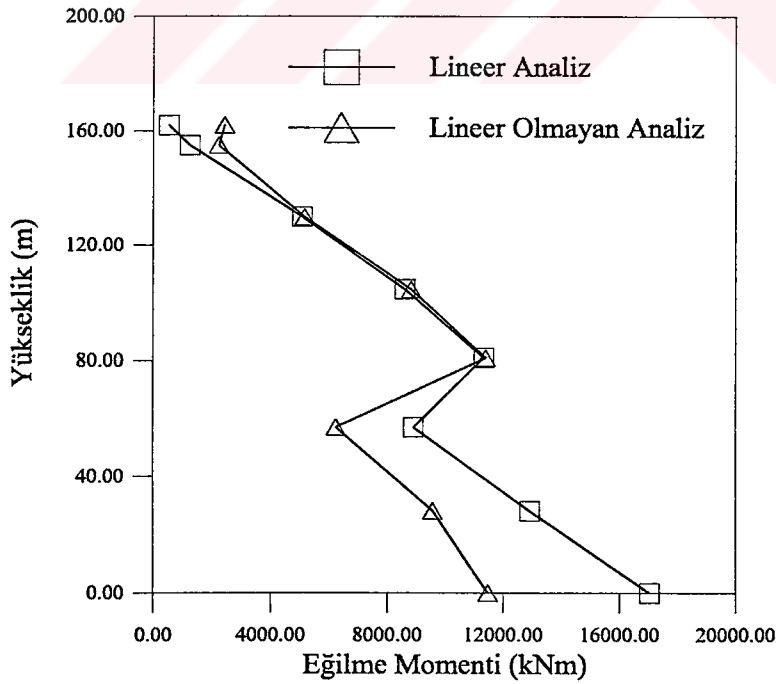
Şekil 24. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri



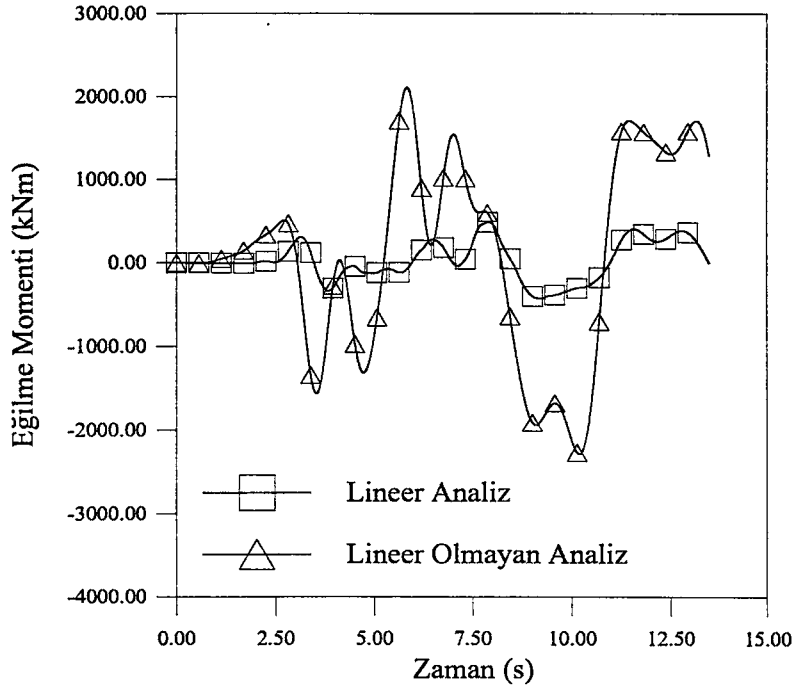
Şekil 25. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası eğilme momentinin zamanla değişimi



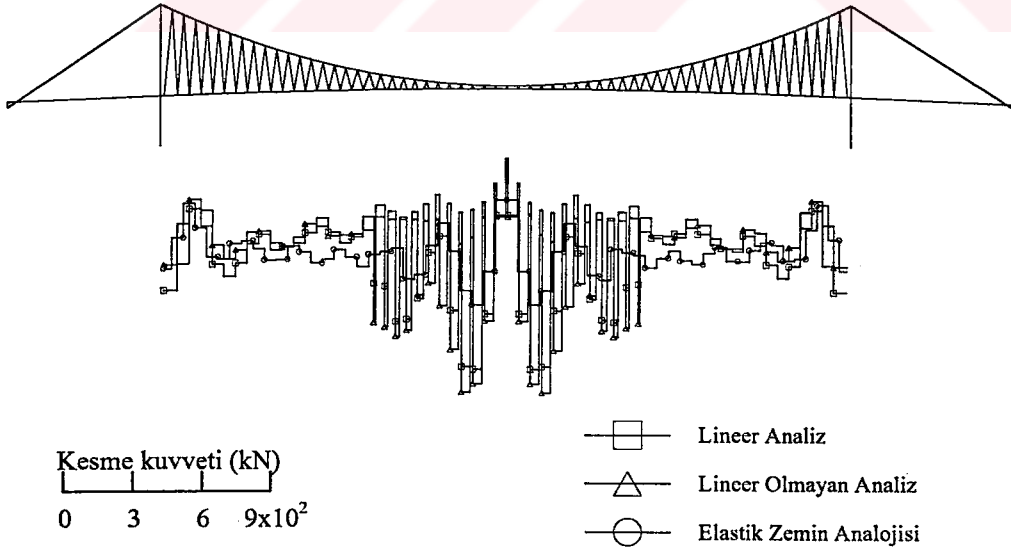
Şekil 26. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan eğilme momentleri



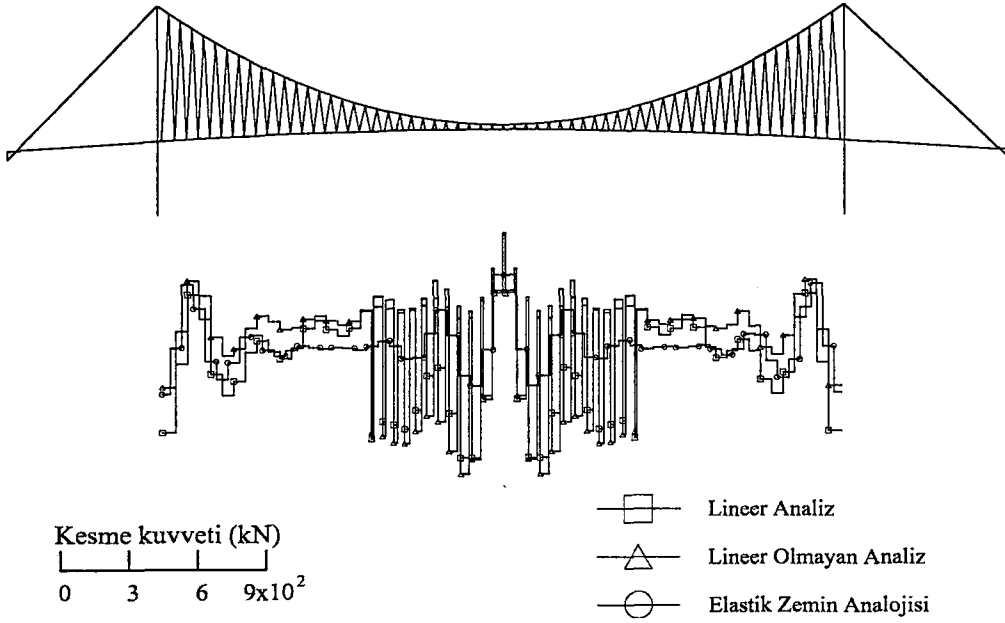
Şekil 27. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan eğilme momentleri



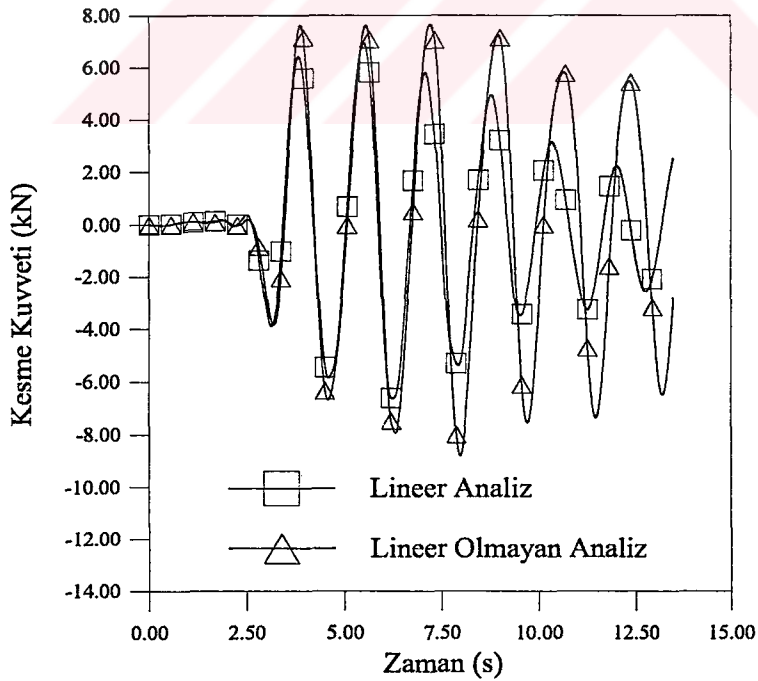
Şekil 28. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında Avrupa yakası kule tepe noktası eğilme momentinin zamanla değişimi



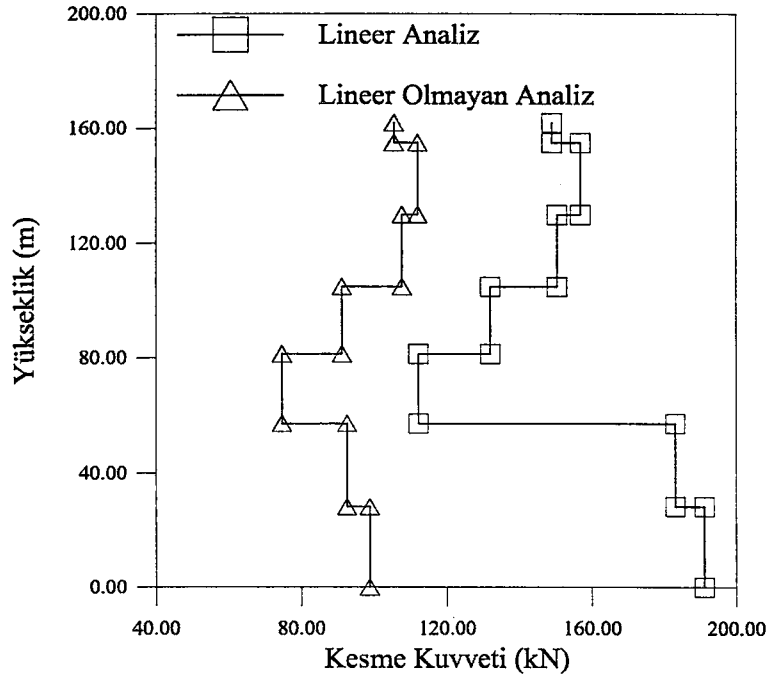
Şekil 29. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri



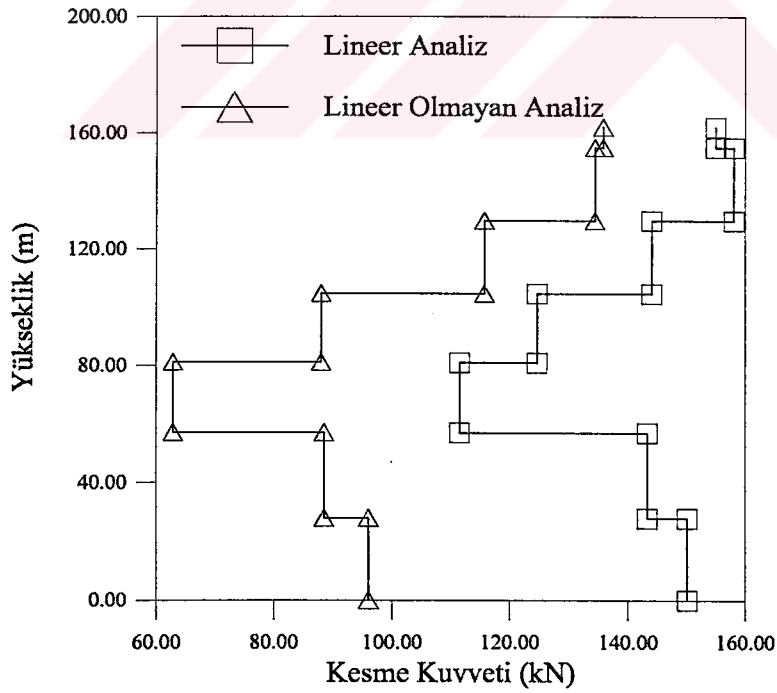
Şekil 30. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri



Şekil 31. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası kesme kuvvetinin zamanla değişimi

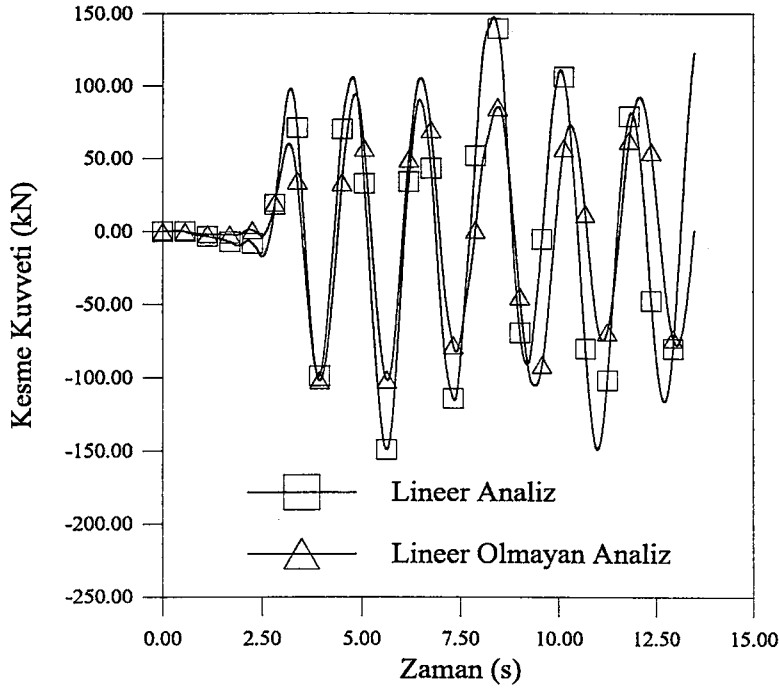


Şekil 32. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri

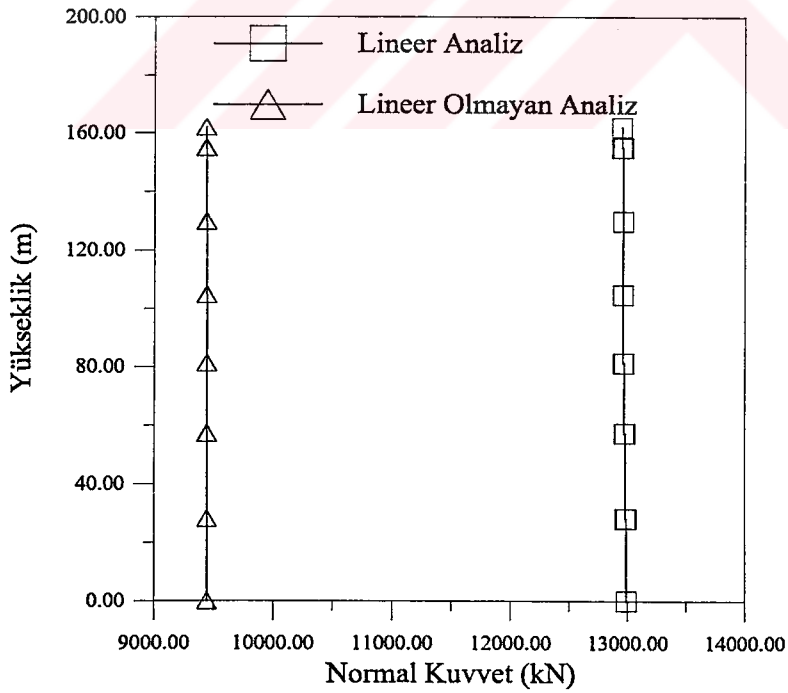


Şekil 33. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri

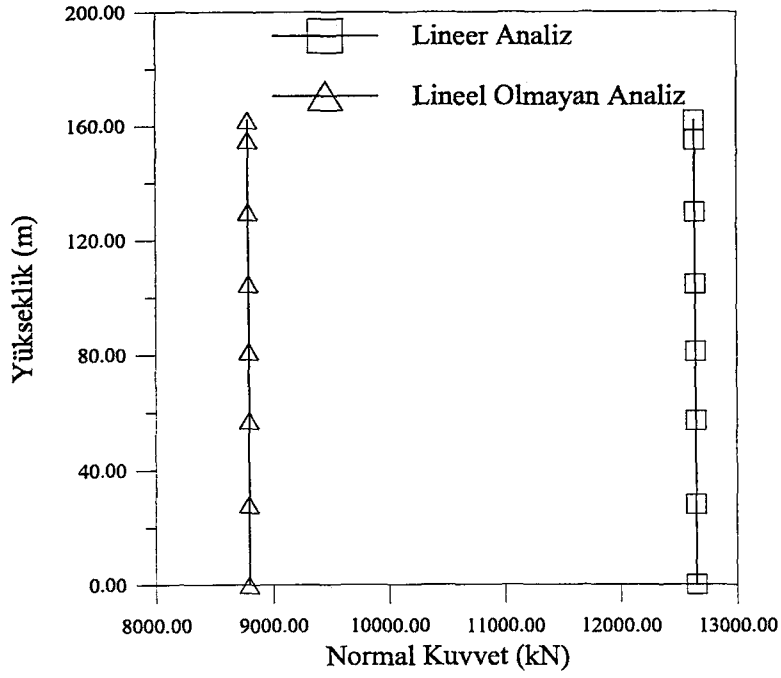




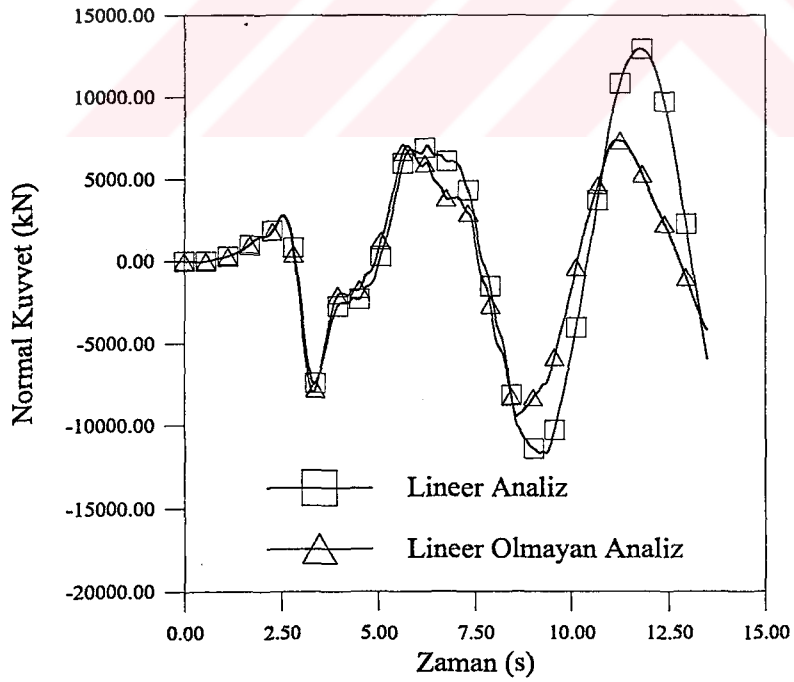
Şekil 34. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında Avrupa yakası kule tepe noktası kesme kuvvetinin zamanla değişimi



Şekil 35. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri



Şekil 36. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri



Şekil 37. San Fernando depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında Avrupa yakası kule tepe noktası normal kuvvetinin zamanla değişimi

### 3.4. Erzincan Depremi Kullanılarak Elde Edilen Bulgular

1992 Erzincan depremi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'nün; lineer, kendi ağırlığı ve hareketli yükler altında P- $\Delta$  etkileri dikkate alınarak geometrik olarak lineer olmayan analizleri yapılarak tabliye ve kulelere ait yerdeğiştirmeler ve kesit tesirleri hesaplanmıştır. Kendi ağırlığı ve hareketli yükler altında P- $\Delta$  etkileri dikkate alınarak geometrik olarak lineer olmayan analiz sonuçları birbirine yakın olduğu için, şekillerde karışıklığı önlemek amacıyla sadece kendi ağırlığı altında P- $\Delta$  etkileri dikkate alınarak geometrik olarak lineer olmayan analiz sonuçları gösterilmiştir. Köprü yaklaşık olarak simetrik olduğundan kulelerde hesaplanan yerdeğiştirme ve kesit tesirleri birbirine yakın olmaktadır. Dolayısıyla burada sadece bir kulede hesaplanan değerler dikkate alınmaktadır.

#### 3.5.1. Yerdeğiştirmeler

##### 3.5.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri

Şekil 38,39,40'da Erzincan depremi için Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında lineer ve lineer olmayan analizi ile hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirme değerleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme; lineer analiz ile 29.81 cm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 19.53 cm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 18.91 cm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme; lineer analiz ile 20.23 cm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 27.50cm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 28.57 cm olarak hesaplanmıştır.

### 3.5.1.2. Kule Yatay Yerdeşiştirmeleri

şekil 41,42'de Erzincan depremi için Zaman Sureci ve CQC yöntemleri kullanılarak Boğaziçi Koprus'nn kendi ağırlığı altında lineer ve lineer olmayan analizi ile hesaplanan kule yatay yerdeğiştirmeleri grlmektedir.

Zaman Sureci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Koprus kule tepe noktasındaki yatay yerdeğiştirme; lineer analiz ile 2.27 cm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 2.28cm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 2.29 cm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Koprus kule tepe noktasındaki yatay yerdeğiştirme; lineer analiz ile 2.21 cm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 2.16cm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz için 2.14 cm olarak hesaplanmıştır.

Erzincan depremi için Zaman Sureci yöntemi kullanılarak hesaplanan yerdeğiştirme değerleri genelde CQC yöntemi kullanılarak hesaplanan yerdeğiştirmelerden büyüktür. Bu beklenen bir durumdur. Kopru simetriye yakın ve yüklemeler simetrik olduğundan tabliye yerdeğiştirmeleri de simetriye yakın olmaktadır. Normal kuvvetin etkisini rijitlik matrisinde dikkate alan geometrik olarak lineer olmayan analiz sonuçları doğru sonuçlardır.

### 3.5.2. Eğilme Momentleri

#### 3.5.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri

şekil 43,44,45'de Erzincan depremi için Zaman Sureci ve CQC yöntemleri kullanılarak Boğaziçi Koprus'nn kendi ağırlığı altında lineer ve lineer olmayan analizleri ile hesaplanan tabliye eğilme momentleri grlmektedir.

Zaman Sureci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Koprus tabliye orta noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 22170 kNm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 16320kNm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 16040 kNm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 16872 kNm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 12232 kNm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 11964 kNm olarak hesaplanmıştır.

### **3.5.2.2. Kule Eğilme Momentleri**

Şekil 46,47'de Erzincan depremi için Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında lineer ve lineer olmayan analizi ile hesaplanan kule eğilme momentleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 250.4 kNm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 1237 kNm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 1394 kNm olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasındaki eğilme momenti; lineer analiz ile 314.4 kNm, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 1071kNm, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 1255 kNm olarak hesaplanmıştır.

Lineer ve lineer olmayan analizlerle hesaplanan değerler arasındaki farklılıklar açık olarak görülmektedir. Köprü simetriye yakın ve yüklemelerde simetrik olduğundan eğilme momentlerinin de simetriye yakın olduğu görülmektedir.

### **3.5.3. Kesme Kuvvetleri**

#### **3.5.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri**

Şekil 48,49,50'de Erzincan depremi için Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında lineer ve lineer olmayan analizi ile hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri görülmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 3.05 kN, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 3.3kN, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 3.22 kN olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü tabliye orta noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 2.88 kN, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 3.09 kN, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 3.12 kN olarak hesaplanmıştır.

Köprü'nün simetriye yakın, yüklemenin ise simetrik olmasından dolayı tabliye yerdeğiştirmeleri ve eğilme momentleri yaklaşık olarak simetrik olmaktadır. Normalde eğilme momentinin simetrik olduğu durumda kesme kuvvetinin anti simetrik olması beklenir. Fakat analiz dinamik olduğundan, mutlak değerce maksimum değerler alınmaktadır. Bu yüzden kesme kuvvetleri de simetrikmiş gibi gözükmetedir.

### 3.5.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri

Şekil 51,52'de Erzincan depremi için Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında lineer ve lineer olmayan analizi ile hesaplanan kule kesme kuvvetleri görölmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 211.6 kN, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 227.7 kN, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 224.6 kN olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasındaki kesme kuvvetleri; lineer analiz ile 78.1 kN, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 84.12kN, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 98.6 kN olarak hesaplanmıştır.

### 3.5.4. Normal Kuvvetler

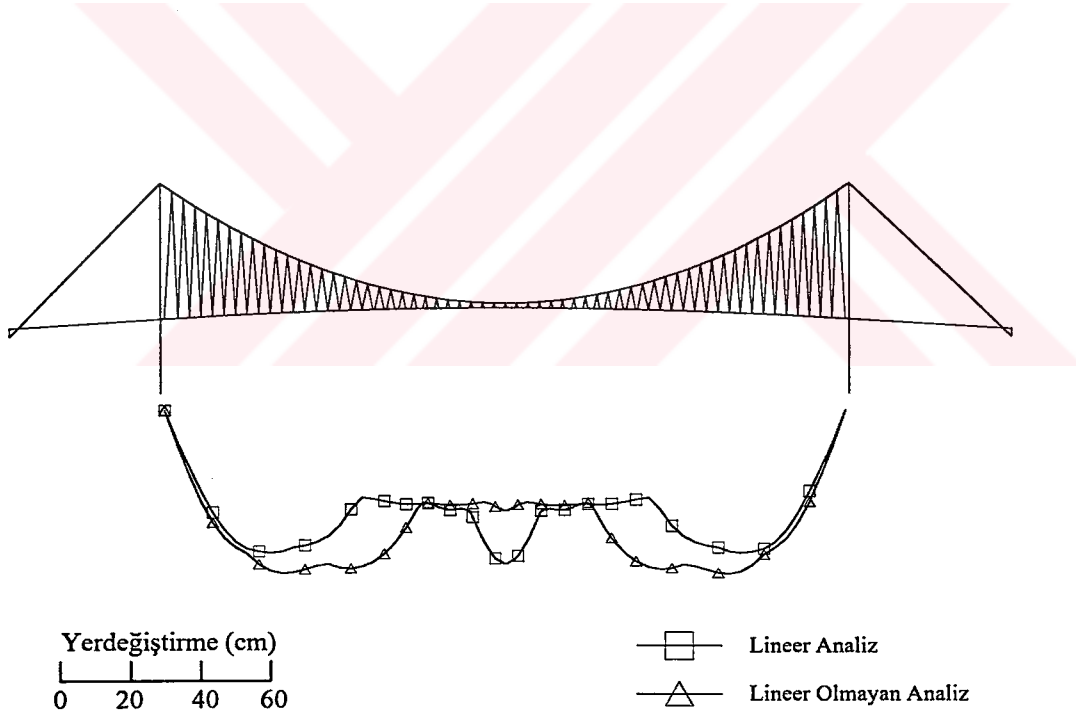
#### 3.5.4.1. Kule Normal Kuvvetleri

Şekil 53,54'de Erzincan depremi için Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında lineer ve lineer olmayan analizi ile hesaplanan kule normal kuvvetleri görölmektedir.

Zaman Süreci yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasındaki kesme kuvveti; lineer analiz ile 4687 kN, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 4932 kN, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 4978 kN olarak hesaplanmıştır.

CQC yöntemi kullanılarak Boğaziçi Köprüsü kule tepe noktasının kesme kuvveti; lineer analiz ile 4567 kN, kendi ağırlığı altında lineer olmayan analiz ile 4782 kN, hareketli yüklerle birlikte lineer olmayan analiz ile 4766 kN olarak hesaplanmıştır.

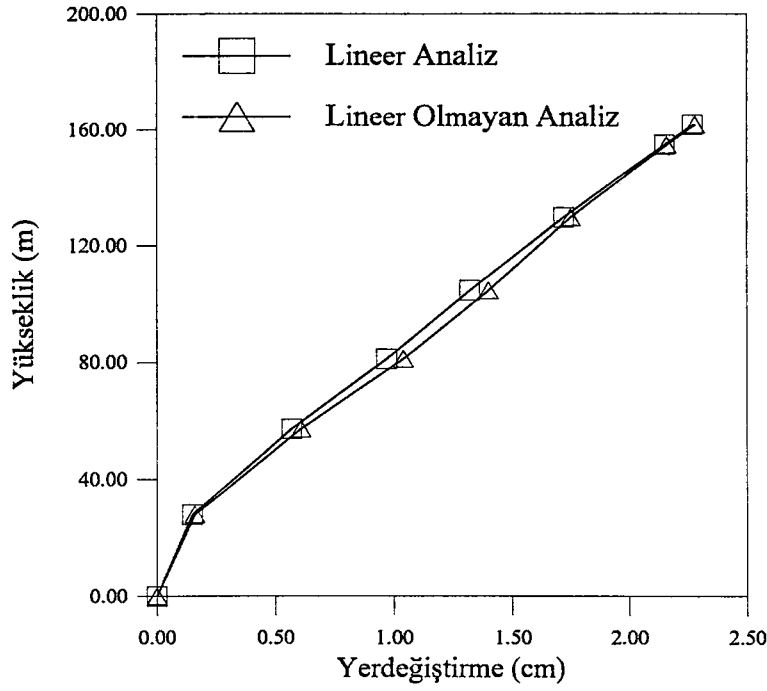
Lineer ve lineer olmayan analizler ile hesaplanan değerler arasında farklılıklar bulunmaktadır. Ayrıca köprünün kendi ağırlığı ve hareketli yüklerle yüklü olması durumlarındaki lineer olmayan analizleri sonucunda hesaplanan değerler birbirine çok yakın olmaktadır. Doğru olan sonuçlar kablodaki çekme kuvvetini dikkate alarak normal kuvvetin etkisini rijitlik matrisinde hesaba katan geometrik olarak lineer olmayan analiz sonuçlarıdır.



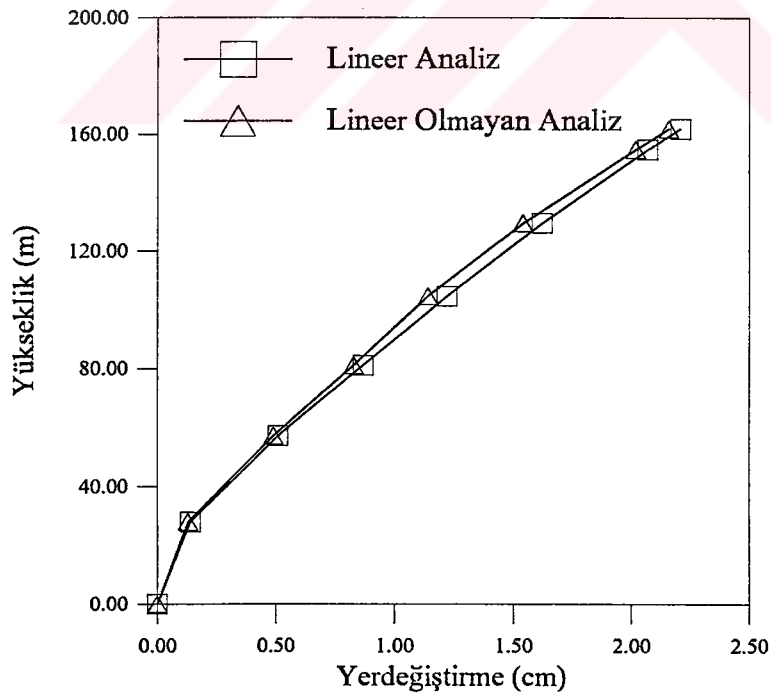
Şekil 38. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri



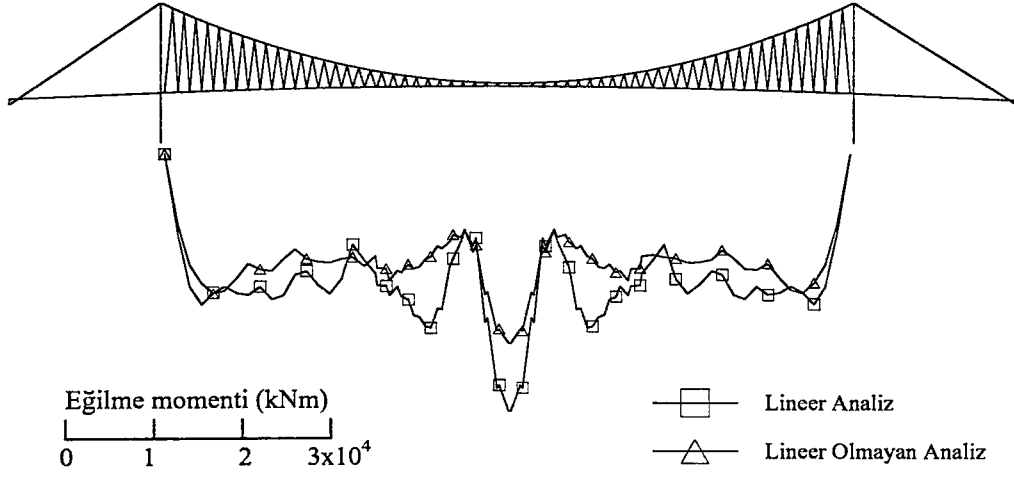




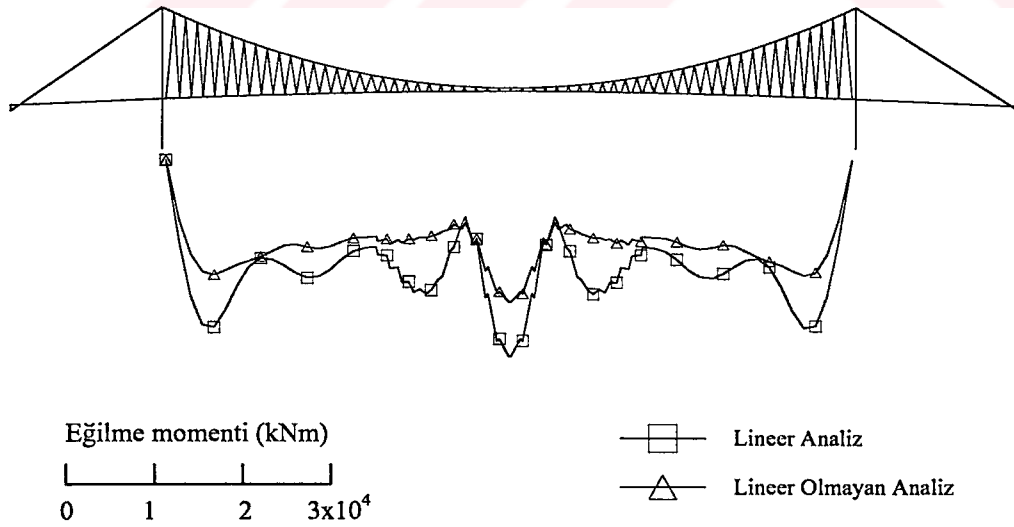
Şekil 41. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri



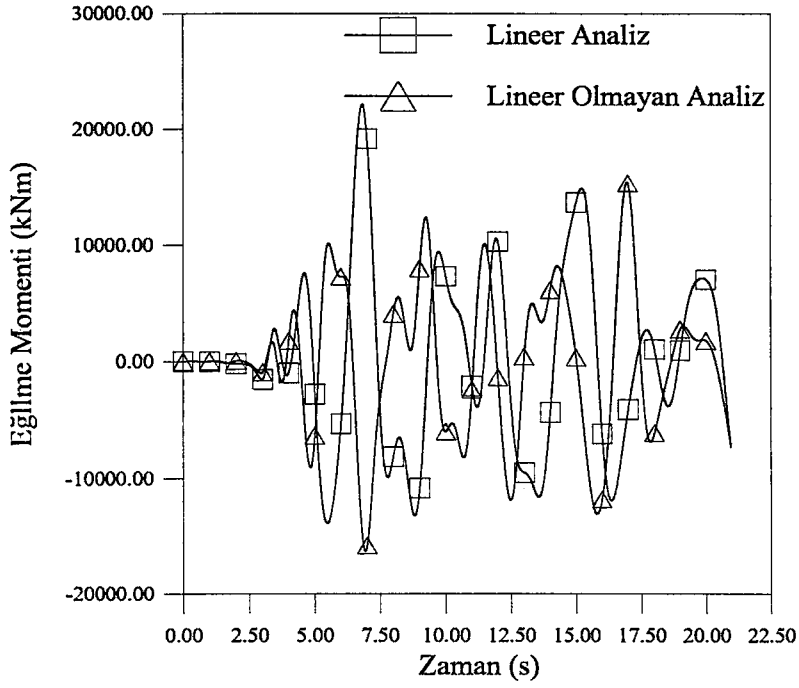
Şekil 42. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri



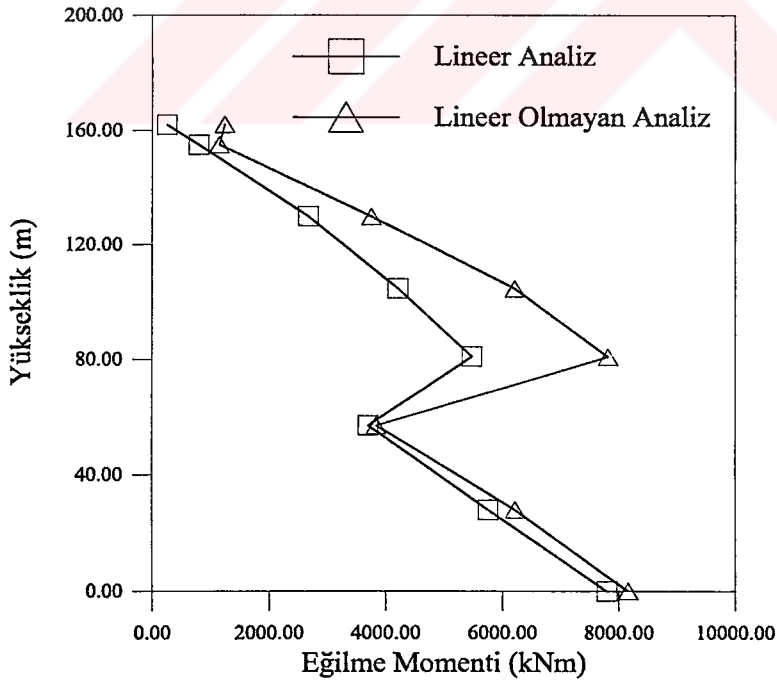
Şekil 43. Erzincan Depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri



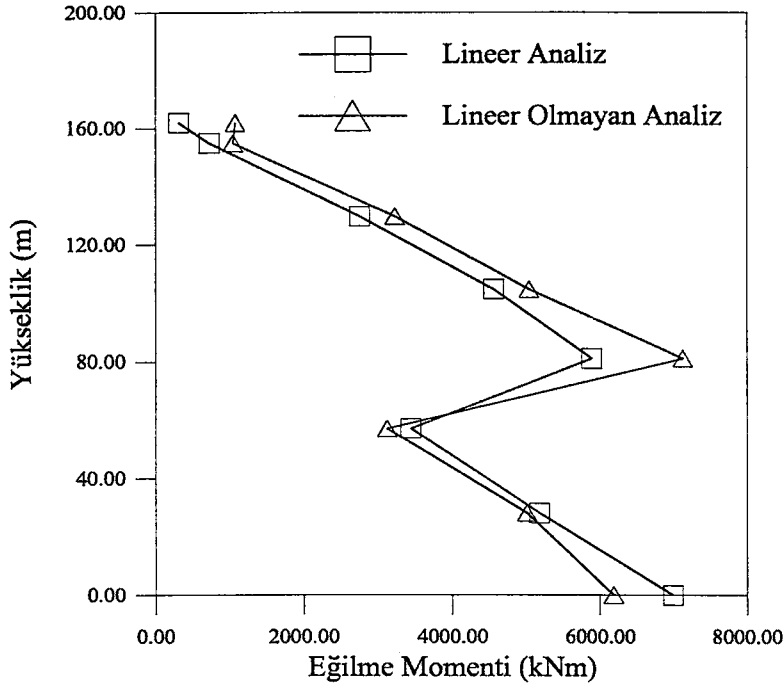
Şekil 44. Erzincan Depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye eğilme momentleri



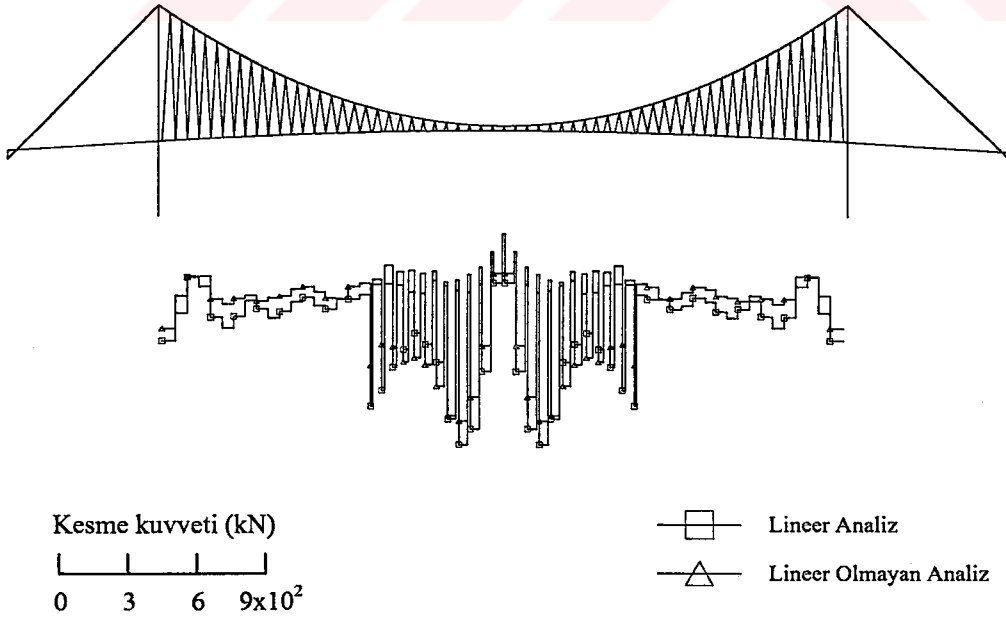
Şekil 45. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası eğilme momentinin zamanla değişimi



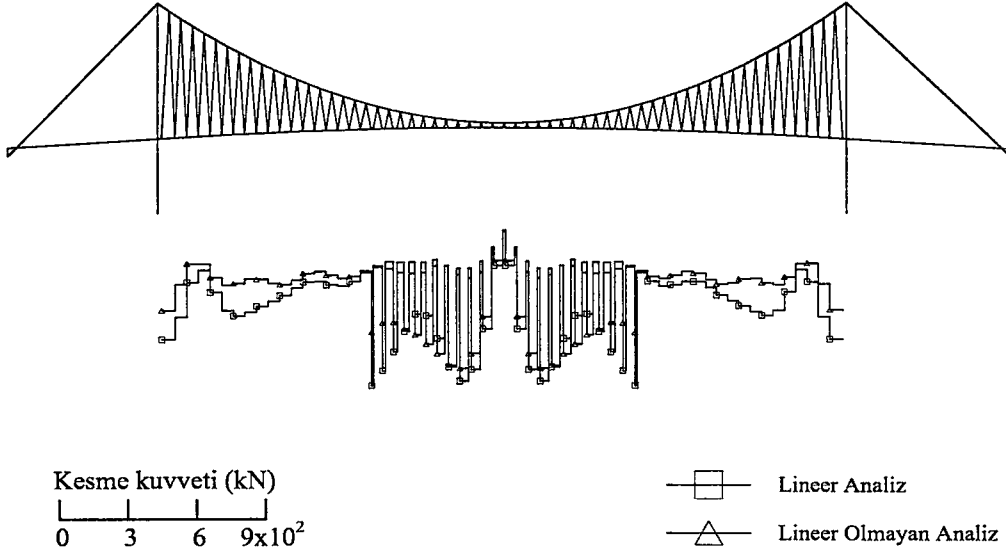
Şekil 46. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan eğilme momentleri



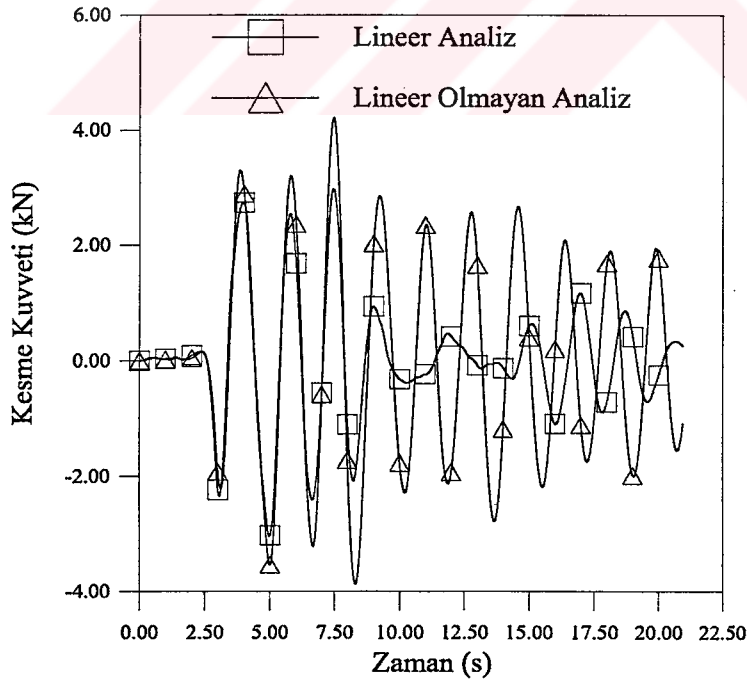
Şekil 47. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan eğilme momentleri



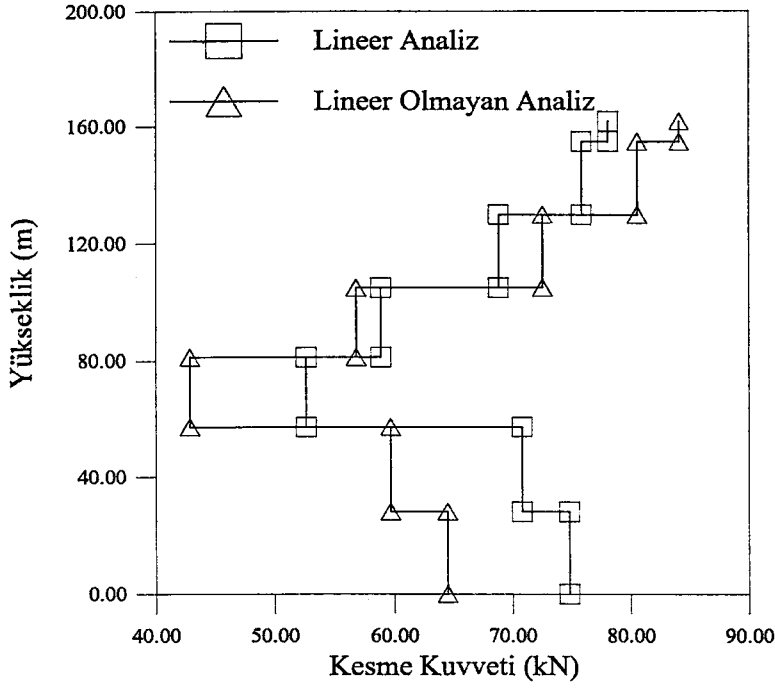
Şekil 48. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri



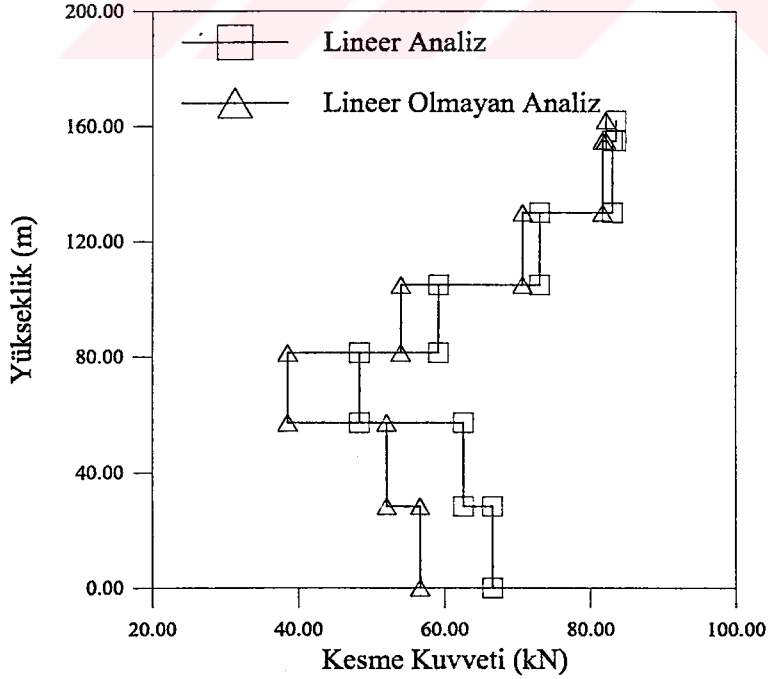
Şekil 49. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün CQC yöntemiyle hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri



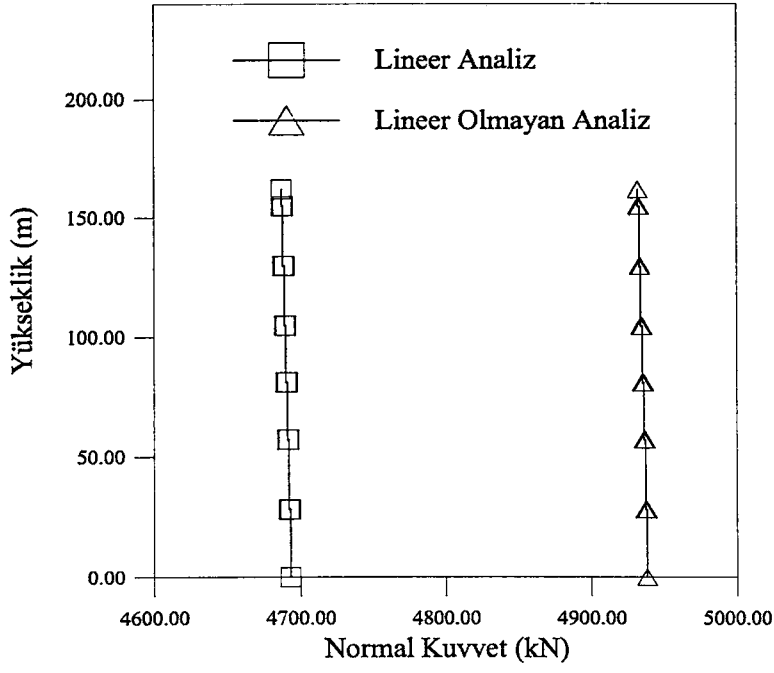
Şekil 50. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü'nün kendi ağırlığı altında tabliye orta noktası kesme kuvvetinin zamanla değişimi



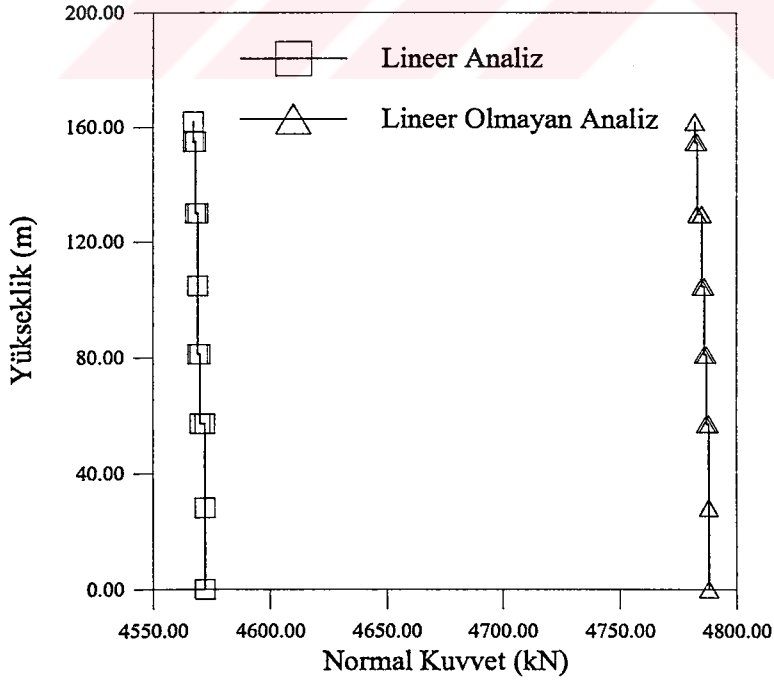
Şekil 51. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri



Şekil 52. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan kesme kuvvetleri



Şekil 53. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin Zaman Süreci yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri



Şekil 54. Erzincan depremi için Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesinin CQC yöntemiyle hesaplanan normal kuvvetleri

### **3.5. Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analiz Bulguları**

Daha önce yapılan çalışmalarda [30,31] asma köprü gibi uzun açıklıklı yapılarda tüm mesnetlerde düzgün yayılı (eş-fazlı) yer hareketi alınmasının iyi bir yaklaşım olmayacağı belirtilmiştir. Dolayısıyla, bu tür yapıların analizinde zıt-fazlı yer hareketinin dikkate alınmasının daha uygun olacağı düşünülmektedir.

Boğaziçi Köprüsü'nün deprem analizi, düşey ve yatay doğrultuda, eş ve zıt-fazlı yer hareketleri dikkate alınarak incelenmiştir. Analizlerde dinamik dış etki olarak 1971 San Fernando depreminin Pacoima barajında kaydedilen S16E bileşeni seçilmiş ve Zaman Süreci Yöntemi kullanılmıştır. Düşey doğrultudaki yer hareketi yatay doğrultudakinin 2/3 katı alınmıştır. İvme kayıtlarının eksen düzeltilmesi yapılarak analizlerde kullanılmıştır. Analizler sonucunda köprü tabliye ve kulelerine ait yerdeğiştirme ve kesit tesirleri hesaplanmıştır. Hesaplanan değerler mutlak değerce maksimum değerlerdir. Köprü simetriye yakın ve yükleme de simetrik olduğundan kulelerde elde edilen yerdeğiştirme ve kesit tesirleri birbirine yakın çıkmaktadır. Bundan dolayı sonuçlar sadece bir kulede gösterilmektedir. Söz konusu analizler Boğaziçi Köprüsü kullanılarak yapılmaktadır.

#### **3.5.1. Düşey Doğrultuda Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analiz Bulguları**

##### **3.5.1.1. Yerdeğiştirmeler**

###### **3.5.1.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri**

Şekil 55'de Boğaziçi Köprüsü'nün düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri görülmektedir. Şekilden görüleceği gibi tüm açıklık boyunca zıt-fazlı yer hareketi durumunda daha küçük yerdeğiştirmeler oluşmaktadır. Boğaziçi Köprüsü'nün tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme; eş-fazlı yer hareketi ile 82.47 cm, zıt-fazlı yer hareketi ile 8 mm olarak hesaplanmıştır. Zıt-fazlı yer hareketi durumunda köprü ayaklarının birinin yukarı diğerinin aşağı doğru hareket etmesinden dolayı orta noktadaki yerdeğiştirme çok küçük



çıkmaktadır. Köprü tam simetrik olsaydı zıt-fazlı yer hareketi durumunda tabliye orta noktasında oluşacak düşey yerdeğiştirme değeri sıfır olacaktır.

### **3.5.1.1.2. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri**

Şekil 56'da Boğaziçi Köprüsü'nün düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule yatay yerdeğiştirmeleri çizilmiştir. Zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan kule yatay yerdeğiştirmeleri kule yüksekliği boyunca eş-fazlı yer hareketine göre daha büyük çıkmaktadır. Boğaziçi Köprüsü'nün Avrupa yakası kule tepe noktasındaki yatay yerdeğiştirme; eş-fazlı yer hareketi ile 3.87 cm, zıt-fazlı yer hareketi ile 5.06 cm olarak hesaplanmıştır.

### **3.5.1.2. Eğilme Momentleri**

#### **3.5.1.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri**

Boğaziçi Köprüsü'nün düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan tabliye eğilme momentleri Şekil 57'de görülmektedir. Eş-fazlı yer hareketi ile hesaplanan eğilme momentleri zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan eğilme momentlerinden açıklık boyunca daha büyük çıkmaktadır. Eş-fazlı yer hareketi ile elde edilen düşey yerdeğiştirmeler, zıt-fazlı yer hareketi ile elde edilen yerdeğiştirmelerden daha büyük olduğu için eğilme momentlerinin de büyük çıkması doğaldır. Boğaziçi Köprüsü'nün tabliye orta noktasındaki eğilme momenti; eş-fazlı yer hareketi ile 29062kNm, zıt-fazlı yer hareketi ile 1803.3 kNm olarak hesaplanmıştır.

#### **3.5.1.2.2. Kule Eğilme Momentleri**

Boğaziçi Köprüsü'nün düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule eğilme momentleri Şekil 58'de verilmektedir. Şekilden görüldüğü gibi, zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan kule eğilme momenti kule yüksekliği boyunca genel olarak daha büyük çıkmaktadır. Boğaziçi Köprüsü'nün Avrupa yakası kule

tepe noktasındaki eğilme momenti; eş-fazlı yer hareketi ile 3779.6 kNm, zıt-fazlı yer hareketi ile 3879.4 kNm olarak hesaplanmıştır.

### **3.5.1.3. Kesme Kuvvetleri**

#### **3.5.1.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri**

Şekil 59'da Boğaziçi Köprüsü'nün düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri görülmektedir.

Boğaziçi Köprüsü'nün tabliye orta noktasındaki kesme kuvvetleri; eş-fazlı yer hareketi ile 7.2 kN, zıt-fazlı yer hareketi ile 1029.7 kN olarak hesaplanmıştır.

Eş-fazlı yer hareketinde maksimum moment orta noktada olduğu için kesme kuvvetinin de minimum çıkması doğaldır. Zıt-fazlı yer hareketinde ise orta noktadaki moment küçük olduğundan kesme kuvvetinin büyük olması beklenen sonuçtur.

#### **3.5.1.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri**

Şekil 60'da Boğaziçi Köprüsü'nün düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule kesme kuvvetleri çizilmiştir. Kule yüksekliği boyunca, zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan kesme kuvvetleri, eş-fazlı yer hareketi ile hesaplanan kesme kuvvetlerinden daha büyük çıkmaktadır. Köprünün Avrupa yakası kule tepe noktasındaki kesme kuvveti; eş-fazlı yer hareketi ile 340.9 kN, zıt-fazlı yer hareketi ile 774.4 kN olarak hesaplanmıştır.

### **3.5.1.4. Normal Kuvvet**

#### **3.5.1.4.1. Kule Normal Kuvvetleri**

Şekil 61'de Boğaziçi Köprüsü'nün düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule normal kuvvetleri görülmektedir. Kule yüksekliği boyunca zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan normal kuvvetler, eş-fazlı yer

hareketi ile hesaplanan normal kuvvetlerden daha büyük çıkmaktadır.. Boğaziçi Köprüsü'nün Avrupa yakası kule tepe noktasındaki normal kuvvet; eş-fazlı yer hareketi ile 8700.8 kN, zıt-fazlı yer hareketi ile 10439 kN olarak hesaplanmıştır.

### **3.5.2. Yatay Doğrultuda Zıt-Fazlı Yer Hareketine Maruz Dinamik Analiz Bulguları**

#### **3.5.2.1. Yerdeğiştirmeler**

##### **3.5.2.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri**

Şekil 62'de Boğaziçi Köprüsü'nün yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri görölmektedir. Boğaziçi Köprüsü'nün tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme; eş-fazlı yer hareketi ile 1.9 cm, zıt-fazlı yer hareketi ile 436.2 cm olarak hesaplanmıştır. Zıt-fazlı yer hareketi durumunda köprü açıklığı boyunca eş-fazlı yer hareketine göre daha büyük düşey yerdeğiştirmeler oluşmaktadır. Köprü'nün, yatay doğrultuda eş-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda düşey yönde çok fazla yerdeğiştirme yapması beklenmez. Ancak, köprü'nün yatay doğrultuda zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda kuleler birbirine göre zıt yönde hareket edecekleri için tabliyede büyük düşey yerdeğiştirmeler oluşacaktır. Bu yerdeğiştirme değerleri kulelerdeki yatay yerdeğiştirmelere bağlı olarak artacaktır.

##### **3.5.2.1.2. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri**

Şekil 63'de Boğaziçi Köprüsü'nün yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule yatay yerdeğiştirmeleri görölmektedir. Kule yüksekliği boyunca zıt-fazlı yer hareketi kullanılarak hesaplanan kule yatay yerdeğiştirmeleri, eş-fazlı yer hareketi kullanılarak elde edilen yatay yerdeğiştirmelerden daha küçüktür. Boğaziçi Köprüsü'nün Avrupa yakası kule tepe noktasındaki yatay

yerdeğiştirme; eş-fazlı yer hareketi ile 48.75 cm, zıt-fazlı yer hareketi ile 33.34 cm olarak hesaplanmıştır.

### **3.5.2.2. Eğilme Momentleri**

#### **3.5.2.2.1. Tabliye Eğilme Momentleri**

şekil 64'de Boğaziği Köprüsü'nün yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan tabliye eğilme momentleri grlmektedir. Zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan eğilme momentleri, açıklık boyunca genelde eş-fazlı yer hareketi ile hesaplanan eğilme momentlerinden daha büyüktür. Zıt-fazlı yer hareketi ile elde edilen düşey yerdeğiştirmeler, eş-fazlı yer hareketi ile elde edilen yerdeğiştirmelerden daha büyük olduğu için eğilme momentlerinin de büyük çıkması doğaldır. Boğaziği Köprüsü'nün tabliye orta noktasındaki eğilme momenti; eş-fazlı yer hareketi ile 7215.3kNm, zıt-fazlı yer hareketi ile 56614 kNm olarak hesaplanmıştır.

#### **3.5.2.2.2. Kule Eğilme Momentleri**

Boğaziği Köprüsü'nün yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule eğilme momentleri şekil 65'de çizilmiştir. Sonuçlardan görüldüğü üzere zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan kule eğilme momenti biraz daha büyüktür. Kule yatay yerdeğiştirmeleri birbirine yakın olduğundan bu değerlerin de birbirine yakın olması doğaldır. Boğaziği Köprüsü'nn Avrupa yakası kule tepe noktasındaki eğilme momenti; eş-fazlı yer hareketi ile 67022 kNm, zıt-fazlı yer hareketi ile 73394 kNm olarak hesaplanmıştır.

### 3.5.2.3. Kesme Kuvvetleri

#### 3.5.2.3.1. Tabliye Kesme Kuvvetleri

Boğaziçi Köprüsü'nün yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri Şekil 66'da verilmektedir. Zıt-fazlı yer hareketinde maksimum moment orta noktada olduğu için kesme kuvvetinin de minimum çıkması doğaldır. Eş- fazlı yer hareketinde ise orta noktadaki moment küçük olduğundan kesme kuvvetinin büyük olması beklenen bir durumdur. Boğaziçi Köprüsü'nün tabliye orta noktasındaki kesme kuvvetleri; eş-fazlı yer hareketi ile 4132.1 kN, zıt-fazlı yer hareketi ile 24.79 kN olarak hesaplanmıştır.

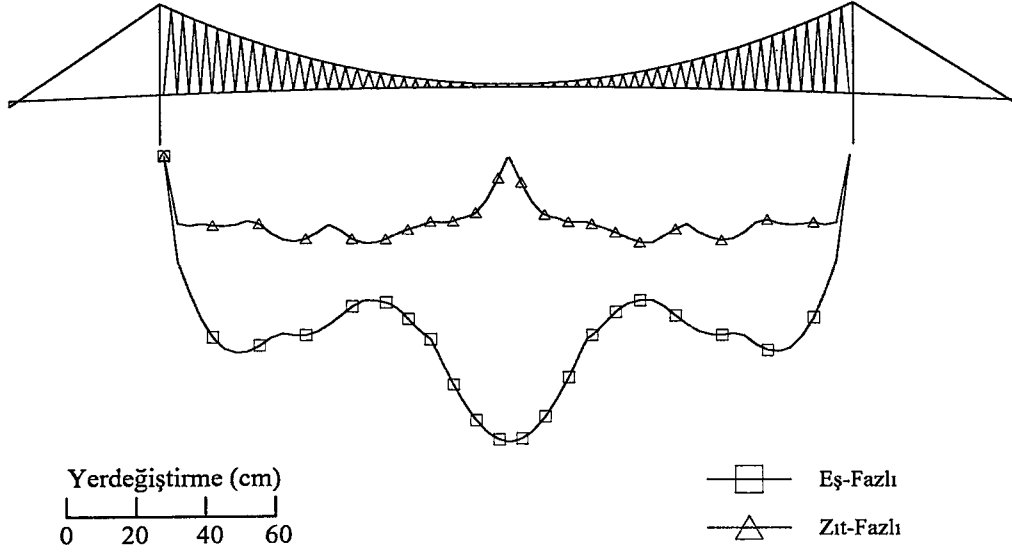
#### 3.5.2.3.2. Kule Kesme Kuvvetleri

Şekil 67'de Boğaziçi Köprüsü'nün yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule kesme kuvvetleri görülmektedir. Kule yüksekliği boyunca eş-fazlı yer hareketi ile hesaplanan kesme kuvvetleri, genelde zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan kesme kuvvetlerinden daha küçüktür. Boğaziçi Köprüsü'nün Avrupa yakası kule tepe noktasındaki kesme kuvveti; eş-fazlı yer hareketi ile 8390 kN, zıt-fazlı yer hareketi ile 8823 kN olarak hesaplanmıştır.

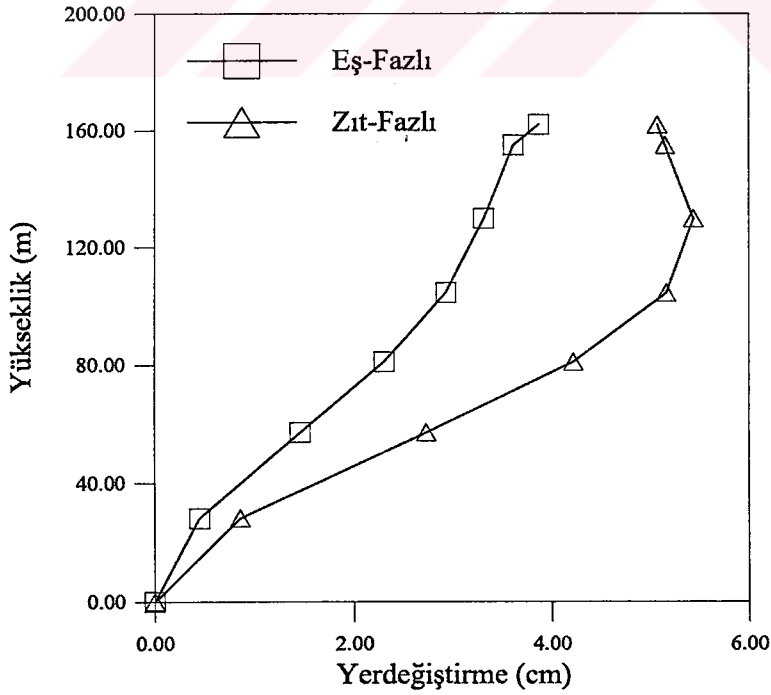
#### 3.5.2.4. Normal Kuvvet

##### 3.5.2.4.1. Kule Normal Kuvvetleri

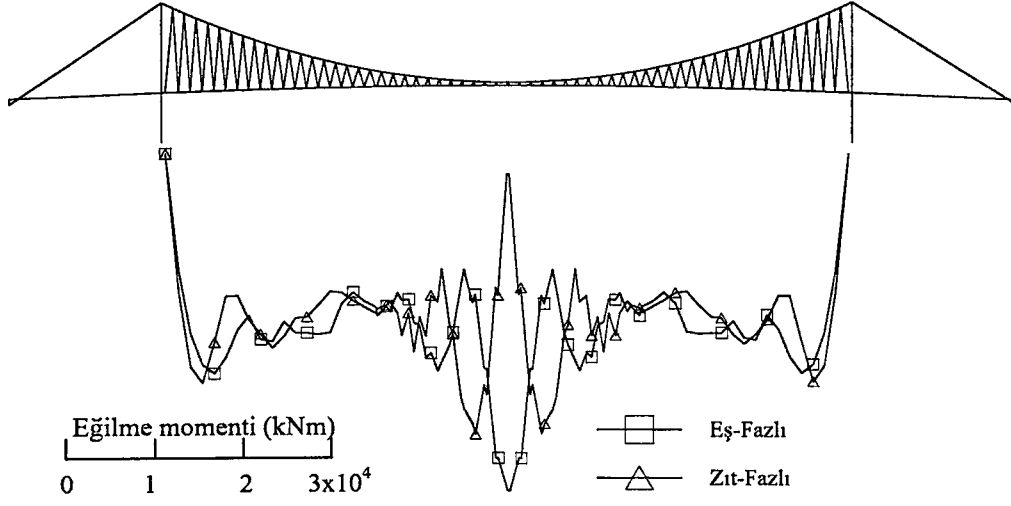
Şekil 68'de Boğaziçi Köprüsü'nün yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda hesaplanan kule normal kuvvetleri görülmektedir. Kule yüksekliğince zıt-fazlı yer hareketi ile hesaplanan normal kuvvetler, eş-fazlı yer hareketi ile hesaplanan normal kuvvetlerden daha küçüktür. Boğaziçi Köprüsü'nün Avrupa yakası kule tepe noktasındaki normal kuvvet; eş-fazlı yer hareketi ile 48552 kN, zıt-fazlı yer hareketi ile 37261 kN olarak hesaplanmıştır.



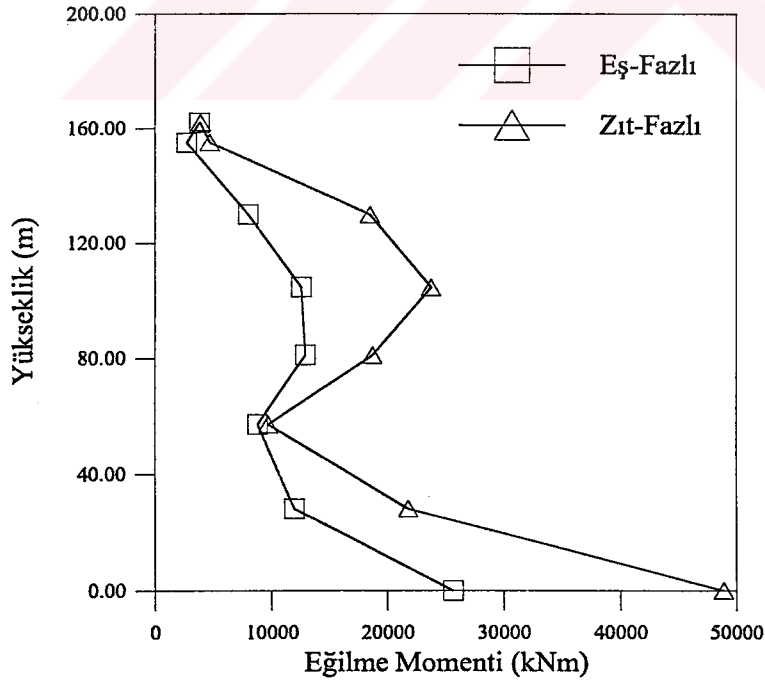
Şekil 55. Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye düşey yerdeğiştirmeleri



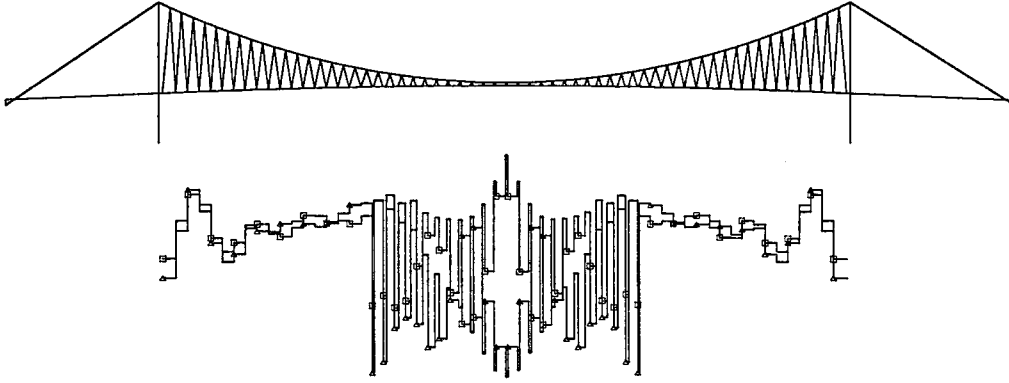
Şekil 56. Düşey doğrultuda eş-ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait yatay yerdeğiştirmeler



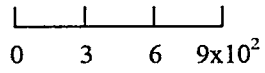
Şekil 57. Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye eğilme momentleri



Şekil 58. Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait eğilme momentleri

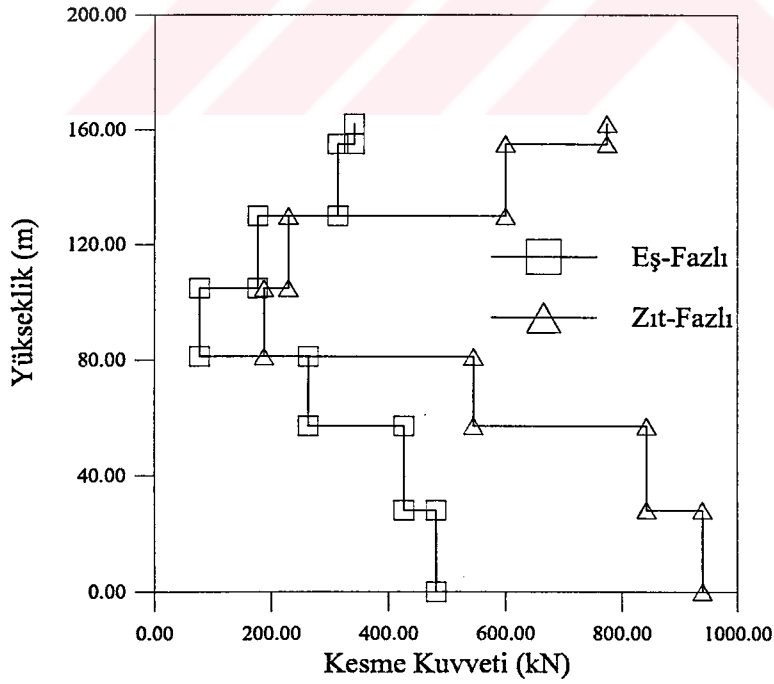


Kesme kuvveti (kN)



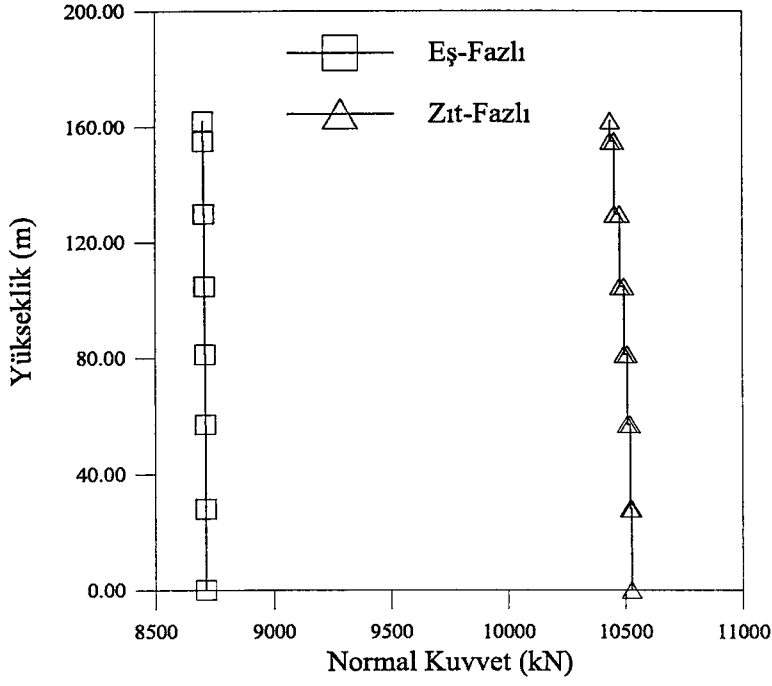
□ Eş-Fazlı  
△ Zıt-Fazlı

Şekil 59. Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye kesme kuvvetleri

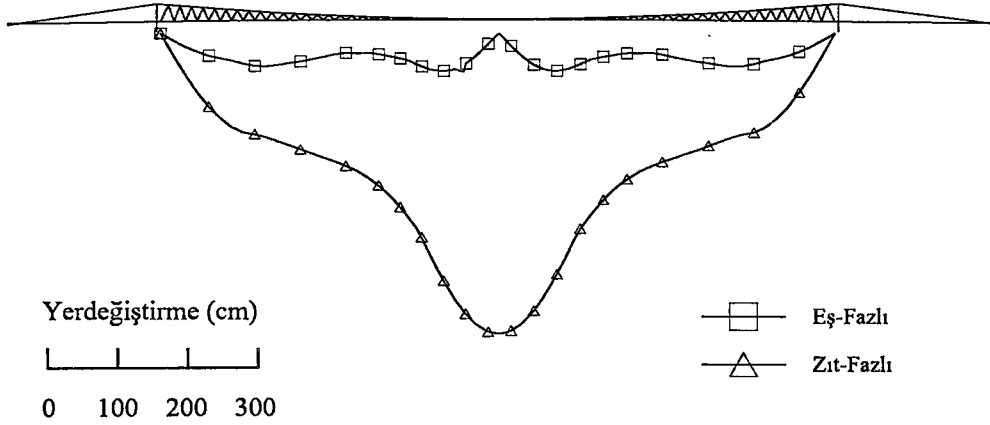


Şekil 60. Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait kesme kuvvetleri

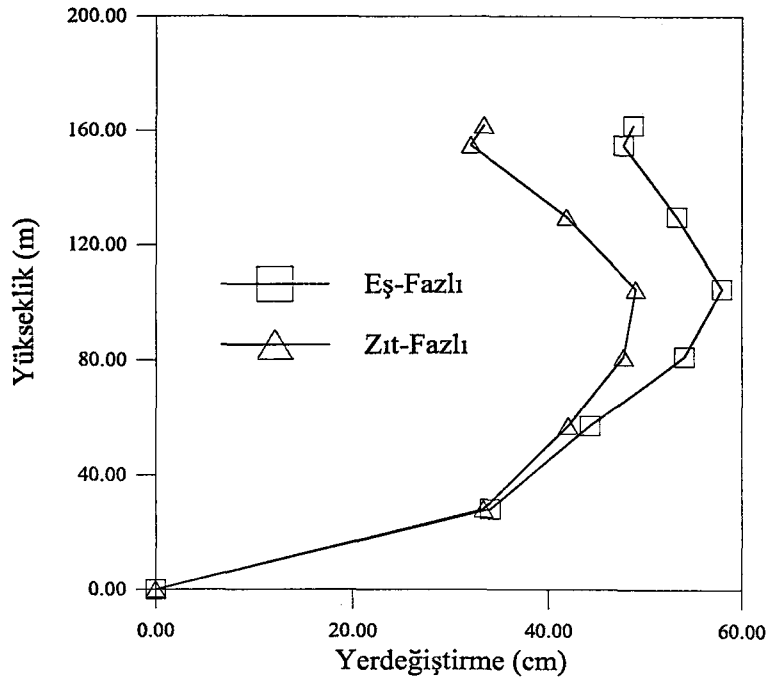




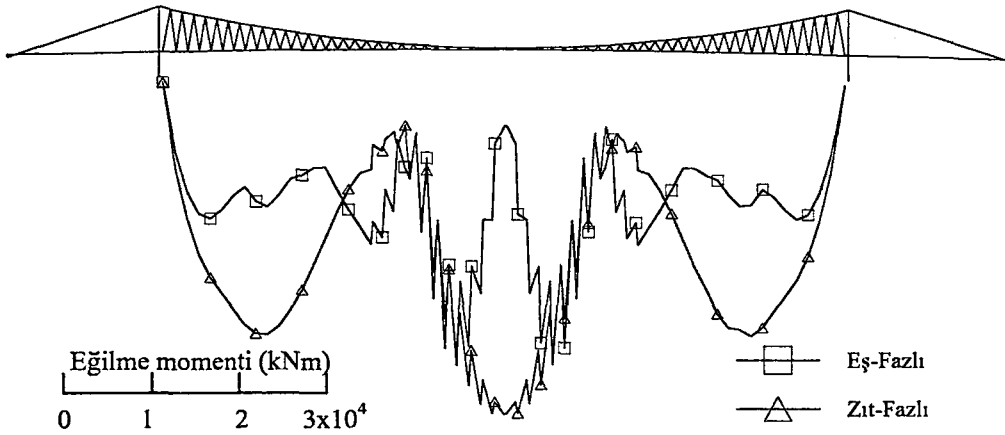
Şekil 61. Düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait normal kuvvetler



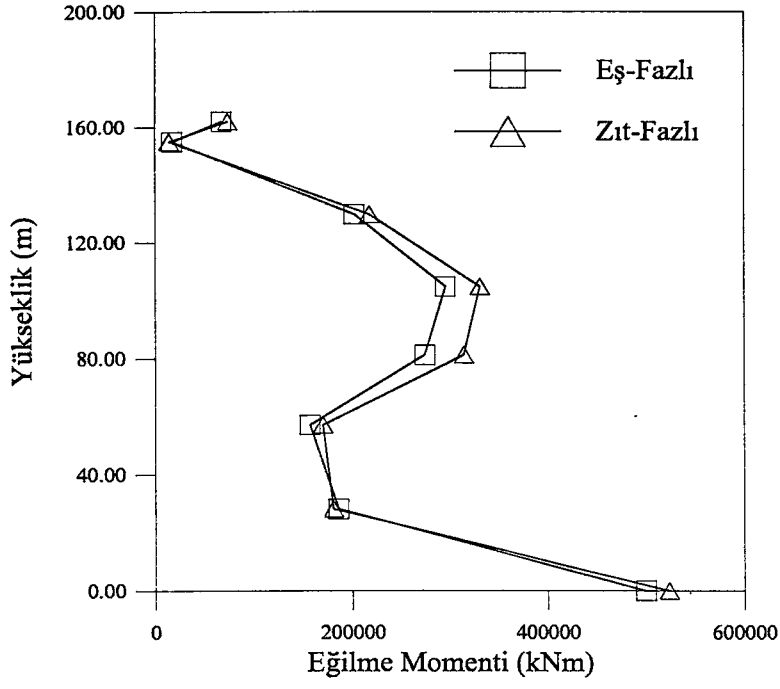
Şekil 62. Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye düşey yerdeğiştirmeleri



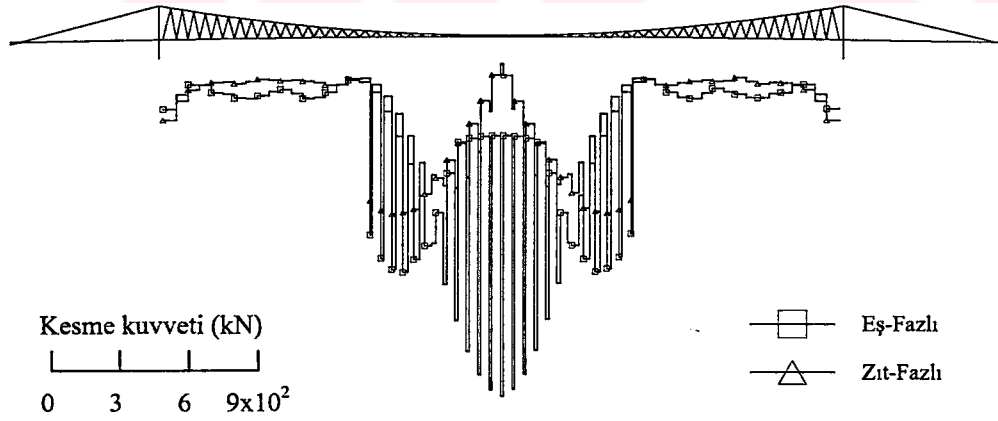
Şekil 63. Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait yatay yerdeğiştirmeler



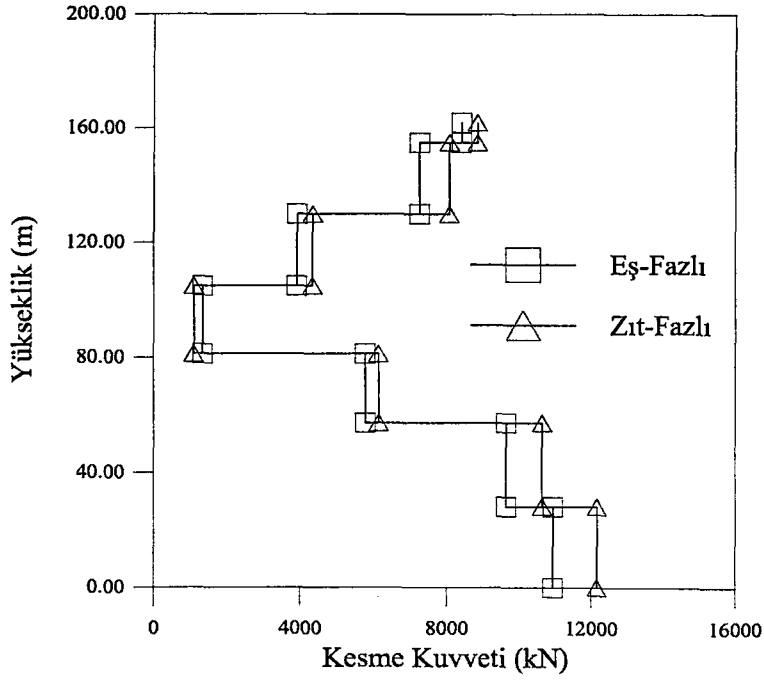
Şekil 64. Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye eğilme momentleri



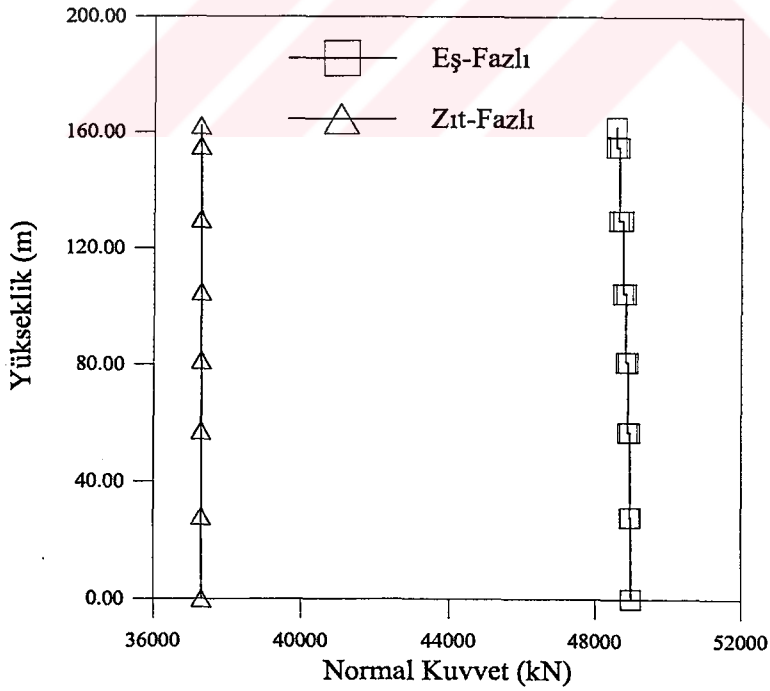
Şekil 65. Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait eğilme momentleri



Şekil 66. Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü tabliye kesme kuvvetleri



Şekil 67. Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait kesme kuvvetleri



Şekil 68. Yatay doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz Boğaziçi Köprüsü Avrupa yakası kulesine ait normal kuvvetler

#### 4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada bir asma köprünün (Boğaziçi Köprüsü) lineer, geometrik olarak lineer olmayan, elastik zemin analojisi ile basitleştirilmiş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumlarında dinamik analizi yapılmıştır. Analizler sırasında Zaman Süreci ve CQC yöntemleri kullanılarak köprü tabliyesinde oluşan düşey yerdeğiştirme ve kesit tesirleri ile kulelerde oluşan yatay yerdeğiştirme ve kesit tesirleri hesaplanmıştır.

Çalışmada, kablo formülleri ile asma köprüye ait ilk üç moda karşılık gelen frekans değerleri hesaplanmıştır. Hesaplanan bu frekans değerlerinin  $P-\Delta$  etkileri dikkate alınarak geometrik olarak lineer olmayan dinamik analiz ile elde edilen ilk üç moda ait frekans değerleriyle yaklaşık olarak aynı olduğu görülmüştür.

Lineer ve geometrik olarak lineer olmayan analizlerle hesaplanan ve literatürde [6,40,66] yapılmış olan çalışmalarda elde edilen, aynı mod şekillerine ait frekans değerleri karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma sonucunda literatürde hesaplanan frekans değerlerinin ancak geometrik olarak lineer olmayan analiz sonucunda elde edilebildiği görülmüştür.

Asma köprülerin elastik zemin analojisi ile basitleştirilmiş dinamik analizinde, asma köprü tabliyesinin kablolar elastik zemine oturan elastik kiriş gibi bağlandığı kabul edildiğinden kule davranışları ihmal edilmektedir. Bu yüzden elastik zemin analojisi ile asma köprü analizinde, rijit kulelere sahip asma köprüler, narin (esnek) kulelere sahip asma köprülere oranla daha doğru sonuçlar vermektedir. Narin kulelere sahip asma köprülerin elastik zemin analojisi ile basitleştirilmiş analizi yapıldığında; tabliye düşey yerdeğiştirmelerine, kulelerdeki toplam yatay yerdeğiştirmeden tabliyede oluşacak düşey yerdeğiştirmeler de eklenmelidir. Tabliyedeki bu ek düşey yerdeğiştirme tabliye orta noktasında kule tepe noktalarındaki toplam yatay yerdeğiştirmelerin yaklaşık olarak iki katı kadardır.

Geometrik olarak lineer olmayan analiz, köprünün kendi ağırlığı altında ve araçların köprü tabliyesi üzerinden geçmesi esnasında oluşturdukları hareketli yüklerle birlikte olması durumlarında yapılmıştır. Analizler sonucunda elde edilen yerdeğiştirme ve kesit tesiri değerlerinin birbirine çok yakın çıktığı görülmüştür. Bu da köprünün kendi

ağırlığı yanında çok küçük olan hareketli yüklerle yüklenmesi durumunda davranışında çok fazla bir değişikliğin olmadığını göstermiştir.

Asma köprüler büyük açıklıklı yapılar olduğu için, mesnetleri eş-fazlı yer hareketi yanında zıt-fazlı yer hareketine de maruz kalabilmektedirler. Bu sebepten dolayı asma köprülerin yatay ve düşey doğrultuda eş ve zıt-fazlı yer hareketine maruz olması durumunda analizleri yapılarak tabliye ve kulelerdeki yerdeğiştirme ve kesit tesirleri elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlardan, eş ve zıt-fazlı yer hareketi dikkate alınarak yapılan analiz sonuçlarının birbirinden çok farklı olduğu görülmüştür.

Sonuç olarak, asma köprü analizlerinin doğru olarak yapılabilmesi için kablolardaki çekme kuvvetlerinin göz önünde bulundurulması ve bu kuvvetlerin oluşturduğu normal kuvvetlerin dikkate alınması gerekmektedir. Kısaca asma köprü analizleri geometrik olarak lineer olmayan analiz kullanılarak yapılmalıdır.

Ayrıca, asma köprülerin elastik zemin analojisi ile basitleştirilmiş analizinde, k elastik zemin modülünü belirlemede kullanılan  $\alpha$  katsayısı 10 ile 12 arasında seçilmeli ve köprünün narin kulelere sahip olması durumunda, kulelerdeki yatay yerdeğiştirmelerden dolayı tabliyede oluşacak olan düşey yerdeğiştirmeler de dikkate alınmalıdır. Bu yerdeğiştirme, tabliye orta noktasında yaklaşık olarak kule tepe noktasındaki toplam yatay yerdeğiştirmelerin iki katı kadardır.

Son olarak da, asma köprüler uzun açıklıklı yapılar oldukları için, deprem esnasında sadece eş-fazlı yer hareketine değil, aynı zamanda zıt-fazlı yer hareketine de maruz kalabilmektedirler. Bu sebepten dolayı asma köprü analizlerinde, eş-fazlı yer hareketi yanında zıt-fazlı yer hareketinin de dikkate alınması gerekir.

## 5. KAYNAKLAR

1. Pugsley, S.A., The Theory of Suspension Bridges, Second Edition, Edward Arnold, London, 1968.
2. Celasun, H.S., Asma Köprüler, İ.D.M.M. Akademisi Yayın Müd. Basımevi, İstanbul, 1981.
3. Bulson, P.S., Caldwell, J.B., Severn, R.T., Engineering Structures Developments in the Twentieth Century, The University of Bristol Press, Bristol, 1983.
4. Abo-Hamid, M. and Utku, S., Analytical Study of Suspension Bridge Flutter, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 104, (1978) 537-550.
5. T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, İşletmeye Açılışının 10. Yıl Dönümünde İstanbul Boğaziçi Köprüsü, İstanbul, 1983.
6. Dumanoğlu, A.A. and Severn, R.T., Asynchronous Seismic Analysis of Modern Suspension Bridges, Part 1: Free Vibration, University of Bristol, Bristol, 1985.
7. Brownjohn, J.M.W., Dumanoğlu, A.A. and Severn, R.T., Ambient Vibration Survey of the Fatih Sultan Mehmet (Second Bosphorus) Suspension Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, (1992) 907-924.
8. Dumanoğlu, A.A., Brownjohn, J.M.W. and Severn, R.T., Seismic Analysis of the Fatih Sultan Mehmet (Second Bosphorus) Suspension Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, (1992) 881-906.
9. Merritt, F.S., Standard Handbook for Civil Engineers, Third Edition, McGraw-Hill, New York, 1983.
10. Routh, E.J., Dynamics of Systems of Rigid Bodies, Sixth Edition, MacMillan and Co., New York, 1905.

11. Steinman, D.B., Modes and Natural Frequencies of Suspension Bridge Oscillations, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 85, (1959) 148-160.
12. Bleich, F., McCulloch, C.B., Rosecrans, R. and Vincent, G.S., The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, Dept. of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, 1950.
13. Devenport, A.G., A Statistical Approach to the Treatment of Wind Loading on Tall Masts and Suspension Bridges, Ph.D. Thesis, University of Bristol, Bristol, 1961.
14. Smith, L.P., The Lateral Oscillation of Suspension Bridges, Ph.D. Thesis, University of Bristol, Bristol, 1963.
15. Walshe, D.E. and Rayner, D.V., A Further Aerodynamic Investigation for the Proposed River Severn Suspension Bridge, N.P.L. Aerodynamic Division, London, 1962.
16. Frazer, R.A. and Scruton, C., A Summarised Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation, N.P.L. Report, London, 1952.
17. Scanlan, R.H., Aeroelastic Simulation of Bridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, (1983) 2829-2837.
18. Irwin, H.P.A.H. and Schuyler, G.D., Experiments on a Full Aeroelastik Model of Lions Gate Bridge in Smooth and Turbulent Flow, N.R.C. Canada, Nat. Aero. Est. LTR-LA-206, 1975.
19. Pugsley, A.G., A Simple Theory of Suspension Bridges, Journal of the Institution of Structural Engineers, Vol. 31, (1953) 75-82.
20. Hetenyi, M.I., Beams on Elastic Foundation, University of Michigan Press, Michigan, 1961.
21. Bogdonoff, J.L., Goldberg, J.C. and Schiff, A.J., The Effect of Ground Transmission Time on the Response of Long Structures, Bull. Seis. Soc. Am., Vol. 55, No 3, (1965) 627-640.



22. Konishi, I., Yamada, Y. and Takaoka, N., Earthquake Response and Earthquake Resistant Design of Long Span Suspension Bridges, Proc. 3rd WCEE, Vol. III, (1965) 312-325.
23. Konishi, I. and Yamada, Y., Studies on the Earthquake Resistant Design of Suspension Bridge Towers and Pier Systems, Proc. 4th WCEE, Vol. I - B4, Santiago Chile, (1969) 107-120.
24. Tezcan, S.S. and Cherry, S., Earthquake Analysis of Suspension Bridges, Proc. 4th WCEE, Vol. II - A3, Santiago Chile, (1969) 125-140.
25. Tezcan, S.S., İpek, M., Petrowski, J. and Paskalow, T., Forced Vibration Survey of Istanbul Bogazici Bridge, Proc. 5th ECEE, Vol. II, Chapter 9, No 152, İstanbul, 1975.
26. Baron, F., Arıkan, M. and Hamati, R.E., The Effects of Seismic Disturbances on the Golden Gate Bridge, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976, Report 76-31.
27. Abdel-Ghaffar, A.M., Vertical Vibration Analysis of Suspension Bridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, (1980) 2053-2075.
28. Abdel-Ghaffar, A.M., Free Torsional Vibrations of Suspension Bridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, (1979) 767-788.
29. Abdel-Ghaffar, A.M., Dynamic Analysis of Suspension Structures, Cal. Inst. Tech. EERL 76-01, 1976.
30. Abdel-Ghaffar, A.M. and Rubin, L.I., Lateral Earthquake Response of Suspension Bridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, (1983) 664-675.
31. Abdel-Ghaffar, A.M. and Rubin, L.I., Vertical Seismic Behaviour of Suspension Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, (1983) 1-19.
32. Abdel-Ghaffar, A.M. and Rubin, L.I., Suspension Bridge Response to Multiple-Support Excitations, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 108, (1982) 419-435.

33. Abdel-Ghaffar, A.M. and Stringfellow R.G., Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitations, Part 1: Vertical Response, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 3, No.2, (1984) 62-71.
34. Abdel-Ghaffar, A.M. and Stringfellow R.G., Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitations, Part 2: Lateral Response, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 3, No.2, (1984) 72-81.
35. Rassem, M., Ghobarah, A. and Heidebrecht, A.C., Site Effects on the Seismic Response of a Suspension Bridge, Engineering Structures, Vol. 18, (1996) 363-370.
36. Castoldi, A., Cheli, F., Colombo, C., Curami, A. and Facò, M., Behaviour of a Large-Span Suspension Bridge: Part 3: Response of a Physical Model to Seismic Excitation (Comparison with Analytical Results), ISMES, Bergamo, Italy, 1983.
37. Dumanoğlu, A.A. and Severn, R.T., Seismic Response of Modern Suspension Bridges to Asynchronous Vertical Ground Motion, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol. 83, (1987) 701-730.
38. Dumanoğlu, A.A. and Severn, R.T., Seismic Response of Modern Suspension Bridges to Longitudinal and Lateral Ground Motion, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol. 87, (1989) 73-86.
39. Dumanoğlu, A.A. and Severn, R.T., Stochastic Response of Suspension Bridges to Earthquake Forces, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, (1990) 133-152.
40. Brownjohn, J.M.W., Dumanoğlu, A.A., Severn, R.T. and Blakeborough, A., Ambient Vibration Survey of the Bosphorus Suspension Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, (1989) 263-283.
41. Brownjohn, J.M.W., Dumanoğlu, A.A., Severn, R.T. and Taylor, C.A., Ambient Vibration Measurements of the Humber Suspension Bridge and Comparison with Calculated Characteristics, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol. 83, (1987) 561-600.
42. Ohshima, H., Sato, K. and Watanabe, N., Structural Analysis of Suspension Bridges, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, (1984) 392-404.

43. Abdel-Ghaffar, A.M. and Rubin, L.I., Nonlinear Free Vibrations of Suspension Bridges: Theory, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 109, (1983) 313-329.
44. Abdel-Ghaffar, A.M. and Rubin, L.I., Nonlinear Free Vibrations of Suspension Bridges: Application, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 109, (1983) 330-345.
45. Brownjohn, J.M.W., Observations on Non-Linear Dynamic Characteristics of Suspension Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, (1994) 1351-1367.
46. ANSYS, Release 5.3, ANSYS Structural Analysis Guide, Second Edition, SAS IP, Inc., Urbana, 1996.
47. Muvafık, M., Kemer Barajların Statik ve Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1993.
48. Dumanoğlu, A.A., Structural Dynamics, Yüksek Lisans Ders Notları, (Yayınlanmamış), KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon, 1996.
49. Soyluk, K., Kablo lu Köprülerin Stokastik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1997.
50. Der Kiureghian, A. and Nakamura, Y., CQC Modal Combination Rule for High-Frequency Modes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, (1993) 943-956.
51. Ohsaki, Y., Deprem Dalgasının Spektral Analizine Giriş, (Çeviren: İpek, M.), TMMOB İnş. Müh. Odası İstanbul Şubesi, İstanbul, 1991.
52. Bayraktar, A., Asinkronize Yer Hareketi Etkisindeki Baraj-Rezervuar-Temel Sistemlerinin Dinamik Analizi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1995.

53. Bayraktar, A., Dumanoglu, A.A. and Calayir, Y., Asynchronous Dynamic Analysis of Dam-Reservoir-Foundation Systems by the Lagrangian Approach, Computer and Structures, Vol. 58, (1996) 925-935.
54. Aksoğan, O., Nonlinear Yapı Analizi, Yapı Mekaniğinde Son Gelişmeler, Ed: Ertepinar, A., Wasti, S.T. ve Aksoğan, O., KTÜ Basımevi, Trabzon, (1986), 225-233.
55. Erdik, M., Yüzügüllü, Ö., Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş, T.C. İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara, 1980.
56. Tezcan, S., Çubuk Sistemlerin Elektronik Hesap Makinaları ile Çözümü, Arı Kitabevi, İstanbul, 1970.
57. Przemieniecki, J.S., Theory of Matrix Structural Analysis, McGraw-Hill, Inc., New York, 1968.
58. Pugsley, S.A., Note on the Foundation Analogy for the Approximate Analysis of Suspension Bridges, Journal of the Institution of Structural Engineers, Vol. 40, (1962) 268-271.
59. Paz, M., Structural Dynamics Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1980.
60. Freeman, Fox and Partners, Bosporus Bridge Calculations, Wostminster, London, S.W.I., 1968.
61. Brown, W.C. and Parsons, M.F., Bosporus Bridge, Part 1: History of Design, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, Vol. 58, (1975) 505-532.
62. Wilson, E.L. and Habibullah, A., SAP90 Structural Analysis Programs, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 1991.
63. Çakiroğlu, A. ve Çetmeli, E., Yapı Statiği, Cilt II, Sekizinci Baskı, Beta Basım Yayım Dağıtım AŞ., İstanbul, 1991.

64. Celep, Z. ve Kumbasar, N., Örneklerle Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, Birinci Baskı, Sema Matbacılık, İstanbul, 1992.
65. Dumanoglu, A.A. and Severn, R.T., Dynamic Response of Dams and Other Structures to Differential Ground Motion, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, Vol.77, (1984)333-352.
66. Brownjohn, J.M.W., Dumanoglu, A.A., Severn, R.T. and Blakeborough, A., Ambient Vibration Survey of the Bosphorus Suspension Bridge, Report No.UBCE-EE-88-1, University of Bristol, Bristol, 1988.



## 6. ÖZGEÇMİŞ

Süleyman ADANUR, 1972 yılında Trabzon'un Yomra ilçesinde doğdu. İlk ve orta öğrenimini Yomra'nın Özdil Kasabası'nda, lise öğrenimini ise Trabzon Affan Kitapçıoğlu Lisesi'nde tamamladı. 1990-1991 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne başladı. 1993-1994 öğretim yılında bu bölümden birinci olarak mezun oldu. 1994-1995 öğretim yılında mezun olduğu bölümde Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Ocak 1995'de Fen Bilimleri Enstitüsünde Araştırma Görevlisi olarak göreve başladı. Daha sonra 1996'da Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilim Dalına Araştırma Görevlisi olarak atandı. Bekar olan Süleyman ADANUR, İngilizce bilmekte ve halen yüksek lisans öğrenimi ile birlikte Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümündeki görevine devam etmektedir.