

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

1915 ÇANAKKALE ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN DİNAMİK ANALİZİ

DOKTORA TEZİ

Mahamat MOUSSA ALI

MART 2023
TRABZON



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

1915 ÇANAKKALE ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN DİNAMİK ANALİZİ

Mahamat MOUSSA ALI

ORCID : - - -

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce
"DOKTOR (İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ)"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 10 / 02 / 2023

Tezin Savunma Tarihi : 20 / 03 / 2023

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Süleyman ADANUR
ORCID : - - -

Trabzon 2023

ÖNSÖZ

“1915 Çanakkale Asma Köprüsü’nün Dinamik Analizi” isimli bu çalışma, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda Doktora tezi olarak hazırlanmıştır. Lisansüstü eğitimim sırasında değerli bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım, her konuda bilgi ve destek almaktan çekinmediğim, araştırmalarımın planlanmasından tezimin hazırlanmasına kadar her aşamada yardımlarını esirgemeyen, değerli danışmanım beni cesaretlendiren ve aynı özenle yönlendiren Sayın Prof. Dr. Süleyman ADANUR’a teşekkürlerimi sunarım. Lisans, Yüksek Lisans ve Doktora eğitimim sırasında kıymetli bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım değerli öğretmenlerime teşekkürlerimi sunarım. Yurtdışı Türkler ve Akraba Topluluklar Başkanlığına destekleri için teşekkür ederim.

Tez çalışmamı inceleyerek bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşan Sayın Hocalarım Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK’a ve Prof. Dr. Hasan GEDİKLİ’ye teşekkür ederim.

Çalışmalarım sırasında bilgi ve yardımlarını esirgemeyen Prof. Dr. Kemal HACİEFENDİOĞLU’na, Doç. Dr. Murat GÜNAYDIN’a, Arş. Gör. Dr. Bayram Ali TEMEL’e, Arş. Gör. Ali Fuat GENÇ’e, Arş. Gör. Fezayil SUNCA’ya, Arş. Gör. Ali KAYA’ya, Arş. Gör. Fatih Yesevi OKUR’a, Arş. Gör. Yunus Emrahan AKBULUT’a, Arş. Gör. Zafer YILMAZ’a, Arş. Gör. Olguhan Şevket KARAHASAN’a, Arş. Gör. Alihan BALTACI’ya, İnş. Yük. Müh. Ebru KALKAN OKUR’a, İnş. Yük. Müh. Mustafa YILMAZ’a, İnş. Müh. Ali SARIKOÇ’a, İnş. Müh. Muhammed Cihat ŞAHİN’e, İnş. Müh. Yasin GÜRPINAR’a, İnş. Yük. Müh. İbrahim Ahmat Idriss’e, İnş. Yük. Müh. Boudjama ROUDANE’ye, İnş. Yük. Müh. Mohammed Mahyoub Abdo SAIF’e, Dr. Adamou Marou Seyni Samberou’ya, Jeo. Yük. Müh. Boubacar TONDE’ye, İnş. Yük. Müh. Mohammad Tordi Karimi’ye ve Dr. Mouslem Damkhi’ye, Prof. Dr. Abdülcemal ÜMİT IŞIK’a ve desteklerini her zaman hissettiğim herkese kalpten teşekkür ederim.

Eğitim hayatım sırasında maddi ve manevi beni her zaman destekleyen Babama, Anneme, Eşime, Kızlarıma, Oğluma ve Kardeşlerime teşekkür ederim.

Bu çalışmanın faydalı olmasını temenni ederim.

Mahamat MOUSSA ALI
Trabzon, 2023

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Doktora tezi olarak sunduğum “1915 Çanakkale Asma Köprüsü’nün Dinamik Analizi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Süleyman ADANUR’un sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim.

20/03/2023

Mahamat MOUSSA ALI

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ.....	III
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET.....	IX
SUMMARY	X
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	XI
TABLolar DİZİNİ.....	XX
SEMBOLLER VE KISALTMALAR DİZİNİ	XXI
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş	1
1.2. Literatür Araştırması	1
1.3. Çalışmanın Amacı ve İçeriği.....	35
1.4. Tarihsel Bakış	35
1.5. Köprü Türleri	37
1.5.1. Kemer Köprüler	37
1.5.2. Kirişli Köprüler	40
1.5.3. Kafes Kirişli Köprüler.....	41
1.5.4. Gergin Eğik Askılı Köprüler.....	44
1.5.5. Rijit Çerçevesel Köprüler.....	46
1.5.6. Ahşap Köprüler	48
1.5.7. Betonarme Köprüler.....	49
1.5.8. Öngerilimli Beton Köprüler	49
1.5.9. Çelik Beton Kompozit Kutu Kirişli Köprüler.....	50
1.5.10. Yatay Eğrilikli Köprüler	51
1.5.11. Asma Köprüler	51
1.6. Asma Köprülerin Araştırılması, Temel Özellikleri ve Elemanları	52
1.6.1. Birincil Asma Köprüler.....	55
1.6.2. Modern Asma Köprülerin Gelişimi	56
1.6.3. Dünyadaki Uzun Açıklıklı Asma Köprüler	60
1.6.4. Yapısal Sistem.....	60
1.6.4.1. Yapısal Bileşenler	60
1.6.4.2. Asma Köprü Türleri	60

1.6.4.3.	Asma Köprü Elemanları ve Temel Özellikleri	65
1.6.4.3.1.	Ana Kablo	66
1.6.4.3.2.	Kuleler.....	67
1.6.4.3.3.	Askılar.....	69
1.6.4.3.4.	Tabliye	69
1.6.4.3.5.	Ankrajlar	70
1.6.4.4.	Asma Köprü İnşaatı	71
1.6.5.	Asma Köprü Tasarımı.....	72
1.6.5.1.	Asma Köprü Analiz Yöntemleri	73
1.6.5.1.1.	Geleneksel (Klasik) Yöntemler.....	73
1.6.5.1.2.	Modern Tasarım Yöntemi.....	75
1.6.6.	Asma Köprülerin Dinamik Analizi	76
1.6.6.1.	Zaman Tanım Alanında Lineer Dinamik Hareket Denklemi.....	76
1.6.6.1.1.	Tek Serbestlik Dereceli (TSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemi	76
1.6.6.1.2.	Çok Serbestlik Dereceli (ÇSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemi.....	77
1.6.6.1.3.	Sönümsüz Sistemlerin Serbest Titreşimi	77
1.6.6.1.4.	Modların Normalleştirilmesi.....	78
1.6.6.1.5.	Mod Süperpozisyon Yöntemi	79
1.6.6.2.	Zaman Tanım Alanında Lineer Olmayan Dinamik Analiz Yöntemi.....	82
1.7.	Sonlu Eleman Yöntemine Dayalı Dinamik Formülasyon.....	83
1.7.1.	Kiriş Eleman için Geometrik Rijitlik Matrisinin Hesaplanması	85
1.8.	Asma Köprülerin Analitik Olarak İncelenmesi	89
1.8.1.	Yapım Aşamalarının Dikkate Alınması.....	89
1.8.2.	Zamana Bağlı Malzeme Deformasyonlarının Dikkate Alınması.....	90
1.8.2.1.	Beton Basınç Dayanımı	90
1.8.2.2.	Betonun Yaşı.....	91
1.8.2.3.	Betonun Büzülmesi	91
1.8.2.4.	Betonun Sünmesi	92
1.8.2.5.	Çeliğin Gevşemesi (Relaksasyonu)	93
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR	95
2.1.	Giriş	95
2.2.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün Tasarımı	95
2.2.1.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün Genel Özellikleri.....	97
2.2.2.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü Sonlu Eleman Modeli.....	106

2.2.3.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü Elemanlarına Ait Kesit Özellikleri.....	106
2.3.	Dinamik Analiz	107
2.4.	Dalga Yayılma Etkisi	109
2.5.	Yakın ve Uzak Fayların Etkisi	110
2.5.1.	Kobe Deprem Kaydı	112
2.5.2.	Kocaeli Deprem Kaydı.....	122
2.5.3.	Chi-Chi Deprem Kaydı	129
2.5.4.	Düzce Deprem Kaydı.....	138
2.6.	Stokastik Analizi	148
3.	BULGULAR VE İRDELEMELER.....	153
3.1.	Statik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi	153
3.1.1.	Tabliye Sonuçları	154
3.1.1.1.	Tabliye Yer Değiştirmeleri	154
3.1.1.2.	Tabliye Eğilme Momentleri	154
3.1.2.	Kule Sonuçları.....	155
3.1.2.1.	Kule Yer Değiştirmeleri.....	155
3.1.2.2.	Kule Eğilme Momentleri	155
3.1.2.3.	Kule Kesme Kuvvetleri.....	156
3.1.2.4.	Kule Normal Kuvvetleri.....	157
3.1.3.	Kablo Sonuçları.....	157
3.1.3.1.	Avrupa Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri.....	157
3.1.3.2.	Asya Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri	159
3.1.3.3.	Ana Kablo Normal Kuvvetleri.....	160
3.1.4.	Askı Sonuçları.....	164
3.1.4.1.	Askı Normal Kuvvetleri.....	164
3.2.	Modal Analiz Sonuçlarının İncelemesi	164
3.3.	Yapım Aşaması Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi	171
3.3.1.	Yapım Aşamalarına Bağlı Deformasyon Şekillerinin Gösterimi	173
3.3.2.	Tabliye Sonuçları	174
3.3.2.1.	Tabliye Yer Değiştirmeleri	175
3.3.2.2.	Tabiliye Eğilme Momentleri	175
3.3.3.	Kule Sonuçları.....	176
3.3.3.1.	Kule Yerdeğiştirmeleri.....	176
3.3.3.2.	Kule Eğilme Momentleri	176

3.3.4.	Kablo Sonuçları.....	177
3.4.	Dinamik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	178
3.4.1.	Tabliye Sonuçları	178
3.4.1.1.	Tabliye Yer Değiştirmeleri	178
3.4.1.2.	Tabliye Eğilme Momentleri	178
3.4.2.	Kule Sonuçları.....	179
3.4.2.1.	Kule Yerdeğiştirmeleri.....	179
3.4.2.2.	Kule Eğilme Momentleri	179
3.4.2.4.	Kule Normal Kuvvetleri.....	180
3.4.3.	Kablo Sonuçları.....	181
3.4.3.1.	Avrupa Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri.....	181
3.4.3.2.	Asya Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri	182
3.4.3.3.	Ana Kablo Normal Kuvvetleri	184
3.4.4.	Askı Sonuçları.....	187
3.4.4.1.	Askı Normal Kuvvetleri.....	187
3.5.	1915 Çanakkale Asma Köprüsünün Dalga Yayılma Etkisi Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi	188
3.6.	Yakın ve Uzak Fay Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	193
3.6.1.	Kobe Depremi Kullanılarak Yapılan Analiz Sonuçları	194
3.6.2.	Kocaeli Depremi İçin Yapılan İncelemesi	199
3.6.3.	Chi-Chi Depremi İçin Yapılan İncelemesi.....	204
3.6.4.	Düzce Depremi İçin Yapılan İncelemesi	210
3.7.	Stokastik Analizi Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	215
3.7.1.	Tabliye Stokastik Analizi Sonuçları	215
3.7.2.	Kule Stokastik Analizi Sonuçları	218
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	221
5.	KAYNAKLAR	223
ÖZGEÇMİŞ		

Doktora Tezi

ÖZET

1915 ÇANAKKALE ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN DİNAMİK ANALİZİ

Mahamat MOUSSA ALI

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Süleman ADANUR
2023, 240 Sayfa

Asma köprüler özel yapılar olup, her bir asma köprü kendine özgü farklı davranış sergilemektedir. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün temelleri 18 Mart 2017 tarihinde atılmış olup, 2022 yılında hizmete açılmıştır. Türkiye ve Dünya tarihinde büyük iz bırakmış Çanakkale Boğazı'ndaki bu anıtsal yapı, en yüksek mühendislik ve estetik standartlarını karşılayan özelliklerde tasarlanmıştır. 2023 metre ana açıklığı ile “dünyanın en uzun açıklıklı asma köprüsü” unvanına sahip 1915 Çanakkale Asma Köprüsü, 334 metrelik kuleleri ile de “dünyanın en yüksek asma köprüsü”dür.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü; 2.023m orta açıklık, 770'er m kenar açıklıklar, 365m ve 680m yaklaşım viyadükleri ile toplam 4.608m uzunlukta ve her iki yönde 3'er trafik şeridi bulunmaktadır. Köprü tabliyesi 45,06m genişlikte ve 3,5m yükseklikte tasarlanmış olup, tabliyenin her iki tarafında, 3m'lik bakım onarım amaçlı yürüme yolları –bakım şeridi– yer almaktadır. Her iki kule temeli deniz tabanında yaklaşık 40m derinlikte konumlanırken, çelik kulelerin yüksekliği 318m, kulelerin tepe noktası ise 334m'dir.

Bu çalışmada, 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmada ayrıca köprünün yapım aşaması, dalga yayılma etkisi, yakın ve uzak fay, stokastik analizleri de yapılmıştır. Bu amaçla 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün üç boyutlu sonlu eleman modeli oluşturulmuştur. Bu model inşaat mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan AutoCAD bilgisayar destekli tasarım programı ile oluşturulmuştur. Analizler SAP2000 sonlu eleman programı kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde bölgede geçmişte meydana gelen depremler başta olmak üzere farklı deprem kayıtları kullanılmıştır. Analizler sonucunda köprüye ait mod şekilleri, frekans ve periyotlar belirlenmiştir. Analizlerden, köprü kule ve tabliyesine ait yerdeğiştirme ile eğilme momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvet gibi iç kuvvetler de elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: 1915 Çanakkale Asma Köprüsü, Sonlu Eleman Yöntemi, Dinamik Analiz, Yapım Aşaması, Dalga Yayılma Etkisi, Yakın ve Uzak Fay, Stokastik Analiz, Dinamik Karakteristikler, Yerdeğiştirme, Eğilme Momenti, Kesme Kuvveti, Normal Kuvvet.

Doctoral Thesis

SUMMARY

DYNAMIC ANALYSIS OF 1915 ÇANAKKALE SUSPENSION BRIDGE
Mahamat MOUSSA ALI

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Prof. Süleyman ADANUR
2023, 240 Pages

Suspension bridges are special structures, each suspension bridge has its own structures and they display different behaviors. The foundations of the 1915 Çanakkale Suspension Bridge were laid on March 18, 2017 and it was opened for service in 2022. This monumental structure in the Dardanelles, which has left a great mark in the history of Turkey and the world, was designed to meet the highest engineering and aesthetic standards. The 1915 Çanakkale Suspension Bridge, which has the title of "the longest span suspension bridge in the world" with its main span of 2023 meters, is also the "highest suspension bridge in the world" with its towers of 334 meters.

1915 Çanakkale Suspension Bridge; it has a total length of 4.608m with 2.023m middle span, 770m side spans, 365m and 680m approach viaducts and there are 3 traffic lanes in both directions. The bridge deck is designed with a width of 45.06m and a height of 3.5m, and on both sides of the deck, there are 3m walkways for maintenance and repair – the maintenance strip. While the foundations of both towers are located at a depth of approximately 40m on the seabed, the height of the steel towers is 318m and the top of the towers is 334m.

In this study, the dynamic analyses of the 1915 Çanakkale Suspension Bridge is carried out. In the study, the construction stage, wave passage effect, near and far fault, stochastic analyses of the bridge were also made. For this purpose, three dimensional finite element model of the 1915 Çanakkale Suspension Bridge was created. This model was created with the AutoCAD computer aided design program, which is widely used in civil engineering. Analyses were made using the SAP2000 finite element program. In the analyses, different earthquake records, especially earthquakes that occurred in the past in the region, were used. As a result of the analyses, the mode shapes, frequencies and periods of the bridge were determined. From the analyses, displacement of the bridge tower and deck and internal forces such as bending moment, shear force and normal force were also obtained. In addition, the displacements at the points where the maximum values occur and the variation of the internal forces in the elements over time are also presented.

Keywords: 1915 Çanakkale Suspension Bridge, Finite Element Method, Dynamic Analysis, Construction Stage, Wave Passage Effect, Near and Far Fault, Stochastic Analysis, Dynamic Characteristics, Displacement, Bending Moment, Shear Force, Axial Force.

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 1.1.	Trabzon Yomra'da bir Taş Kemer Köprü (URL-1).....	39
Şekil 1.2.	Chaotianmen Köprüsü, Chongqing, Çin. (Lin ve Yoda, 2017).....	39
Şekil 1.3.	İki farklı kirişli köprü. Üst kısım plaka kirişli bir köprüdür (URL-3).....	40
Şekil 1.4.	Lagan köprüsü (beton sürekli kirişli köprü). (Lin ve Yoda, 2017)	41
Şekil 1.5.	Kraliçe II. Elizabeth Köprüsü (çelik sürekli kirişli köprü). (Lin ve Yoda, 2017).....	41
Şekil 1.6.	Kaliforniya'daki Güney Pasifik Kafes Kirişli köprüsü (URL-4).....	42
Şekil 1.7.	Toyosu Köprüsü, Tokyo, Japonya. (Lin ve Yoda, 2017).....	42
Şekil 1.8.	Ölü ağırlık altındaki kafes köprülerdeki eksenel kuvvetler. (A) Pratt makası. (B) Warren kafes kirişi.....	43
Şekil 1.9.	Tokyo Gate Köprüsü (Lin ve Yoda, 2017)	43
Şekil 1.10.	Gergin eğik askılı köprü (Russky Köprüsü) (URL-5).....	45
Şekil 1.11.	Şematik olarak gergin eğik askılı bir köprü	45
Şekil 1.12.	Rijit çerçeveli bir köprü (Merritt Pkwy Köprüsü-ABD) (URL-7).....	47
Şekil 1.13.	Çin'in Chongqing kentindeki ikinci Shibampo Köprüsü (A) Köprünün düzeni (B) İnşaattan sonraki ana açıklık (Lin ve Yoda, 2017).....	48
Şekil 1.14.	Ahşap köprü (Montmorency Köprüsü, Kanada) (URL-8).....	48
Şekil 1.15.	Dünyanın ilk betonarme köprüsü (URL-9)	49
Şekil 1.16.	Öngerilmeli beton bir köprü (URL-10).....	50
Şekil 1.17.	Çelik-beton kompozit kutu kirişli bir köprü (Westgate köprüsü, Gloucester) (URL-11)	51
Şekil 1.18.	Yatay eğrilikli örnek bir köprü (URL-12).....	51
Şekil 1.19.	Asma köprünün elemanları	52
Şekil 1.20.	Akashi Kaikyō Köprüsü, Japonya (URL-14).....	54
Şekil 1.21.	Fausto Verazio tarafından tasarlanan Demir Köprü (1595).....	55
Şekil 1.22.	Fausto Veranzio tarafından tasarlanan kenevir ipli köprü (1595).....	56
Şekil 1.23.	Jacob Creek Köprüsü'nün görünümü (URL-15).	56
Şekil 1.24.	Açıklık sayılarına göre asma köprü sınıflandırması (A: Tek açıklıklı. B: Üç açıklıklı. C: Dört (veya çok) açıklıklı).....	61
Şekil 1.25.	Rijit tabliyelere göre asma köprü sınıflandırması. (A: İki mafsallı rijit tabliye. B: Sürekli rijit tabliye).....	61
Şekil 1.26.	Askılara göre asma köprü sınıflandırması (A: Düşey askılar. B: Eğik askılar. C: Birleştirilen düşey ve eğik askılar)	62
Şekil 1.27.	Kablo ankrajlarına göre asma köprü sınıflandırması. (A: Harici ankrajlı asma köprüler. B: Kendinden ankrajlı asma köprüler)	62

Şekil 1.28.	Ana kablo şekli (Lin ve Yoda, 2017).	64
Şekil 1.29.	Bir asma köprünün ana kablosu	64
Şekil 1.30.	Klasik uzun açıklıklı asma köprü (3 açıklıklı 2 mafsallı)	64
Şekil 1.31.	Asma köprü - ana kablonun sehim - uzunluk oranı (Sürekli Kiriş, Merkezi bağ)	65
Şekil 1.32.	Tipik bir asma köprü ve elemanları.....	65
Şekil 1.33.	Galvanizli çelik tel uygulamasına ait ana kablo en kesiti (Okukawa vd., 2000).....	66
Şekil 1.34.	Asma köprü kule kablo bağlantısı (Lin ve Yoda, 2017)	67
Şekil 1.35.	Ana kule tipleri (Okukawa vd., 2000).....	68
Şekil 1.36.	Köprülerde kullanılan ana kule tipleri (Chen ve Duan, 2014)	68
Şekil 1.37.	Asma köprüde askı halatı (Okukawa vd., 2000)	69
Şekil 1.38.	Asma köprülerde kullanılan tabliye çeşitleri (Okukawa vd., 2000).....	70
Şekil 1.39.	Örnek bir ankraj sistemi (Okukawa vd., 2000)	71
Şekil 1.40.	Rijit tabliyenin montaj sırası (A: Yöntem-1, B: Yöntem-2)	72
Şekil 1.41.	Asma köprünün deformasyon ve yükleri (Okukawa vd., 2000)	73
Şekil 1.42.	Sehim-yük oranları ilişkileri (Bleich vd., 1950)	74
Şekil 1.43.	Ana kulenin analitik modeli (Birdsall, 1942).....	75
Şekil 1.44.	Mod süperpozisyon yöntemi (Atabey, 2011).....	80
Şekil 2 1.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün finans kurumları (URL 16)	96
Şekil 2.2.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün olduğu yerin haritası (URL 21).....	97
Şekil 2.3.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü yapan kamu kurumları (URL 16).....	98
Şekil 2.4.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule ilk imalatı (URL-16).....	98
Şekil 2.5.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule imalatları (URL-16).....	98
Şekil 2.6.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule son imalatı (URL-16)	99
Şekil 2.7.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü kedi yolu (URL-17).....	99
Şekil 2.8.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule ana kablolar (URL-18)	100
Şekil 2.9.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü tabliye parçaları (URL-19).....	100
Şekil 2.10.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü ilk tabliye montajı (URL-18).....	101
Şekil 2.11.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü tabliye parçaları montajı (URL-18).....	101
Şekil 2.12.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü son tabliye montajı (URL-18).	102
Şekil 2.13.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü işleri tamamlamak üzere (URL-18).....	102
Şekil 2.14.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü işleri tamamlandı (URL-20).....	103
Şekil 2.26.	Kobe depremi PRI kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği.....	113
Şekil 2.27.	Kobe depremi PRI kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği.....	113

Şekil 2.28.	Kobe depremi PRI kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği.....	114
Şekil 2.29.	Kobe depremi PRI kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği	114
Şekil 2.30.	Kobe depremi PRI kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği.....	114
Şekil 2.31.	Kobe depremi PRI kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği.....	115
Şekil 2.32.	Kobe depremi KBU kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği	115
Şekil 2.33.	Kobe depremi KBU kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	116
Şekil 2.34.	Kobe depremi KBU kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği.....	116
Şekil 2.35.	Kobe depremi KBU kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği	116
Şekil 2.36.	Kobe depremi KBU kaydı düşey doğrultusu hız-zaman grafiği.....	117
Şekil 2.37.	Kobe depremi KBU kaydı düşey doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	117
Şekil 2.38.	Kobe depremi NIS kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği	118
Şekil 2.39.	Kobe depremi NIS kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	118
Şekil 2.40.	Kobe depremi NIS kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği.....	118
Şekil 2.41.	Kobe depremi NIS kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği	119
Şekil 2.42.	Kobe depremi NIS kaydı düşey yöndeki hız-zaman grafiği	119
Şekil 2.43.	Kobe depremi NIS kaydı düşey doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	119
Şekil 2.44.	Kobe depremi CHY kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği	120
Şekil 2.45.	Kobe depremi CHY kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	120
Şekil 2.46.	Kobe depremi CHY kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği.....	121
Şekil 2.47.	Kobe depremi CHY kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği	121
Şekil 2.48.	Kobe depremi CHY kaydı düşey doğrultusu hız-zaman grafiği.....	121
Şekil 2.49.	Kobe depremi CHY kaydı düşey doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	122
Şekil 2.50.	Kocaeli depremi YPT kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği	122
Şekil 2.51.	Kocaeli depremi YPT kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	123
Şekil 2.52.	Kocaeli depremi YPT kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği	123
Şekil 2.53.	Kocaeli depremi YPT kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği	123
Şekil 2.54.	Kocaeli depremi YPT kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği.....	124
Şekil 2.55.	Kocaeli depremi YPT kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği.....	124
Şekil 2.56.	Kocaeli depremi IZT kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği	125
Şekil 2.57.	Kocaeli depremi IZT kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği	125

Şekil 2.58.	Kocaeli depremi IZT kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği	125
Şekil 2.59.	Kocaeli depremi IZT kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği	126
Şekil 2.60.	Kocaeli depremi IZT kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği	126
Şekil 2. 61.	Kocaeli depremi IZT kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği	126
Şekil 2.62.	Kocaeli depremi ERG kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği.....	127
Şekil 2.63.	Kocaeli depremi ERG kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği	127
Şekil 2.64.	Kocaeli depremi ERG kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği	128
Şekil 2.65.	Kocaeli depremi ERG kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği	128
Şekil 2.66.	Kocaeli depremi ERG kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği	128
Şekil 2.67.	Kocaeli depremi ERG kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği	129
Şekil 2.68.	Chi-Chi depremi TCU050 kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği	129
Şekil 2.69.	Chi-Chi depremi TCU050 kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği	130
Şekil 2.70.	Chi-Chi depremi TCU050 kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği	130
Şekil 2.71.	Chi-Chi depremi TCU050 kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği.....	130
Şekil 2.72.	Chi-Chi depremi TCU050 kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği	131
Şekil 2.73	Chi-Chi depremi TCU050 kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği	131
Şekil 2.74.	Chi-Chi depremi TCU054 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği.....	132
Şekil 2.75.	Chi-Chi depremi TCU054 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği	132
Şekil 2.76.	Chi-Chi depremi TCU054 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği	132
Şekil 2.77.	Chi-Chi depremi TCU054 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği	133
Şekil 2.78.	Chi-Chi depremi TCU054 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği.....	133
Şekil 2.79.	Chi-Chi depremi TCU054 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği.....	133
Şekil 2.80.	Chi-Chi depremi TCU089 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği.....	134
Şekil 2.81.	Chi-Chi depremi TCU089 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği	134

Şekil 2.82.	Chi-Chi depremi TCU089 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği	135
Şekil 2.83.	Chi-Chi depremi TCU089 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği	135
Şekil 2.84.	Chi-Chi depremi TCU089 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği	135
Şekil 2.85.	Chi-Chi depremi TCU089 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği	136
Şekil 2.86.	Chi-Chi depremi HWA032 kaydı doğu-batı bileşeni hız zaman grafiği	136
Şekil 2.87.	Chi-Chi depremi HWA032 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği	137
Şekil 2.88.	Chi-Chi depremi HWA032 kaydı kuzey-güney bileşeni hız zaman grafiği	137
Şekil 2.89.	Chi-Chi depremi HWA032 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme- zaman grafiği	137
Şekil 2.90.	Chi-Chi depremi HWA032 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği	138
Şekil 2.91.	Chi-Chi depremi HWA032 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği	138
Şekil 2.92.	Düzce depremi 1058 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği	139
Şekil 2.93.	Düzce depremi 1058 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği	139
Şekil 2.94.	Düzce depremi 1058 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği	139
Şekil 2.95.	Düzce depremi 1058 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği	140
Şekil 2.96.	Düzce depremi 1058 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği	140
Şekil 2.97.	Düzce depremi 1058 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği	140
Şekil 2.98.	Düzce depremi 531 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği	141
Şekil 2.99.	Düzce depremi 531 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği	141
Şekil 2.100.	Düzce depremi 531 kaydı kuzey-güney bileşeni hız zaman grafiği	142
Şekil 2.101.	Düzce depremi 531 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme zaman grafiği	142
Şekil 2.102.	Düzce depremi 531 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği	142
Şekil 2.103.	Düzce depremi 531 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği	143
Şekil 2.104.	Düzce depremi 498 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği	143
Şekil 2.105.	Düzce depremi 498 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği	144
Şekil 2.106.	Düzce depremi 498 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği	144
Şekil 2.107.	Düzce depremi 498 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği	144
Şekil 2.108.	Düzce depremi 498 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği	145
Şekil 2.109.	Düzce depremi 498 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği	145
Şekil 2.110.	Düzce depremi Bolu kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği	146
Şekil 2.111.	Düzce depremi Bolu kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği	146

Şekil 2.112.	Düzce depremi Bolu kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği	146
Şekil 2.113.	Düzce depremi Bolu kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği	147
Şekil 2.114.	Düzce depremi Bolu kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği.....	147
Şekil 2.115.	Düzce depremi Bolu kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği.....	147
Şekil 2.116.	Kocaeli depremi Gebze istasyonu GBZ-UP bileşeni ivme-zaman grafiği	149
Şekil 2. 117.	Kocaeli depremi Gebze istasyonu GBZ-UP bileşeni ivme kaydına ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	150
Şekil 2.118.	1999 Kocaeli Depremi GBZ-UP bileşeni için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeline ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği	152
Şekil 3.1.	Statik analiz ile elde edilen tabliye düşey yerdeğiştirmeleri	154
Şekil 3.2.	Statik analizlerde elde edilen tabliye eğilme momentleri	154
Şekil 3.3.	Statik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kuleleri yatay yer değiştirmeleri	155
Şekil 3.4.	Statik analizlerden elde edilen kule eğilme momentleri	156
Şekil 3.5.	Statik analizlerde elde edilen kule kesme kuvvetleri	156
Şekil 3.6.	Statik analizlerden elde edilen kule normal kuvvetleri	157
Şekil 3.7.	Statik analizlerde elde edilen askı normal kuvvetleri.....	164
Şekil 3.8.	Mod 1 Yanal - Simetrik 23,5249 s 0,0425 Hz	166
Şekil 3.9.	Mod 2 Düşey - Asimetrik 14,9892 s 0,0667 Hz.....	167
Şekil 3.10.	Mod 3 Düşey - Simetrik 13,8586 s 0,0722 Hz.....	167
Şekil 3.11.	Mod 4 Düşey - Asimetrik 11,7925 s 0,0848 Hz.....	168
Şekil 3.12.	Mod 5 Yanal - Asimetrik 10,6306 s 0,0941 Hz	168
Şekil 3.13.	Mod 6 Düşey - Simetrik 9,1088 s 0,1098Hz.....	169
Şekil 3.14.	Mod 7 Burulma - Simetrik 5,9938 s 0,1668 Hz	169
Şekil 3.15.	Mod 8 Düşey - Asimetrik 6,7695 s 0,1477 Hz.....	170
Şekil 3.16.	Mod 9 Burulma - Asimetrik 5,3513 s 0,1868 Hz.....	170
Şekil 3. 17.	1915 Çanakkale Köprüsü'nün çeşitli yapım aşamalarına ait sonlu eleman modelleri	171
Şekil 3.18.	Öngerilmeli çelik için gerilme şekil değiştirme (a) ve zamana bağlı malzeme özellikleri değişimi (b) diyagramları	173
Şekil 3.19.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün yapım aşaması analizleri sonucunda elde edilen yer değiştirmeler	173
Şekil 3.20.	Yapım aşamalı analizlerde elde edilen tabliye düşey yer değiştirmeleri.....	175
Şekil 3.21.	Yapım aşamalı analizlerde elde edilen tabliye eğilme momenti.....	175

Şekil 3.22.	Yapım aşamalı analizlerde Avrupa ve Asya yakası kulelerinde elde edilen yatay yer değiştirmeler	176
Şekil 3.23.	Yapım aşamalı analizlerde Avrupa ve Asya yakasındaki kule elde edilen eğilme momenti	177
Şekil 3. 24.	1915 Çanakkale Köprüsü'nün yapım aşamalı analizleri sonucunda elde edilen kablo eksenel kuvvet değerlerinin tabliye boyunca değişimi.	177
Şekil 3.25.	Dinamik analizlerde elde edilen tabliye düşey yer değiştirmeleri	178
Şekil 3.26.	Dinamik analizlerde elde edilen tabliye eğilme momenti	179
Şekil 3.27.	Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kule yatay yer değiştirmeleri	179
Şekil 3.28.	Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momenti	180
Şekil 3.29.	Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri	180
Şekil 3.30.	Dinamik analizlerde elde edilen askı maksimum normal kuvvetleri	187
Şekil 3.31.	Dinamik analizlerde elde edilen askı minimum normal kuvvetleri	187
Şekil 3.32.	Dalga yayılma etkisine maruz asma köprü	189
Şekil 3.33.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye düşey yer değiştirmeleri	190
Şekil 3.34.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule yatay yer değiştirmeleri	190
Şekil 3.35.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye eğilme momentleri	191
Şekil 3.36.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri	191
Şekil 3.37.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri	192
Şekil 3.38.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri	192
Şekil 3.39.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye normal kuvvetleri	193
Şekil 3.40.	Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri	193
Şekil 3.41.	Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule yatay yer değiştirmeleri	194
Şekil 3.42.	Kobe Deprem kayıtları için tabliye düşey yer değiştirmeleri	195
Şekil 3.43.	Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri	196
Şekil 3.44.	Kobe Depremi için tabliye eğilme momentleri	196

Şekil 3.45.	Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri.....	197
Şekil 3.46.	Kobe Deprem kayıtları için tabliye normal kuvvetleri.....	197
Şekil 3.47.	Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri.....	198
Şekil 3.48.	Kobe Depremi için tabliye kesme kuvvetleri	199
Şekil 3.49.	Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule enine yer değiştirmeleri.....	200
Şekil 3.50.	Kocaeli Depremi için tabliye düşey yer değiştirmeleri	200
Şekil 3.51.	Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri.	201
Şekil 3.52.	Kocaeli Depremi için tabliye eğilme momentleri	202
Şekil 3.53.	Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri.....	202
Şekil 3.54.	Kocaeli Depremi için tabliye normal kuvvetleri	203
Şekil 3.55.	Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri.....	203
Şekil 3.56.	Kocaeli Depremi için tabliye kesme kuvvetleri	204
Şekil 3.57.	Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule enine yer değiştirmeleri.....	205
Şekil 3.58.	Chi-Chi Depremi için tabliye düşey yer değiştirmeleri	205
Şekil 3.59.	Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri	206
Şekil 3.60.	Chi-Chi Depremi için tabliye eğilme momentleri.....	207
Şekil 3.61.	Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri.....	207
Şekil 3.62.	Chi-Chi Deprem kaydı için tabliye normal kuvvetleri.....	208
Şekil 3.63.	Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri.....	209
Şekil 3.64.	Chi-Chi Deprem kaydı için tabliye kesme kuvvetleri.....	209
Şekil 3.65.	Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule enine yer değiştirmeleri.....	210
Şekil 3.66.	Düzce Depremi için tabliye düşey yer değiştirmeleri	211
Şekil 3.67.	Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri	211
Şekil 3.68.	Düzce Depremi için tabliye eğilme momentleri	212
Şekil 3.69.	Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri.....	213

Şekil 3.70.	Düzce Depremi için tabliye normal kuvvetleri	213
Şekil 3.71.	Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri.....	214
Şekil 3.72.	Düzce Depremi için tabliye kesme kuvvetleri	215
Şekil 3. 73.	Stokastik analiz ile elde edilen tabliye yer değiştirmeleri.....	216
Şekil 3.74.	Stokastik analiz ile elde edilen tabliye eğilme momentleri.....	216
Şekil 3.75.	Stokastik analiz ile elde edilen tabliye kesme kuvvetleri.....	217
Şekil 3.76.	Stokastik analizler ile elde edilen tabliye normal kuvvetleri	217
Şekil 3.77.	Stokastik analiz ile elde edilen kule yer değiştirmeleri.....	218
Şekil 3. 78.	Stokastik analiz ile elde edilen kule eğilme momentleri.....	219
Şekil 3. 79.	Stokastik analiz ile elde edilen kule kesme kuvvetleri.....	219
Şekil 3.80.	Stokastik analiz ile elde edilen kule normal kuvvetleri.....	220

TABLÖLAR DİZİNİ

Sayfa No

Tablo 1.1.	Asma köprü açıklıklarının tarihsel gelişimi (Myerscough ve Hayward, 2013).....	36
Tablo 1.2.	En Uzun Kemer Köprülerinin Listesi (URL-2).....	39
Tablo 1.3.	Uzun Açıklıklı Kafes Köprülerinin Listesi (Lin ve Yoda, 2017).....	44
Tablo 1.4.	Dünyadaki uzun açıklıklı gergin eğik askılı köprüler (URL-6)	46
Tablo 1.5.	Dünyadaki 1000m'den uzun ana açıklıklı asma köprüler (URL-13).....	53
Tablo 1.6.	Yapım aşamasındaki asma köprülerin listesi (URL-13)	54
Tablo 1.7.	Asma köprü kablo türleri (Okukawa vd., 2000).....	67
Tablo 2.1.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü elemanlarına ait kesit özellikleri	107
Tablo 2.2.	1915 Çanakkale Asma Köprüsü elemanlarına ait malzeme özellikleri.....	107
Tablo 2.3.	Seçilen deprem kayıtları için yapılan normalleştirmeler.....	111
Tablo 2.6.	Çeşitli zemin türleri için spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri (Der Kiureghian ve Neuenhofer, 1991)	150
Tablo 2.7.	Çeşitli zemin türleri için hesaplanan Φ değerleri	151
Tablo 2.8.	Beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerleri, S_0	151
Tablo 3.1.	Statik analizlerden elde edilen Avrupa yakasındaki kablo normal kuvvetleri.....	158
Tablo 3.2.	Statik analizlerde elde edilen Asya yakasındaki kablo normal kuvvetleri.....	159
Tablo 3.3.	Statik analizlerden elde edilen ana kablo normal kuvvetleri.....	161
Tablo 3.4.	Mod ve Frekans Tablosu	165
Tablo 3.5.	Mod Şekli, Periyot ve Frekans Tablosu	166
Tablo 3.6.	Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa yakasındaki kablo normal kuvvetleri.....	181
Tablo 3.7.	Dinamik analizlerde elde edilen Asya yakasındaki kablo normal kuvvetleri.....	183
Tablo 3.8.	Dinamik analizlerde elde edilen ana kablo normal kuvvetleri	184

SEMBOLLER VE KISALTMALAR DİZİNİ

2B	: İki Boyutlu
3B	: Üç Boyutlu
BIM	: Building Information Modeling
AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
c	: Sistemin sönümü
[C]	: Sistemin sönüm matrisi
CFD	: Computational Fluid Dynamics
CFST	: Concret Filled Steel
CFRP	: Carbon Fiber Reinforced Plastics
C_r	: r. Genelleştirilmiş sönüm
FEM	: Finite Element Method
FRP	: Fiber Reinforced Polymer
H_p	: Hareketli yük durumlarında kablodaki yatay gerilme
H_w	: Hareketsiz yük durumlarında kablodaki yatay gerilme
k	: Sistemin rijitliği
[K]	: Sistemin rijitlik matrisi
[KL]	: Lineer olmayan bağlantı elemanlara ait rijitlik matrisi
[KN]	: Lineer efektif rijitlik matrisi
K_r	: r. Genelleştirilmiş rijitlik
m	: Sistemin kütlesi
[M]	: Sistemin kütle matrisi
$M_0(x)$	: Hareketli yükten kaynaklanan eğilme momenti
MCS	: Monte Carlo Simulation
M_r	: r. Genelleştirilmiş kütle
NL-L	: Nonlinear-Linear
NL-NL	: Nonlinear-Nonlinear
TMB	: The Tsing Ma Bridge
VBDS	: Visual Bridge Design System
VBI	: Vehicle Bridge Interaction
SHM	: Structure Health Monitoring
$y(x)$	: Kablonun yatay pozisyonu

$\eta(x)$	: Hareketli yük yüzünden kablo ve rijitlik kirişinde görülen eğilme
$u(t)$	: (t) anındaki sistemin yerdeğiştirmesi
$\dot{u}(t)$	: (t) anındaki sistemin hızı
$p(t)$	: (t) anındaki dış yük
$\{u\}$	: Sistemin yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{u}\}$	: Sistemin hız vektörü
$\{\ddot{u}\}$	: Sistemin ivme vektörü
$\ddot{u}(t)$	: (t) anındaki sistemin ivmesi
α	: Faz açısı
$\{\phi\}_j$	: Mod vektörü
$\{\Phi\}_j$	: Normalleştirilmiş mod vektörü
$[\phi]$	: Modal matris
$[\Phi]$	: Normalleştirilmiş modal matris
$[I]$	: Birim matrisi
$\{q\}$	: Modal koordinatlar
$\{P\}$	: Dış yük vektörü
$\{P_N\}$	: Lineer olmayan bağlantı elemanlarındaki yük vektörü
P_r	: r. Genelleştirilmiş kuvvet
W_x ve W_y	: Rüzgar yükleri
WIM	: Weigh-in-Mot

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

İnşaat sektöründe son yıllarda, özellikle köprü yapım teknolojilerindeki gelişmelere bağlı olarak, kapsamlı statik ve dinamik analizler sayesinde 1000 m ve üzeri uzun açıklıkları geçmek için asma köprüler tercih edilip inşaa edilmektedir. Köprü tipi seçimine karar vermek amacıyla özellikle köprü merkez açıklığı 1000 m ve üzerinde olan asma köprülerin statik ve dinamik davranışlarının detaylı olarak incelenmesi gerekmektedir. Uzun açıklığa sahip asma köprülerin deprem esnasında dinamik davranışları tanımlayabilmek mühendislik açısından büyük bir önem teşkil etmektedir.

Bu tez çalışması kapsamında “1915 Çanakkale Asma Köprüsü” dikkate alınarak bir dizi analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmada köprünün dinamik, yapım aşaması, dalga yayılma etkisi, yakın ve uzak fay, stokastik analizleri yapılmıştır. Bu amaçla 1915 Çanakkale Asma Köprüsü’nün üç boyutlu sonlu eleman modeli oluşturulmuştur. Bu model inşaat mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan AutoCAD bilgisayar destekli tasarım programı ile oluşturulmuştur. Analizler SAP2000 sonlu eleman programı kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde bölgede geçmişte meydana gelen depremler başta olmak üzere farklı deprem kayıtları kullanılmıştır. Analizler sonucunda köprüye ait mod şekilleri, frekans ve periyotlar belirlenmiştir. Analizlerden, köprü kule ve tabliyesine ait yerdeğiştirme ile eğilme momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvet gibi iç kuvvetler de elde edilmiştir. Ayrıca maksimum değerlerin meydana geldiği noktalardaki yerdeğiştirmeler ile elemanlardaki iç kuvvetlerin zamanla değişimleri de sunulmuştur.

1.2. Literatür Araştırması

Tez kapsamında ilk olarak asma köprüler gibi uzun açıklıklı köprülerin sonlu elemanlar ve analitik yöntemler kullanılarak belirlenen yapısal davranışları hakkında literatürde yer alan çalışmalar sunulmaktadır. Analitik yöntemler kullanılarak yapıların yapısal davranışların belirlenmesi çalışmaları 1970’li yıllarda başlamaktadır ve günümüze kadar asma köprüler gibi uzun açıklıklı köprülerle ilgili çok sayıda analitik çalışma bulunmaktadır. Bu kapsamda, geçmiş 50 yıl içerisinde dinamik etkiler altındaki asma

köprüler gibi uzun açıklıklı köprülerin davranışlarının analitik olarak belirlenmesi konusunda yapılan ve önemli görülen çalışmalara tez içeriğinde yer verilmektedir.

Dinamik ve statik etkiler altındaki asma köprülerin lineer ve lineer olmayan davranışları, iki ve üç boyutlu modelleme teknikleri kullanılarak ilk dönemlerde yapılan çalışmalar da incelenmiştir. İlerleyen zamanlarda ise asma köprülerin yapısal davranışları için sonlu eleman modellemeleri ile birlikte dinamik etkileşim problemleri dikkate alınarak analizler gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmalar, asma köprülerin analizlerinde lineer olmayan davranışın dikkate alınmasının önemini ortaya çıkarmış ve araştırmacılar tarafından bu durum kapsamlı olarak araştırılmıştır.

Gupta (1972), gergin eğik askılı köprülerin yaklaşık ve kesin yöntemlerle analizi için basit bir prosedür geliştirmiştir. Yaklaşık analizi için gergin eğik askılı köprü kirişinin elastik mesnete oturduğu yöntem kullanılmıştır. Kesin analiz yöntemi için direk rijitlik yöntemi kullanılmıştır. Çalışmada büyük yerdeğişimlerden meydana gelen lineer olmama durumu dikkate alınmıştır. Yaklaşık ve kesin analiz yöntemlerine dayalı olarak bilgisayar programları geliştirilmiştir. Örnek bir problem çözülmüş ve bu yöntemlerin sonuçları karşılaştırılmıştır. Teorik analizi doğrulamak için bir model çalışması da yapılmıştır. Teorik ve deneysel sonuçlar karşılaştırılmıştır. Eğilme momenti, kesme kuvveti, kablodaki eksenel kuvvet ve sehimler için tesir çizgileri oluşturulmuştur.

Egeseli (1975), gergin eğik askılı bir köprünün çeşitli yüklemelere maruz lineer olmayan dinamik davranışını incelemiştir. Çalışmada düzlem gergin eğik askılı köprülerin lineer olmayan dinamik analizi için bir yöntem sunulmuştur. Burada kullanılan yöntem adım adım entegrasyon algoritmasına dayanmaktadır. Düsseldorf'taki Kuzey Köprüsü'nün tek bir yük taşıyan düzlemi, matematiksel bir model amacıyla değiştirilmiştir. Köprü modeli, El Centro Depreminin düşey ve boyuna bileşenleri, gerçek bir rüzgar yükü ve sabit bir hızla hareket eden konsantre bir yük olmak üzere 4 yük durumu altında analiz edilmiştir. Ayrıca, bazı statik etkiler analiz sırasında dahil edilmiştir. Köprü iki adımda analiz edilmiştir. Önce lineer ve lineer olmayan statik ölü yük durumları ve ardından dinamik durumlar dikkate alınarak analizler gerçekleştirilmiştir.

Abdel-Ghaffar (1976), asma köprülerin dinamik analizlerini gerçekleştirmiştir. Çalışma iki bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, lineerleştirilmiş teori ve sonlu eleman yaklaşımına dayalı olarak, asma köprülerin düşey, burulma ve yanal serbest titreşimleri için bir dinamik analiz yöntemi geliştirmiştir. İkinci bölümde ise, iki temelin diferansiyel hareketlerinin bir köprünün üst yapısının davranışına etkisi incelenmiştir.

Uitto (1979), gergin eğik askılı köprülerin karşılaştırmalı yapısal analizini gerçekleştirmiştir. Çalışmada, statik ve deprem yüklerine maruz on altı gergin eğik askılı köprünün davranışları karşılaştırılmıştır. Yayılan askı geometrisine sahip köprünün harp, yelpaze ve yıldız tiplerine göre daha düşük kablo ve tabliye gerilmesi sergilediği belirlenmiştir.

Arzoumanidis (1980), statik ve dinamik yüklere maruz asma köprülerin lineer olmayan davranışını sonlu elemanlar analizi ile araştırmıştır. Hareket denklemlerinin geliştirilmesinde, kablo ve tabliye elemanlarının geometrik olarak lineer olmama durumları ile elasto-plastik tipte doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme ilişkileri dikkate alınmıştır.

Mu (1980), geliştirilmiş bir bilgisayar programı kullanarak 15 farklı tip gergin eğik askılı köprünün lineer ve lineer olmayan statik ve dinamik analizini ayrıntılı bir şekilde incelemiştir.

Mirghaderi (1981), çeşitli trafik yüklerine maruz gergin eğik askılı köprülerin dinamik davranışını incelemek için bir bilgisayar kodu geliştirmiştir. Genel trafik ve çevresel koşullar nedeniyle köprülerin geçici tepkisini incelemek için yaklaşık bir yöntem genişletilmiştir. Geliştirilen yöntemin, araçlar ve köprü arasındaki dinamik etkileşimleri modelleme yeteneğine sahip olduğu gösterilmiştir.

Soo (1982), uzun açıklıklı asma köprülerin rüzgar titreşim ve salınımları altındaki teorik ve deneysel davranışlarını karşılaştırmıştır. Hesaplanan sonuçlar ve Ottawa, Kanada'daki Ulusal Araştırma Konseyi'nde gerçekleştirilen deneysel ölçümler, aerodinamik uygunluk fonksiyonu ile eğilme, burulma ve salınımın birlikte dikkate alındığı köprü titreşim modları gibi iki önemli parametrenin, kabul edilebilir bir uyum içinde olduğu belirlenmiştir.

Abdel-Ghaffar ve Rubin (1982) korelasyonlu ve korelasyonsuz farklı yer hareketleri etkisindeki asma köprülerin düşey doğrultudaki davranışını rasgele titreşim teorisine dayalı olarak incelemişlerdir. Bu tür yapıların açıklıklarına benzer mesafelerde kaydedilmiş yer hareketleri dikkate alınarak güç spektral yoğunluk fonksiyonları elde edilmiş ve köprü sisteminin mesnet noktalarına uygulanmıştır. Çalışma sonucunda korelasyon etkisinin önemli olduğu vurgulanmıştır.

Huston (1986), yukarı yönlü rüzgar etkilerine maruz uzun açıklıklı asma köprülerin aeroelastik davranışlarını incelemiştir. Çalışmada, köprü tabliye kesit modellerinin, kesit modeli genişliğinden birkaç kat daha büyük rüzgarlar içeren simüle edilmiş türbülanslı

rüzgarlı akış rejimlerine tabi tutulduğu rüzgar tüneli deneylerinin sonuçları sunulmuştur. Üç kesit modeli düz ve sert akış koşulları altında test edilmiştir. Bu deneylerde, yukarı yönlü rüzgârın neden olduğu çarpıntı türevleri, tamponlama tepkisi ve girdap atma eğilimlerindeki değişim ölçülmüştür. Çalışma sonucunda, büyük ölçekli yukarı akış türbülansının köprü tabliye kesit modellerinin çarpıntı kararlılığını azaltabileceğini, tamponlama tepkisini artırabileceğini ve girdap dökülme etkisini bastırabileceğini göstermektedir.

Karman (1986), bir asma köprüyü analiz etmek için basit bir yöntem sundu, ardından ana açıklıktaki maksimum momentleri, minimum momentleri ve kesmeleri elde etmek için bir bilgisayar programı geliştirdi. Asma köprülerin pek çok çeşidi olduğundan burada geliştirilen yöntem sadece asma köprülerde kullanılan en popüler tasarım olan “iki mafsallı takviyeli kafes asma köprü” ile sınırlıdır.

Nazmy (1987), üç boyutlu uzun açıklıklı eğik askılı köprülerin yerçekimi ve sismik yükler altındaki statik ve dinamik doğrusal olmayan davranışları incelenmiştir. Büyük yerdeğiştirme teorisi kullanılarak analize farklı doğrusal olmayan durumları dahil edilmiştir. Doğrusal olmayan durumlar şunlardan kaynaklanır: (1) gerilim değişiklikleriyle birlikte kablo geometrisindeki değişiklikler, (2) köprü kirişi ve kulelerindeki eksenel kuvvet-eğilme momenti etkileşimi ve (3) büyük yer değiştirmeler nedeniyle tüm köprünün geometrisindeki değişiklik.

Namini (1989), gergin eğik askılı köprülerin aerodinamik stabilitesini incelemiştir. Çalışmada, herhangi bir gergin eğik askılı köprüye uygulanabilir bir dalgalanma (rüzgarda) analizine matris yaklaşımı sunulmaktadır. Köprü, tek, çift veya eğimli düzlemde herhangi bir konfigürasyonda kablo düzenlemelerine sahip üç boyutlu bir yapı olarak modellenmiştir. Yöntemler, dalgalanma için deneysel olarak test edilen Luling gergin eğik askılı köprünün önerilen tabliye bölümlerinin üçüne uygulanmıştır. Sonuçlar, analitik yöntemlerin önceki araştırmalarla uyumlu olduğu ve bu çalışmanın genellik ve uygulama nedeniyle gergin eğik askılı köprü hesaplama yöntemlerindeki gelişmelere katkıda bulunduğunu göstermektedir.

Behin (1990), gergin eğik askılı köprülerin montaj analizini incelemiştir. Bu analiz, köprü tasarımının vazgeçilmez bir parçasıdır ve her parça yapının şekil ve iç kuvvet dağılımının etkili bir şekilde izlenmesine olanak sağlar. Çalışmada kullanılan CASBA adlı bilgisayar kodu, köprünün her bir elemanının ‘gerilmemiş’ (ilk) şeklini belirlemek için yeterli bilgi üretir. Bu ‘gerilmemiş’ konfigürasyonlar ve her parça yapının geometrisi ve

kuvvet dağılımının dikkatli bir şekilde izlenmesiyle, montajın tamamlanmasında belirtilen referans konfigürasyonu elde edilir. CASBA, montaj analizinde kablo nonlineerliği ve P-Delta etkilerini göz önünde bulundurur. Bu kod, herhangi bir standart PC-AT'de çalışacak şekilde tasarlanmıştır.

Ali (1991), uzun açıklıklı gergin eğik askılı köprülerin özel pasif enerji sönüm cihazlarıyla sismik performansını incelemiştir. Çalışma, yapısal bileşenler ve cihazlar için etkin ve doğru bir analitik model geliştirmeyi hedeflemiştir. Pasif cihazların lastik, çelik ve kurşun malzemelerden oluşan histeretik tepkisi, geometrik ve malzeme nonlineeritesi dikkate alınarak tahmin edilmiştir. Sayısal analizde tek ve çift düzlem kablo dizilimli üç farklı köprü modeli kullanılmıştır. Deprem kaynaklı kuvvetlerin köprü boyunca dağılımında önemli bir azalma elde edilmiştir. Bununla birlikte, yer değiştirmelerdeki artış için başka kontrol teknikleri de kullanılması gerekir.

Betti (1991), üç açıklıklı asma köprünün mekansal olarak değişen zemin hareketine maruz kaldığı durumlarda dinamik zemin-yapı etkileşimini inceleyen analitik-sayısal bir teknik geliştirmiştir. Çalışma, zemin ve temel arasındaki etkileşimin ve komşu temeller arasındaki etkileşimin yanı sıra, alt yapı sistemi (zemin ve temeller) ile üst yapı arasındaki dinamik etkileşimi anlamayı gerektiren büyük, gömülü temellere odaklanmaktadır. Çalışmanın ana amacı, farklı şekilli birden çok gömülü temel için frekans bağımlı empedans matrisini belirlemektir. Sonuçlar, zemin-temel etkileşiminin yapının davranışı üzerindeki önemini göstermektedir.

Khalifa (1991), uzun açıklıklı gergin eğik askılı köprülerin hareketli trafik yüklerine bağlı dinamik davranış özelliklerini incelemek için üç farklı 3B köprü modeli kullanmıştır. Çalışmada, köprü dinamiğine kabloların titreşiminin etkisini incelemek için yeni bir kavram sunulmuştur. Sonuç olarak, dinamik tepkinin büyüklüğünün sönüm oranından, araç tabliyesi etkileşimine ilişkin varsayımlardan ve köprü tabliyesinin pürüzlülüğünden etkilendiğini de göstermektedir. Araştırma, kablolardaki stres dalgalanmalarının kablonun yorulma ömrünü kısaltabileceğini göstermiştir.

Niazy (1991), depremler sırasında asma köprülerin dinamik performansının değerlendirilmesine yönelik bir çalışma yapmıştır. Los Angeles Limanı'ndaki modern bir asma köprü olan Vincent-Thomas Köprüsü, 1 Ekim 1987'deki Whittier, California depremi ($M_l = 5.9$) tarafından güçlü bir şekilde sarsıldı. Bu çalışmada, köprünün ölü yükler altındaki dengeli durumunu belirlemek için iteratif bir teknik kullanılarak köprünün üç boyutlu lineer olmayan sonlu eleman modeli geliştirilmiş ve lineer olmayan statik bir

analiz yapılmıştır. Köprüde yer alan 26 ivmeölçerden alınan kayıtlar ve daha önce aynı köprü üzerinde yapılan analitik ve deneysel çalışmaların sonuçları, önerilen modelin yeterliliğini kontrol etmek ve asma köprülerin deprem performansının belirgin özelliklerini aydınlatmak için kullanılmıştır.

Frangopoulos (1992), kablolu asma köprülerin titreşim stabilitesini etkileyen yapısal parametreler üzerine bir çalışma gerçekleştirmiştir. Temel yapısal özellikler üzerinde parametrik bir analiz yapılarak, bu özelliklerin köprünün titreşim stabilitesi üzerindeki etkileri incelenmiştir. ‘ANSUSP’ bilgisayar programı ile iki numerik yaklaşım kullanılmıştır. İlk olarak Severn köprüsünün nominal yapısal özelliklerine sahip bir kablolu asma köprü ve değiştirilmiş her bir köprü konfigürasyonu için doğal modlar hesaplanmış ve yapısal özelliklerdeki değişimin köprünün aero-elastik davranışı üzerindeki etkileri açıklanmaya çalışılmıştır. Çok çeşitli köprü yapısal özellikleri için modal analiz yöntemi kullanılmış ve kritik rüzgar hızları tahmin edilmiştir. İkinci olarak, zaman tanım alanı yöntemi, iki yöntemden daha fazla zaman alan yöntem olduğundan, yalnızca seçilen bazı köprü yapısal özellikleri için kullanılmış ve çarpıntı hızları tahmin edilmiştir.

Sajid (1993), segmental olarak inşa edilen üç boyutlu, donatılı ve ön germeli beton, gergin eğik askılı köprülerin anlık veya sürekli yüklere yanıtını izlemek için bir sayısal analiz yöntemi geliştirmiştir. Analiz, hem malzeme hem de geometrik doğrusal olmayan etkileri kapsar. Yük geçmişi, betonun sürünme, büzülme ve yaşlanması ve ön gerilmeli çeliğin gerilim boşalması gibi zamanla değişen etkiler analize dahil edilmiştir. Bu sayısal yöntem, gergin eğik askılı köprülerin konsol inşaatının farklı aşamaları boyunca ilerleyen değişen yapısal konfigürasyonun yanıtını öngörebilmektedir. Çalışmada sayısal prosedürün gerçek bir tasarıma uygulanmasını göstermek için, bir konsol montaj şeması kullanılarak sırayla inşa edilen ve daha sonra yıkıma kadar yüklenen, segment olarak monte edilmiş, kablolu bir köprünün sayısal bir örneğinden elde edilen sonuçlar sunulmaktadır.

Yang (1996), gergin eğik askılı köprülerin sonlu eleman modellemesini ve aerodinamik tepkilerini incelemiştir. Çalışma, uzun mesafeli kablolu köprülerin aerodinamik tepki analiz metodolojisini zaman alanında sonlu eleman tekniği ile ele almaktadır. Uzun açıklıklı köprülerin geometrik doğrusal olmama durumunu hesaba katmak için verimli bir doğrusal olmayan sonlu eleman modeli geliştirilmiştir. Pratik uygulamalar, bu çalışmada kurulan matematiksel modelin hesaplama açısından oldukça verimli olduğunu göstermiştir. Bu yöntemin, kablolu köprülerin analizi için özellikle uygun olduğu belirtilmiştir.

Adanur (1997), Boğaziçi Asma Köprüsü'nün sayısal modelini oluşturarak, geometrik doğrusal olmayan ve basitleştirilmiş elastik temel analojisinin kullanıldığı durumlarda hem Zaman-Tanım hem de CQC yöntemleriyle dinamik analizlerini incelemiştir. Analizlerde ayrıca farklı zamanlı yer hareketi de dikkate alınmıştır. Analizlerde yer hareketi olarak Erzincan depreminin (1992 yılı) Doğu-Batı bileşeni ve San Fernando depreminin (1971 yılı) S16E bileşeni kullanılmıştır. Çalışmada asma köprülerin yapım ile analiz açısından tarihsel gelişimi anlatılarak eş zamanlı ve farklı zamanlı yer hareketi ile genel dinamik analizin formülasyonu, kapalı bir kablo formülü ile frekansların hesaplanması ve elastik temel analojisinin formülasyonu sunulmuştur. İkinci bölümde ise Boğaziçi Asma Köprüsü ve matematiksel modeli tanıtılmıştır.

Schemmann (1997), doğrusal olmayan davranış ve köprünün dinamik tepkisine bağlı, yüksek dereceli titreşim modlarının katılımı gibi gergin eğik askılı köprülerin modellenmesiyle ilişkili karmaşıklıkların, aktif kontrol şemalarının genel etkinliğini nasıl etkilediği konusu araştırdı. Burada incelenen 316 serbestlik derecesi analitik modeli, Güney Kore'de bulunan Jindo Köprüsü'ne aittir. Sonuçlar, aktif kontrol ile maksimum iç kuvvetlerin ve kuvvet/deplasman yanıtının önemli ölçüde azaltılabileceğini göstermiştir.

Singh (1997), rüzgar tüneli araştırmalarıyla aeroelastik ve aerodinamik parametrelerin belirlenmesini, uzun açıklıklı köprülerin aerodinamik modellemesi için hayati bir bileşen olarak vurgulamıştır. Tsurumi ve Deer Isle köprü tabliyeleri üzerinde yapılan deneylerle tüm yürüme türevlerini tahmin etmiştir. Aeroelastik parametrelerin küçük geometrik değişikliklere hassasiyeti, Tsurumi köprüsünde bir dizi deney yaparak incelenmiştir. Hem düzgün hem de turbulent akış koşullarında Tsurumi ve Deer Isle köprü tabliye kesitleri üzerindeki rüzgar yükleri araştırılmıştır.

Soyluk (1997), gergin eğik askılı köprülerin stokastik analizini incelemiştir. Deprem hareketlerinin tahmin edilemez doğası nedeniyle, bu tür köprülerin dinamik analizinin, istatistiksel ortalama ve olasılıklarla ifade edilen rastgele kuvvetleri kapsayan stokastik analiz kullanılarak yapılması gerektiğini vurgulamıştır. Çalışma, bu metodu uygulamak için Güney Kore'de 1982'de inşa edilen Jindo Köprüsü'nü seçmiştir. Stokastik analizden elde edilen bulgular, model üzerinde uygulanmış ve sonuçları tartışılmıştır.

Dumanoglu ve Adanur (2000), kablo destekli köprülerin senkron ve antisenkron dinamik analizlerini, sonlu elemanlar yöntemi kullanarak ve geometrik nonlineerite göz önünde bulundurarak gerçekleştirmişlerdir. Analizler, hem yatay hem de dikey yönde uygulanmıştır. Numerik bir örnek olarak İstanbul Boğazı Asma Köprüsü seçilmiştir.

Analizlerden elde edilen yer değiştirme ve iç kuvvetler gösterilmiş ve birbiriyle karşılaştırılmıştır.

Bell (1998), gergin eğik askılı köprülerde aktif titreşim kontrolü üzerine bir çalışma yapmıştır. Çalışmada, ileri ve geri bildirim kontrolünün birleşik kullanımı olan hibrid titreşim kontrolü önerilmiştir. Kontrol amacı, köprü yapısında istenmeyen hareket üreten dalga, rüzgar ve depremle gibi tüm durumları karşı koymaktır. Çalışmada 1/150 lekli bir kablolu köprü modeli elik, alüminyum ve elik telden tasarlanmış ve üretilmiştir ve modal analiz kullanılarak mevcut bir yapı ile karşılaştırılmıştır. Köprü zerindeki kontrol sistemleri, klasik kontrol teknikleri ve adaptif kontrol teknikleri kullanılarak tasarlanmış ve uygulanmıştır. Deney sonuçları, aktif kontrol uygulaması ile büyük ölçüde titreşimlerin azaltıldığını göstermiştir.

Abouhashish (1999), Vincent-Thomas Asma Köprüsü'nn iki güçlü deprem, 1987 Whittier ve 1994 Northridge, sırasındaki sismik performansını analiz etmiştir. Çalışma, köprünün genel dinamik davranışını, titreşim modları ve sönümleme karakteristiklerini değerlendirmekte ve bu tür köprülerin dinamik analizinde kullanılan optimal değerleri belirlemektedir. Deprem sonuçları, köprünün belirli elemanlarını, mafsalları yerlerinin ve mesnetlerinin zayıf noktalarını ortaya koymuştur. Bu sonuçlar, sismik güçlendirme tasarımı ve yapının bütünlüğünün korunmasına yönelik gelişmiş yapısal izleme sistemleri için pratik ve değerli rehberler sağlamaktadır.

Cheng (1999), modern gergin eğik askılı köprülerin artan açıklık uzunluğunun aerodinamik stabiliteyi önemli bir tehlike haline getirdiğini belirtmiştir. Uzun açıklıklı köprülerin tasarımında belirleyici kriterlerden biri olan titreşim, kendi kendini harekete geçiren bir aerodinamik kararsızlık göstergesidir. Son teknoloji 3D titreşim analizi modelleri köprü tabliye enkesitindeki mekansal dağılım etkilerini dikkate almazken, bu çalışma gergin eğik askılı köprülerin dinamik özelliklerinin ve titreşim analizinin sonlu eleman metodu ile incelenmesini içermektedir. Ayrıca, geleneksel çeliğin yerine uzun açıklıklı kablolu yapıda kullanılmak üzere ideal bir alternatif kablo malzemesi olan CFRP'nin dinamik karakteristikler ve titreşim tepkisi üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Coletti (1999), Roma Asma Köprüsü'nün analizinde dört farklı analiz tekniği kullanarak bu tekniklerin sonuçlarını ve sınırlılıklarını karşılaştırmıştır. Analizlerin sonuçları birbirleriyle ve köprünün tahribatsız yük testi sırasında toplanan deneysel verilerle karşılaştırılmıştır.

Imai (1999), geometrik olarak lineer olmayan yapıların ve özellikle asma köprülerin bileşen ve sistem güvenilirlik analizine odaklanmıştır. Bu çalışmada, Innoshima Köprüsü'nün köprü üst yapısının tasarımı ele alınmış ve güvenilirlik temelli kavramlar ve yöntemler kullanılmıştır. Yapılan analizlerde, birinci dereceden güvenilirlik yöntemi ile elde edilen sonuçlar, Monte Carlo simülasyonu ve ikinci derece güvenilirlik yöntemi ile elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Bu metodolojinin, asma köprüler, kablolu köprüler ve transmisyon kuleleri dahil olmak üzere tüm asılı yapı türlerine uygulanması amaçlanmıştır.

Cevik (2000), asma köprülerin lineer olmayan birleşik düşey ve burulma titreşimlerini incelemiştir. Hamilton prensibi kullanılarak hareket denklemleri türetilmiş ve boyutsuzlaştırılmıştır. Çeşitli durumlar için frekans-genlik spektrumları elde edilmiş ve birleşik titreşim hareketleri incelenmiştir. Son olarak, asma köprülerin doğal frekanslarını hızlı ve küçük hatalarla hesaplamak için Yapay Sinir Ağları (ANN) alternatif bir yöntem olarak incelenmiştir.

Dumanoglu ve Adanur (2000), asma köprü analizinde geometrik olarak doğrusal olmama durumunu dikkate almıştır. Analizler hem yatay hem de dikey yönde yapılır. Erzincan depreminin (1992) doğu-batı bileşeni yer hareketi olarak kullanılmıştır. Bu depremin genliği $2/3$ ile çarpılarak düşey doğrultuda uygulanmıştır. Sayısal örnek olarak İstanbul Boğazı Asma Köprüsü seçilmiştir. Sonuç olarak ise yapılan analizler kapsamında bulunan iç kuvvetler ve yer değiştirme gösterilerek birbirleriyle kıyaslanmıştır.

Harbi (2001), asma köprülerin modellerinin stabilitesi üzerine bir tez çalışması yapmıştır. Çalışmada, asma köprülerin titiz bir şekilde modellenmesi için bir metodoloji geliştirilmiştir. Sistemin tamamının hiperbolik kısmi diferansiyel denklemlerle tanımlanabileceği gösterilmiştir. Farklı dinamik yüklemeler altında sistemin stabilitesi Lyapunov yaklaşımı kullanılarak kanıtlanmıştır ve son olarak Kirchhoff levha modeline dayalı bir asma köprü dinamik modeli sunulmuştur.

Karuna (2002), Humber Köprüsü örneği üzerinden bir asma köprü'nün yapısal davranışını etkileyen parametreleri incelemiştir. Analizler için artan karmaşıklıkta üç farklı sonlu elemanlı bilgisayar modeli oluşturulmuştur ve bu modeller hem statik hem de dinamik yüklemeye karşı alan ölçümleri ile doğrulanmıştır. Programlar, köprü'nün bütünü'nün bütünlüğünü, bireysel elemanların hasarını, bireysel bileşenlerin boyutlarının genel davranışı nasıl etkilediğini ve yapının orijinal tasarım değerlerinin üzerindeki yüklemelere (trafik, rüzgar veya termal) nasıl başa çıktığını belirlemek için kullanılmıştır.

Çalışmanın sonuçları, uzun açıklıklı asma köprülerin gelecekteki tasarımını etkileyebilecek öneriler sunmaktadır.

Tommy vd. (2002), büyük asma köprülerin yorulma hasarı analizini gerçekleştirmek için sonlu elemanlar yöntemi (FEM) kullanarak bir model geliştirmiştir. Çalışmada, yorulma analizi için Tsing Ma Köprüsü (TMB) örnek bir çalışma olarak seçilmiş ve ilgili sonlu eleman modeli sunulmuştur. Modelin doğrulanması, köprünün yapısal sağlık izleme sistemi tarafından ölçülen veriler ile gerçekleştirilmiştir. Sonuçlar, geliştirilen sonlu eleman modelinin, köprünün nominal stres bileşenlerini belirlemek için global yapısal analizlerde etkili olduğunu göstermiştir. Bu model, köprünün yorgunluk hasarını değerlendirmek ve kalan ömrünü hesaplamak için bir temel olarak hizmet edebilecei belirtilmiştir.

Soyluk (2002), gergin eğik askılı köprülerin değişken yer hareketlerine maruz kalmasının stokastik analizini gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada, yer hareketlerinin mekansal değişkenliğini dikkate alan bir yer hareketi modeli kullanılmıştır. Yer kabuğunun karmaşık doğası nedeniyle, uzun açıklıklı yapıların dinamik analizinde yer hareketlerinin mekansal değişkenliği göz önüne alınmalıdır. Analiz sonucunda, mekansal değişkenliği belirleyen uyumsuzluk, dalga geçişi ve boşgesel etkilerin, kablolu köprülerin dinamik davranışı üzerinde önemli etkileri olduğu görülmüştür.

Zheng (2002), gergin eğik askılı köprülerdeki kabloların lineer ve lineer olmayan titreşim analizlerini ve durum değerlendirmelerini incelemiştir. İlk olarak büyük çaplı askılı yapısal kabloların lineer titreşimi incelenmiştir. Kablonun hem ideal bir kablo elemanı hem de varyasyon anlamında kurgusal bir eğik giriş elemanı olarak kabul edilmesi ile köprü kablo ayaklarının dinamik analizi için üç düğümlü eğik izoparametrik sonlu eleman formüle edilmiştir. Tsing Ma Köprüsü kablolarının lineer olmayan dinamik davranış analizine yönelik bir örnek çalışma sunulmuştur. Son olarak, yapısal kabloların parametre tahminlemesi, hem yerel hem de küresel optimizasyon araçları kullanılarak incelenmiştir.

Adanur (2003), asma köprülerin çoklu mesnet sismik etkilere karşı deterministik ve stokastik tepkilerini, geometrik olarak lineer olmayan davranışları göz önünde bulundurarak incelemiştir. Deterministik analizlerde 1971 San Fernando ve 1992 Erzincan depremlerinin yer hareketleri kullanılmıştır. Stokastik analizlerde ise Clough ve Pension tarafından modifiye edilen beyaz gürültü modeli yer hareketi olarak kabul edilmiştir. Örnek olarak seçilen Boğaziçi Asma Köprüsü'nün analitik modeli oluşturulmuş ve

köprünün modal analizinden elde edilen frekanslar ve mod şekilleri de gösterilmiştir. Çalışma sonucunda çoklu mesnet sismik etkilerinin asma köprüler üzerinde önemli etkileri olduğu görülmüştür.

Chadwell (2003), büyük ölçekli, yakın fay deprem hareketlerine maruz kalan gergin eğik askılı köprülerin yapısal davranışı hakkında bilgiler sunmaktadır. Chi-Chi Depremi'nin merkezine yakın bir konumda bulunan Ji Lu köprüsü, bu köprü türünün deprem davranışına dair bilgileri geliştirme fırsatı sunmaktadır. Detaylı simülasyonlar, köprü hasarını ve genel davranışını doğru bir şekilde tahmin etmek için kabloların karmaşık lineer olmayan modellemesini içeren analitik modelin gerekli olduğunu göstermiştir. Sonuçta simülasyon sonuçları, tüm sistemin izolasyonunun, özellikle uç açıklık bağlantıları için, genel sistem taleplerinin azaltılması için etkili bir sismik azaltma stratejisi olabileceğini göstermektedir.

Peter ve King (2003), uzun açıklıklı köprülerin aerodinamiği üzerine deneysel yaklaşımları incelemiştir. Alan Davenport'ın teorik çalışmaları, uzun açıklıklı köprülerdeki rüzgar yükleri ile ilgili temel soruna odaklanırken, deneysel sonuçlara dayalı Eşdeğer Statik Yüklerin geliştirilmesi sağlanmıştır. Aeroelastik model test sonuçları ile eşdeğer statik yük yaklaşımının tahminleri karşılaştırılmıştır. Rüzgar yükleri, büyük bir uzun açıklıklı köprünün tasarım metodolojisine entegre edilmiştir. Uzun açıklıklı bir asma köprünün tam ölçekli izleme çalışması, teorik davranış ve kesit modeli testlerinin sonuçları ile bir karşılaştırma ile birlikte açıklanmaktadır. Uzun açıklıklı köprülerin aerodinamiğinin rüzgar tüneli deneysel çalışmasına kesit modeli, gergin şerit modeli ve tam aeroelastik model yaklaşımlarının metodolojisini sağlayan ayrıntılı ekler dahil edilmiştir.

Bontempi vd., (2004), uzun açıklıklı asma köprülerin tasarımı ve yapısal analizlerinin, doğrusal olmayan etkiler, belirsizlikler, etkileşimler ve sürdürülebilirlik açısından incelenmesini ele almıştır. Yapısal tasarımın kalitesi, estetik, ergonomi, konfor, yapısal kullanılabilirlik, güvenlik ve dayanıklılık gibi mühendislik ürünlerinin çeşitli yönlerini kapsar ve bu nihayetinde genel anlamda sürdürülebilirliği ifade eder. Bu bağlamda, bir köprü yapısının modern kavramsal tasarımında tüm bu yönlerin göz önünde bulundurulması gerekmektedir.

Gani (2004), gergin eğik askılı köprülerde özellikle "parametrik uyarılma" olarak adlandırılan bir olayı incelemek için sonlu eleman tabanlı bir kablo modeli geliştirmeyi hedeflemiştir. Lineerleştirildiğinde, kablo modeli 3D doğal frekansları ve ilgili mod şekillerini elde etmek için kullanılabilir. Dikkatlice geliştirilen sayısal yöntemle, belirli

koşullar ve parametreler altında kabloların parametrik uyarılmasının varlığı saptanmıştır. Daha ayrıntılı analizler, kablo sistemlerinde çatallanma ve kaotik titreşimin varlığı gibi ilginç sonuçlar ortaya çıkarmıştır. Gani, gergin eğik askıların karşılaşılabileceği birçok parametrik uyarılma olasılığını bulmuştur.

Kremmidas (2004), hem statik hem de dinamik yükler altında köprü bağlantı kablosu performansını iyileştirmeyi amaçlamıştır. Araştırmada, karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) ve çelik bağlantı kablolarının performansları hem deneysel hem de analitik yöntemlerle incelenmiştir. CFRP kabloların statik ve dinamik etkilerin olumsuz sonuçlarına karşı daha az hassas olduğu gösterilmiştir. Çalışma ayrıca, hem çelik hem de CFRP kabloların sönümlemesini artırmak için sınırlı katman sönümlemesi (CLD) uygulamasını da araştırmıştır.

Soyluk ve Dumanoglu (2004), mekansal olarak değişen zemin hareketlerine maruz gergin eğik askılı bir köprü üzerinde stokastik analiz gerçekleştirmiştir. Zemin hareketlerinin mekansal değişkenliği, uyumsuzluk ve dalga-geçiş etkileri ile dikkate alınmıştır. Yerel zemin koşullarının etkisi, köprünün desteklerinin inşa edildiği homojen sert, orta ve yumuşak zemin koşulları kullanılarak belirtilmiştir. Zemin hareketlerinin mekansal değişkenliği ve yayılma etkilerinin, köprünün dinamik davranışı üzerinde önemli etkileri olduğu sonucuna varılmıştır.

Al-Assaf (2006), açık kafesli asma köprülerin aerodinamik analizini, özellikle İkinci Tacoma Narrows Köprüsü örneğinde olduğu gibi, sentezlenmiş aerodinamik türevler kullanarak değerlendirmiştir. Araştırma, köprünün rüzgar davranışını analitik araçlar kullanarak değerlendirmeyi amaçlamaktadır. Söz konusu yaklaşımda, benzer bir tabliye konfigürasyonuna sahip önceki çalışmalara dayanarak rüzgar türevlerini sentezlemek ve kritik rüzgar hızını bulmak için hareket denklemini ve sentezlenmiş aerodinamik güçleri çözme önerilmektedir. Golden Gate Köprüsü'nün dalgalanma analizleri, yaklaşımın çözüm sürecini ve varsayımlarını doğrulamak için kullanılmıştır.

Almansour (2006), gelişmiş kompozit malzemeler kullanarak hibrit uzun açıklıklı gergin eğik askılı köprülerin performansını incelemiştir. Bu araştırmada, köprü tabliyesi ve askı halatları için gelişmiş kompozit malzemeleri kullanan yeni bir hibrit uzun açıklıklı gergin eğik askılı köprü sistemi önerilmiştir. Bu yeni sistem, geleneksel tabliye üzerindeki kritik basınç gerilmelerini azaltarak ve daha uzun kabloların kullanımını mümkün kılarak daha uzun açıklıklar için köprü inşa etme potansiyeli sunar. Ayrıca, bu yeni köprü sistemi

için karmaşık bir analiz ve tasarım prosedürü önerilmiştir, bu da hibrit köprünün yapısal parametrelerini ve malzeme parametrelerini optimize etme yeteneğini artırır.

Grimmelsman (2006), gergin eğik askılı köprülerdeki kulelerin modal özelliklerinin ortam titreşim testi ile deneysel karakterizasyonu ile ilgili çözülmemiş birkaç konuyu ele almaktadır. Brooklyn Köprüsü'ndeki kuleler üzerine yapılan araştırma, deneysel ve analitik bileşenler içerir. Kulelerin belirgin modları olduğu ve bu modların belirli bir spektrum göz önüne alınarak belirlenebileceği gösterilmiştir. En tutarlı ve anlamlı modal özellikler, çoklu referans noktaları kullanılarak piklerin seçimi tanımlama yöntemi ile belirlenmiştir.

Robert ve Ain (2006), iki bağlantılı lineer olmayan kiriş ve dalga denklemleri tarafından yönetilen bir Lazer-McKenna asma köprü sistemindeki hareket dalgalarını inceler. Lazer-McKenna asma köprü sistemi, bir asma köprünün yol yüzeyi ve destek kablolarındaki dikey sapmaları tanımlar. Sistemin temel analizi üzerine, seyahat dalgaları MAPLE kullanarak sayısal olarak hesaplanabilmektedir. Çok sayıda büyük genlikli hareket dalgası elde edilmiştir. Çeşitli hareket dalgalarının grafikleri gösterilmiş ve tartışılmıştır.

Shi (2006), asma köprülerde kablo mukavemeti tahmini uygulamasında kullanılacak olan Gauss olmayan stokastik süreçler ve alanlar için yeni bir simülasyon tekniği geliştirmiştir. Metodoloji, spektral temsil yöntemine ve çeviri süreçleri kavramına dayanan bir iteratif düzen içerir. Bu yöntem, askılı köprü paralel tel kablolarının güvenilirlik analizinde uygulanmış ve kabloların kalan kapasitesinin değerlendirilmesi gerekliliğini ele almıştır. Geliştirilen metodoloji, bir askılı köprü kablolarının mukavemetini tahmin etmek için oldukça uygun bir araç olarak belirtilmiştir.

Nimse (2007), Veteran's Glass City Skyway (VGCS) gergin eğik askılı köprüsü için üç boyutlu bir sonlu eleman modelinin geliştirilmiş ve deneysel çalışmalar ile kalibrasyonunu gerçekleştirmiştir. Köprü inşaatının sonunda yapılan kamyon yükleme testleri, sahada kalibre edilmiş bir VGCS modelinin başarıyla geliştirildiğini göstermiştir. Bu çalışma, köprünün elastik davranışını doğru bir şekilde temsil eden kalibre edilmiş bir modelin oluşturulduğunu göstermektedir.

Suthar (2007), patlama yüklerinin etkisini belirlemek için Chesapeake Körfezi Köprüsü'nün asma köprü kısmı (Batıya bağlı) için üç boyutlu bir sonlu eleman modelini kurmuştur. Patlama yüklerinin doğrusal olmayan analizini gerçekleştirmek için körfez köprüsünün asma kısmının tüm modellenmesi SAP2000 üzerinde yapılmıştır. SAP2000 tarafından üretilen çıktılarından her bir elemanın patlamaların etkisi altındaki davranışları

incelenmiştir. Ayrıca patlatma yüklerinin etkisi altında plastik mafsalların oluşumu ile kesin davranışı incelemek için köprüye “aşamalı çökme” yaklaşımı da uygulanmıştır.

Wang (2007), sinir ağlarının Bill Emerson Memorial gergin eğik askılı Köprüsü'nün yapısal durumunu değerlendirmek için kullanılabileceğini belirtmektedir. Önerilen metodoloji, ölçülen zaman sinyalleri üzerinden yapı hasarlarını doğrudan tespit etmeyi ve miktarını belirlemeyi sağlayan sinir ağlarına dayanmaktadır. Çalışma, emülatör sinir ağı ile yapısal tepkilerin tahmin edilmesi ve parametre değerlendirici sinir ağı ile hasar miktarının nicelendirilmesi olmak üzere iki aşamalı bir yaklaşım sunmaktadır. Ölçülen deprem verileriyle yapılan doğrulama sonuçları, önerilen metodolojinin etkili bir şekilde kullanılabileceğini göstermektedir.

Gong (2008), uzun açıklıklı köprülerin trafik yüklerine bağlı dinamik tepkilerini incelemiştir. Sonlu elemanlar yöntemi kullanarak matematiksel bir model oluşturulmuş ve köprü-araç etkileşimi üzerindeki faktörler incelenmiştir. Statik ve dinamik analizler için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Son (2008), patlama yüklerine maruz kalan kablo destekli köprü tabliyelerinin performansını incelemiştir. Çalışmada, çelik ortotropik kutu kesitli kirişler ve kompozit çelik-beton plaka kesitli kirişler gibi iki tipik köprü tabliyelerin davranışı araştırılmıştır. Analiz sonuçları, patlama direncini artırmak için malzeme dayanıklılığı ve sistemin sünekliğinin önemli olduğunu göstermiştir. Tabliyedeki eksenel kuvvetlerin varlığı, köprü platformlarının davranışını olumsuz yönde etkilemiştir.

Ateş vd. (2009), gergin eğik askılı bir köprünün mekânsal olarak değişen deprem yer hareketine karşı tepkisini incelemiştir. Jindo Köprüsü örneği üzerinde yapılan çalışmada, köprü tabliyesi sürekli kabul edilmiş ve bazı izolasyon önlemleri uygulanmıştır. Mekânsal olarak değişen deprem yer hareketi durumundan elde edilen maksimum tepki değerlerinin ortalamaları, izole edilmiş ve izole edilmemiş köprü modelleri için karşılaştırılmıştır. Mekânsal olarak değişen deprem yer hareketine maruz kalan köprü modelinin taban izolasyonunun, tabliye ve kule tepkilerini önemli ölçüde azalttığı görülmüştür.

Kangas (2009), gergin eğik askılı köprülerde kablo kuvvetinin deneysel olarak modellemesini ve tahminini incelemiştir. Yapılan çalışmalar, köprü tasarımlarının kablo titreşimlerini azaltmak için uygulanan önlemleri tartışmış ve gelecekteki köprü tasarımlarında bu titreşimleri azaltmak için tutarlı bir dizi öneri sunmuştur. Kablo gerilimini tahmin etmek için geleneksel titreşim tekniklerinin kullanılabilirliğini belirlemek amacıyla bir dizi deney yapılmıştır.

Lutomirska (2009), uzun açıklıklı köprüler için hareketli yük modeli geliştirmiştir. Bu model, güncel trafik modelini ve kamyon miktarlarını yansıtmak amacıyla tasarlanmıştır. Uzun açıklıklı köprüler için mevcut modellerin uygun olmadığı belirlenmiştir. Trafik karışımına dayalı simülasyonlarla elde edilen düzgün dağılmış yük değerleri kullanılarak hareketli yük modeli oluşturulmuştur. Bu model, köprü tasarım kodlarında dikkate alınması önerilmiştir.

Cavdar vd. (2010a), Monte Carlo simülasyonu (MCS) ve pertürbasyon tekniği yöntemlerini uygulayarak Güney Kore'de bulunan Jindo Köprüsü'nün stokastik sismik sonlu elemanlar analizini gerçekleştirmiştir. 1999 Kocaeli depremi yer hareketi olarak kabul edilmiştir. Ele alınan köprünün yer değiştirmeleri ve iç kuvvetleri, elastik modül ve kütle yoğunluğu rastgele değişken olarak değiştirilerek (SFEM) ve MCS yöntemlerinden elde edilmiştir. Önerilen SFEM algoritmasının doğruluğu, MCS yönteminin sonuçları ile karşılaştırılarak değerlendirilmiştir. Sonuç olarak, pertürbasyon tabanlı SFEM yönteminin MCS yöntemine yakın sonuçlar verdiğini ve özellikle hesaplama maliyeti göz önüne alındığında MCS yöntemi yerine kullanılabileceğini göstermektedir.

Cavdar vd., (2010b) tarafından yapılan çalışmada, pertürbasyon tabanlı stokastik sonlu elemanlar yöntemi (SFEM) ve Monte Carlo simülasyonu (MCS) yönteminin avantajları bir araya getirilerek, Karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) kablolarla uzun açıklıklı köprülerin stokastik sismik analizi sunulmaktadır. Jindo halatlı kalmış, Fatih Sultan Mehmet (İkinci Boğaz) asma köprüleri örnek olarak seçilmiştir. Analizlerde geometric nonlineerite göz önüne alınmış ve sonuç olarak deprem kuvvetlerine maruz kalan uzun açıklıklı köprülerde CFRP kablo kullanımının uygun olduğu belirtilmiştir.

Chen (2010), geniş açıklıklı asma köprülerin yorulma ve güvenilirlik analizlerini ele almıştır. Çoklu yüklemelere maruz kalan asma köprülerin yorulma analizi zorluklarından biri, yüklemelerin karmaşıklığı ve kombinasyonlarının karmaşıklığıdır. Bu çalışmada, Tsing Ma asma köprüsü üzerindeki Rüzgar ve Yapısal Sağlık İzleme Sistemleri (WASHMS) tarafından sağlanan bilgiler kullanılarak çoklu yüklemelere maruz kalan asma köprülerin yorulma ve güvenilirlik analizleri gerçekleştirilmiştir. Sonuçlar, mevcut trafik koşulları altında köprünün hizmet ömrü boyunca sağlam kalacağını, ancak gelecekteki trafik artışına dikkat edilmesi gerektiğini göstermektedir.

Grigorjeva vd., (2010), asma köprülerin farklı kablolarla statik analizi ve basitleştirilmiş tasarımı incelenmiştir. Çalışmada, ana kablolar ve tabliyede yerdeğiştirmeleri, iç kuvvetleri ve gerilmeleri belirlemek için basit formüller sunulmuştur.

Sonlu eleman modellemesi kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmanın sonunda, bu tür asma köprülerin tasarım prosedürleri tartışılmıştır.

Hassan (2010) çalışmasında, gergin eğik askılı köprülerin optimum tasarımını ele almıştır. Ardgerme kablolarının optimum dağılımını belirlemek, köprü tasarımının en zorlu ve önemli görevlerinden biridir. Bu çalışmada, sonlu eleman yöntemi, B-spline eğrileri ve genetik algoritma kullanılarak ardgerme kablolarının global optimum kuvvetleri belirlenmiştir. Ardgerme kuvvetlerinin belirlenmesinde geometrik olmayan etkiler de çalışmada dikkate alınmıştır.

Adanur vd., (2011), lif takviyeli polimer (FRP) kompozitlerin asma köprü uygulamalarında kullanılabilirliğini değerlendirmeyi amaçlayan bir pilot sayısal çalışma sunmuştur. FRP, hafiflik, yüksek sertlik, mukavemet, sönümleme yetenekleri ve yüksek çevresel dayanıklılık gibi birçok çekici özellik sunar. Sonlu eleman modeline uygulanan statik ve dinamik yükler altında biri FRP'den ve diğeri çelikten yapılmış iki özdeş uzun açıklıklı asma köprünün tepkisi karşılaştırılmıştır. Çelik köprü tepki değerlerinin FRP kompozit köprününkinden nispeten daha büyük olduğu gözlemlenmiştir.

Cengiz vd. (2011), tarafından gerçekleştirilen çalışma, kablolu köprülerde taşıt kaynaklı titreşimlerin dinamik tepkisi üzerindeki etkileri incelemektedir. Tatar köprüsü örneği üzerinden yapılan analizler, taşıt hızının köprü tepkilerini belirlemedeki önemli bir parametre olduğunu ortaya koymaktadır. Düşük hızlarda köprüde en büyük tepkilerin gözlemlendiği, yüksek hızlarda ise taşıtların köprünün orta açıklığını terk ettikten sonra orta açıklıkta daha büyük tepkilerin oluştuğu tespit edilmiştir. Bu bulgular, taşıt-köprü etkileşiminde hızın dinamik tepkilere olan etkisini anlamamıza yardımcı olmaktadır.

Günaydın (2011) tarafından gerçekleştirilen tez çalışması, asma köprülerin yapım aşaması ve zamana bağlı malzeme özelliklerini dikkate alarak analizlerinin gerçekleştirilmesini amaçlamaktadır. Boğaziçi Asma Köprüsü ve Humber Asma Köprüsü örnekleri üzerinden yapılan çalışmada, asma köprülerin yapısal davranışı incelenmiştir. Sonlu eleman analizi kullanılarak köprü modelleri oluşturulmuş ve yapım aşaması analizi ile malzeme özelliklerinin zaman göre değişimi dikkate alınmıştır. Yapım aşaması olan ve olmayan iki farklı sonlu eleman analizi yapılmış ve sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır. Analizler sonucunda, köprü tabliyesi ve kuleler için yer değiştirmelerin ve eğilme momenti, eksenel kuvvetler ve kesme kuvvetleri gibi iç kuvvetlerin değişimi detaylı olarak verilmiştir.

Herrman (2011) tarafından yürütülen tez çalışması, köprülerin doğal veya insan kaynaklı tehlikeler sonrasında hızlı ve güvenilir bir şekilde güvenlik değerlendirmesini sağlamak için Yapısal Sağlık İzleme yöntemlerini ve nicel karakterizasyon yöntemlerini geliştirmeyi amaçlamıştır. Dinamik test yöntemlerinin kullanımıyla yapıların hızlı ve güvenilir bir şekilde karakterize edilmesi planlanmıştır. Araştırmacı, laboratuvar ortamında farklı dinamik test ve karakterizasyon stratejilerini değerlendirmiş ve sonuçlar, köprü değerlendirmesinde kullanılan modifiye bir yük derecelendirmesi ile karşılaştırılmıştır. Bu çalışma, köprülerin güvenlik değerlendirmesi alanında daha etkin ve verimli yöntemlerin geliştirilmesine katkı sağlamaktadır.

Zhao (2011) tarafından yürütülen doktora tezi, sıvılaşma sonucu köprülerin yanal yayılma ve deprem sarsıntısına tepkisini incelemekte ve köprü temellerinin performansını değerlendirmektedir. Araştırmada, sıvılaşmış zeminlerdeki zayıf malzemenin dayanımı ve derinliği gibi faktörlerin, yük transfer davranışı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Ayrıca, sıvılaşmayı tetikleme değerlendirmesi, zemin hareketi tahmini ve yapısal tepki gibi unsurlar da dikkate alınmıştır. Sonuçlar, köprü temellerinin yatay yayılma ve atalet yükleri altındaki tasarımına yönelik öneriler sunmaktadır.

Adanur vd., (2012a), Humber Asma Köprüsü'nün yapım aşaması analizini zamana bağlı malzeme özellikleriyle birlikte ele alarak daha gerçekçi sonuçlar elde etmenin önemini vurgulamaktadır. SAP2000 programı kullanılarak köprünün sonlu eleman modeli oluşturulmuş ve analizlerde geometrik olmayan etkiler de dikkate alınmıştır. Analiz sonuçları, yapı aşaması analizinin aşama dışı analize göre daha büyük değerler verdiğini göstermektedir. Bu nedenle, asma köprülerin gerçekçi yapısal tepkilerini elde etmek için zaman bağlı malzeme özelliklerini ve yapı aşamasını dikkate alan analizlerin kullanılması önerilmektedir.

Adanur vd. (2012b), geometrik olarak doğrusal olmayan deprem davranışı üzerindeki yakın-fay ve uzak-fay yer hareketi etkilerinin bir karşılaştırmasını Türkiye'deki Boğaziçi Asma Köprüsü ve Fatih Sultan Mehmet Asma Köprüsü'nü dikkate alan bir çalışmada ele almıştır. Bu iki asma köprünün dinamik davranışının belirlenmesinde yakın fay ve uzak fay yer hareketleri için köprülerin öz ağırlıklarından P-delta etkilerini içeren geometrik doğrusal olmama durumu dikkate alınmıştır. Analizlerde 1979 yılı Imperial Valley, 1999 yılı Kocaeli ve 1999 yılı Chi-Chi depremlerinin yakın fay ve uzak fay kuvvetli yer hareketi kayıtları tercih edilmiştir. Her bir fay etkisine maruz kalan asma köprülerin dinamik

analizlerinden elde edilen deplasmanların ve iç kuvvetlerin karşılaştırılması birbirleriyle karşılaştırılmıştır.

Adham Abdullah (2012), asma köprünün yapısal analizi için CSi Bridge adlı bilgisayar programı kullanılmıştır. Analizde, köprülerde yükleme için AASHTO ve Irak standardı dikkate alınmıştır. Gerçek veriler (malzeme özelliklerinde köprü geometrisi) yukarıda belirtilen standart yükleme ile programa girdi olarak kullanılmıştır. Örnek olay için ise 1963 yılında Bağdat'ta inşa edilen 14 Temmuz asma köprüsü seçilmiştir.

Altın vd. (2012) çalışmaları, büyük sehimlerin etkilerinin dikkate alındığı asma köprülerin sismik analizi hakkındadır. Çalışmanın ilk kısmı, teğet rijitlik matrisleri aracılığıyla asma köprülerin doğrusal olmayan statik analizi için bir iterasyon şeması ile ilgilidir. Herhangi bir denge aşamasında, titreşimlerin yapının kuvvet-sehim özelliklerini temsil eden eğriye teğet olduğu varsayılır. Köprü, üç boyutlu bir kütle sistemi olarak idealize edilmiş ve yatay, dikey ve burulma salınımları üreten deprem yer hareketinin üç ortogonal bileşenine maruz bırakılmıştır. Analiz yöntemini göstermek için çeşitli sayısal örnekler sunulan çalışmada açıklanan prosedür, tasarımcının asma köprülerin doğrusal olmayan dinamik tepkisini sistematik bir şekilde değerlendirmesini sağlar.

Cai (2012), hafif lif takviyeli polimer malzemelerinin (FRP) tabliye ve kablo sistemine dahil edilmesine odaklanarak, gergin eğik askılı köprülerde lif takviyeli polimerik (FRP) malzemelerin etkili kullanımını ele almıştır. Gergin eğik askılı köprülerin ana açıklık uzunluğu arttıkça, geleneksel malzemelerde çeşitli teknik zorluklar daha baskın hale gelir. Ana açıklık uzunluğunun artmasına bağlı olarak ana kirişlerde oluşan büyük eksenel gerilimi, kablo sarkma etkisini ve dalgalanma dengesizliğini çözmek için, bu çalışma, gergin eğik askılı köprülerin tabliye ve kablo sistemi için geleneksel malzemelerle kombinasyon halinde FRP kompozitleri önermektedir. FRP'yi statik, dinamik ve dalgalanma (rüzgar kaynaklı) performansı açısından en etkin şekilde kullanmak için, hibrit tabliye sistemindeki FRP ve betonun dağılımını ve her birinin karbon lif takviyeli polimer (CFRP) hacim oranını optimize etmek için genetik algoritma (GA) tabanlı optimizasyonlar yapılmıştır. Optimizasyon sürecini kolaylaştırmak için gergin eğik askılı köprülerin geometrik doğrusal olmayan statik, modal ve dalgalanma performanslarını değerlendiren analiz motoru ve optimum çözümler için arama yapmak için optimizasyon motoru olmak üzere iki sayısal bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Gunaydın vd. (2012), zamana bağlı değişen malzeme özellikleri kullanılarak asma köprülerin yapım aşaması analizlerini yapmıştır. Avrupa ve Asya'yı İstanbul'da birbirine

bağlayan Fatih Sultan Mehmet Asma Köprüsü örnek olarak seçilmiştir. P-Delta kriteri kullanılarak yapılan analizlerde geometrik doğrusal olmama durumları dikkate alınmıştır. Zamana bağlı malzeme mukavemet değişimleri ve geometrik değişimler analize dahil edilmiştir. Yapım aşaması analizinin köprünün yapısal davranışı üzerinde dikkate değer bir etkiye sahip olduğu gözlemlenmiştir.

Montoya (2012), asma köprülerinin güvenliğinin, yüksek mukavemetli çelik halatlardan oluşan ana kabloları dayandığını belirtmiştir. Kabloların servis yılları sonunda aşınma ve hasar belirtileri gösterdiği gözlemlenmiştir. Bu tezde, köprü kablosunun güvenilirliğini ve güvenliğini belirlemek için yeni bir metodoloji önerilmiştir. Kablonun gerilme direncini belirlemek için üç boyutlu rastgele alan simülasyonu kullanılmıştır. Radial kelepçelerle indüklenen sürtünme nedeniyle kırık tellerde yük geri kazanımını hesaba katmak için yeni bir teknik sunulmuştur. Bu yöntem, güvenilir olmayan ve pahalı olan mevcut denetim yöntemlerine kıyasla çarpıcı bir gelişmeyi belirtmektedir.

Mainland'daki Sarı Nehir Karayolu Köprüsü'nü örnek olarak kullanan Qui vd (2012), güçlü bir deprem bölgesinde sismik tepkilerini ve etkinliğini anlamak amacıyla kendinden ankrajlı bir asma köprünün bir dizi sismik davranışını analiz etmiştir. Bu çalışmada, lineer elastik sismik analiz gerçekleştirmenin yanı sıra sünellik sismik davranışı da analiz edilmiştir. Çalışmada ayrıca, ana kirişler ve kulelerin bağlantı noktalarında metal sönümleyicilerin yerleştirilmesi ve bu sönümleyicilerin enerji sönümleme etkisinin araştırılması da yer almıştır.

Diana vd. (2013) İzmit Körfezi'nde yapılan asma köprünün üç farklı yapım aşamasını ve tamamlanma aşamasını temsil eden dört adet 1:220 aeroelastik modelin aeroelastik tepkilerini karşılaştırmıştır. Rüzgâr tüneli testleri yapılmış ve aynı laboratuvarında düz ve türbülanslı akış koşullarında köprünün aeroelastik stabilitesi ve buffeting tepkisi araştırılmıştır. Tamamlanan köprünün sonuçları, farklı inşaat aşamalarının ve yapısal özelliklerin köprü stabilitesi ve rüzgâr tepkisi üzerindeki etkisini değerlendirmek için bir referans olarak kullanılmıştır.

Goremikins vd. (2013), önerilmeli asma yapının doğal titreşim frekanslarının basitleştirilmiş belirleme yöntemi ve deneysel doğrulamasını sunmaktadır. Öngerilme seviyesine bağlı olarak modelin doğal titreşim frekansları ve mod şekilleri belirlenmiştir. Öngerilmeli asma yapının doğal titreşim frekanslarının geliştirilmiş basitleştirilmiş belirleme yöntemi ile hesaplanan ve model testi ile deneysel olarak elde edilen sonuçlar

arasındaki fark %20'yi geçmemektedir. Bu nedenle, yöntem yapıların ön dinamik analizleri için uygulanabilir olduğunu göstermektedir.

Liu vd. (2013), Karbon Elyaf Takviyeli Polimer (CFRP) kablolarla sahip eğik askılı asma köprülerin dinamik özelliklerini ve aynı açıklık seviyesindeki eğik askılı köprülerin farklılıklarını incelemek için, ana açıklığı 1488 metre olan bir gergin askılı asma köprüünün sonlu elemanlar dinamik modeli oluşturulmuş ve bir dizi hesaplama yapmıştır. CFRP kablolu askılı asma köprülerin doğal frekanslarının nispeten küçük olduğu, bütünleşik frekanslarının basamaklı ve süreksiz olduğu görülmüştür. Bu tür köprülerin doğal frekansları, aynı açıklık seviyesindeki gergin eğik askılı köprülerden daha küçüktür.

Ma vd. (2013) tek kuleli, kendinden ankrajlı asma köprü sisteminin dinamik performansını, Nanjing Jiangxi Adası Köprüsü'nün yerinde modal testi ve üç boyutlu sonlu elemanlar modeli ile hesaplanan değerleri temel alarak incelemiştir. Sonuçlar, genleşme derzi sertliği ve yatak sürtünme kuvveti dikkate alınmadığında büyük hataların ortaya çıktığını, bu nedenle dikkate alınması gerektiğini göstermiştir. Bu sonuçlar, köprüünün tasarımı ve sağlık izlemesi için önemli bir araştırma temeli sağlamaktadır.

Wu (2013), tipik bir betonarme berkitme makaslı asma köprü örnek alınarak, sismik etki altında sonlu elemanlar analiz modeli oluşturmuştur. Bu asma köprü üzerinde ANSYS sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak dinamik tepki analizi gerçekleştirilmiştir ve bu analiz sonucu ile yerçekimi yük etkisi altındaki yapısal tepki arasında karşılaştırma yapılmıştır. Karşılaştırma sonucunda, deprem etkisi altındaki yapısal tepkinin, yerçekimi yük etkisinden belirgin olarak daha yüksek olduğu ve iç kuvvet tepkisinin yer değiştirmeden daha büyük olduğu görülmüştür. Uzun açıklıklı esnek köprülerin yapısal tasarımına referans sağlamak için köprü yapısının tasarımında dinamik yükün fonksiyonunun dikkate alınması gerektiği belirtilmiştir.

Xing vd., (2013), ANSYS sonlu elemanlar analiz yazılımını kullanarak asma köprüünün ilk 10 sıra modal analizini gerçekleştirmiş ve rezonans fenomeninin önlenmesi için doğal frekans ve titreşim modelini belirlemiştir. Araştırmaları, asma köprüdeki ilk 10 sıra doğal frekansın, araçların uyarılma frekansından daha düşük olduğunu ve aracın köprüden geçiş hızının, köprüünün orta noktasındaki sapmayı belirgin olarak etkilediğini ortaya koymuştur. Ayrıca, aynı yönde hareket eden araçların köprü yapısı üzerinde daha büyük etkisi olduğunu ve asma köprüünün maksimum orta düğüm sapmasının, açılal frekans arttıkça azaldığını belirlemişlerdir.

Domaneschi ve Martinelli (2014) çalışmalarında, mevcut bir asma köprünün güncellenmiş bir sayısal modeli, orijinal verilerden yola çıkılarak sonlu elemanlar programında geliştirilmiştir. Bu model, rüzgâr kuvvetlerinin basitleştirilmiş bir modeliyle etkili olduğu zaten kanıtlanmış olan pasif bir kontrol stratejisi için bir optimizasyon prosedürünü yeniden değerlendirmek için kullanılır. Burada, rüzgâr etkilerinin sadece sürüklenme kuvvetleri dikkate alınarak kulelere ve kabloları uygulandığı rüzgar-yapı etkileşim kuvvetlerinin daha rafine bir versiyonunu benimseyerek yeniden değerlendirmektedir. Daha önce tanımlanan optimal pasif konfigürasyonda herhangi bir varyasyon olmadığı gösterilmiştir.

Gentile ve Luzib (2014), büyük yapıların statik ya da dinamik durumlarında saptamaların temas gerektirmeyen ölçümü için en yeni deneysel yöntem olan mikrodalga uzaktan algılamayı kullanmışlardır. Çalışmada, bir kablo-askılı köprünün ortam titreşim testine mikrodalga uzaktan algılamanın uygulaması ele alınmıştır. Test edilen köprü, İspanya'nın Amposta kentinde Ebro Nehri üzerinde yer almaktadır. Deneysel araştırma, radarın kullanım kolaylığını ve mikrodalga uzaktan algılamanın sağladığı sonuçların doğruluğunu teyit etmiştir.

Gunaydın vd. (2014), asma köprülerin yapısal davranışlarının yapım aşamalarını ve farklı zemin koşullarını dikkate alarak incelemiştir. İstanbul'da Avrupa ile Asya'yı birbirine bağlayan Boğaziçi Asma Köprüsü örnek olarak seçilmiştir. Çelik ve betonun zamana bağlı malzeme dayanımı ve geometrik değişimleri analize dahil edilmiştir. Zamana bağlı malzeme özellikleri, beton için basınç dayanımı, yorulma, büzülme ve sünme ve çelik için gevşeme olarak kabul edilir. Zemin durumunun asma köprülerin yapısal davranışı üzerindeki etkisini vurgulamak için, analizde sert, orta ve yumuşak zeminlerin her biri dikkate alınır. Yapım aşaması olan ve olmayan iki farklı sonlu eleman analizi yapılmış ve sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır. Her iki analiz arasında bazı farklılıklar olduğu ve inşaat aşamalarından elde edilen sonuçların daha büyük olduğu analizlerden görülmektedir. Yapım aşaması olmayan analizlerin güvenilir çözümler üretemeyeceği söylenebilir. Ayrıca, zemin durumu köprünün yapısal davranışı üzerinde etkilidir. Bu nedenle, asma köprülerin daha gerçekçi yapısal davranışlarının elde edilebilmesi için zamana bağlı malzeme özellikleri, geometrik doğrusal olmama ve zemin koşulları etkilerinin kullanıldığı inşaat aşaması analizlerinin dikkate alınması gerektiği ortaya konulmuştur.

Lanning (2014), sismik fayların yakınında bulunan uzun açıklıklı köprülerde burkulma kısıtlayıcı bağlantı elemanlarının (BRB) kullanımını incelemiştir. Çalışma,

Vincent Thomas Köprüsü'nün (VTB) esnek sönümleyicilerinin yerine BRB'lerin kullanılma potansiyelini ve bu durumun getireceği yeni yük protokollerini ele alır. Ayrıca, mevcut BRB test ve tasarım süreçlerindeki tutarsızlıkları gidermek için hem uzak hem de yakın fay yer hareketleri için mantıklı bir metodoloji önerilmiştir.

Qin vd. (2014) çalışmasında, büyük ölçekli bir genel sonlu elemanlar analiz yazılımı ile Yueyang Dongting Gölü köprüsü için 3 boyutlu bir sonlu eleman modeli oluşturuldu ve köprünün doğal titreşim özelliklerini analiz etmek için alt uzay iterasyon yöntemi uygulanmıştır. Bu arada, ana açıklıkların ana kablolar ile giriş arasındaki orta açıklıklarına farklı tipte merkezi bağlantı elemanlarının yerleştirilmesinin, tabliye-makas kompozit takviye kirişli uzun açıklıklı asma köprünün dinamik davranışları üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu çalışmanın sonuçları, uzun açıklıklı asma köprülerde merkezi bağlantı elemanı kullanımı için teorik bir temel sağlar.

Wang vd. (2014), ters gergili sisteme sahip bir asma köprünün dinamik özelliklerini incelemiştir. Sonlu eleman yöntemi kullanarak, iki tip köprü için 20. dereceden özvektörler elde edilmiş ve köprülerin doğal özellikleri karşılaştırmalı olarak analiz edilmiştir. Sonuçlar, ters gergili yapıların etkisi nedeniyle, stabil asma köprünün genel rijitliğinin, asma köprünün burulma titreşimini etkin bir şekilde azaltabilen standart asma köprüye göre daha iyi olduğunu göstermiştir.

Miao vd. (2015), Runyang Asma Köprüsü'ndeki sağlık izleme sisteminin GPS alt sistemi tarafından toplanan üç boyutlu dinamik yer değiştirme verileri ile uzun açıklıklı köprünün yapı hasarı tespiti ve alarm yöntemini gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada sıcaklık bir etken olarak ele alınmıştır ve analiz sonuçları, sıcaklığın köprünün boyuna ve düşey yönlerinde konum koordinatları ile dikkate değer bir korelasyona sahip olduğunu ve enine koordinatları ile zayıf bir korelasyona sahip olduğunu göstermektedir.

Hao (2015), "Karayolu Köprüleri için Rüzgar Dirençli Tasarım Şartnamesi"ne dayanan asma köprülerin dikey ve burulma titreşim temel frekans tahmin formülünü sunmuştur. HUMEN asma köprüsünün sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur. Modal analiz ile tüm titreşim modelleri ve frekans elde edilmiş ve bu, yapının dalgalanma analizi ve spektral analizini daha da geliştirmek için temel oluşturmuştur. Şartname ve sonlu elemanlar modeli karşılaştırmalarının sonuçları, sonuçların iyi bir şekilde uyduğunu göstermektedir. Bu, şartname tahmin formülünün yapının dinamik özelliklerini doğru bir şekilde yansıtabileceğini göstermektedir.

Hermansson ve Holma (2015), coğrafi olarak zorlu topoğrafyaya ve altyapı eksikliğine sahip bölgelerde köyleri veya parkur sistemlerini birbirine bağlamak için sıklıkla kullanılan hafif asma köprülerin analizini yapmışlardır. Bu köprüler genellikle izole toplulukları sağlık hizmetleri ve eğitimle bağlamak amacıyla yerel destekçiler ile işbirliği içinde uluslararası kar amacı gütmeyen organizasyonlar tarafından inşa edilmektedir. Bu çalışma kapsamında incelenen köprüler yayalar ve hayvanlar için tasarlanmıştır ve bu da çok ince bir tasarıma neden olmuştur. Bu tez, gelecekteki çalışmalar için asma köprülerin daha sofistike modellerini sağlamayı hedeflemektedir.

Ni vd. (2015) çalışmalarında, farklı deprem olaylarına maruz kalan 2.160 m uzunluğundaki Tsing Ma Asma Köprüsü'nün operasyonel modal analizini ve sismik davranış karakterizasyonunu sunmaktadır. Yakın, orta ve uzak depremler olmak üzere üç tür olay dikkate alınmıştır. Operasyonel modal analizi gerçekleştirmek için hızlı bir Bayes modal tanımlama yöntemi kullanılmıştır. Her bir olay tipi için deprem öncesi ve sonrası elde edilen saha izleme verileri kullanılarak köprünün modal özellikleri belirlenip karşılaştırılmıştır. Sismik dalganın köprü boyunun uzun olması nedeniyle iki tarafın kule/ankraj temellerine varış zamanlarındaki farklılık nedeniyle, her bir deprem olayı türü altında iki kenar açıklık üzerindeki yapısal dinamik tepkilerin davranışları karşılaştırılmıştır.

Westgate vd. (2015), Güneybatı İngilteredeki Tamar köprüsü örneği üzerinden trafik kütesinin etkileri karakterize edilmiş ve diğer operasyonel etkilerle karşılaştırılmıştır. Trafik kütesinin etkileri karakterize edilmiş ve birkaç yıl boyunca izlenen veriler kullanılarak diğer operasyonel etkilerle karşılaştırılmıştır. Sıcaklık değişiklikleri yanal modlar için daha büyük bir etkiye sahip gibi görünse de, trafik kütesi tüm modlarda güçlü bir faktördür ve değerlendirilen dikey ve burulma modları için baskın faktör olduğu ifade edilmiştir.

Adanur vd. (2016a), değişerek yayılan yer hareketlerine maruz kalan bir asma köprünün geometrik doğrusal olmama durumu dikkate alınarak stokastik tepkisini belirlemiştir. Yer hareketinin mekansal değişkenliği tutarsızlık, dalga geçişi ve saha tepkisi etkileri ile ele alınmıştır. Yapının farklı mesnet noktalarındaki yerel zemin koşullarındaki farklılıktan kaynaklanan mekan-tepki etkisinin önemi de araştırılmıştır. Mekansal olarak değişen yer hareketi modelinin her bir bileşeninin köprünün dinamik davranışı üzerinde önemli etkileri olduğu görülmektedir. Asma köprülerin yer hareketinin mekansal değişkenliğine duyarlı olduğu sonucuna varılabilir. Bu nedenle, bu tip mühendislik

yapılarının stokastik analizinde tutarsızlık, dalga geçişi ve özellikle zemin tepkisi etkileri dikkate alınması sonucuna varılmıştır.

Adanur vd. (2016b), Boğaziçi Köprüsü'nün dinamik davranışını, rastgele titreşime dayalı spektral analiz ve iki tepki spektrumu yöntemi kullanarak zemin hareketlerinin mekansal değişkenliği etkisini incelemektedir. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi kayıtlarına bağlı olarak belirlenen güç spektral yoğunluk fonksiyonu ve rastgele titreşim analizlerinde kullanılan tepki spektrumu değerleri dahil edilmiştir. Sonuçlar, her rastgele titreşim analizi için yapısal yanıtların, güç spektral yoğunluk fonksiyonlarının yoğunluğu ve frekans içeriğine büyük ölçüde bağlı olduğunu göstermektedir.

Adanur vd. (2016c), bir asma köprünün farklı mekansal korelasyon fonksiyonlarının kullanıldığı, uniform ve kısmi korelasyonlu sismik zemin hareketlerine maruz kaldığında stokastik analiz ile elde edilen yapısal yanıtları karşılaştırmayı amaçlamıştır. İstanbul'daki Boğaziçi Asma Köprüsü, bu çalışmada sayısal bir örnek olarak seçilmiştir. Çalışma, asma köprülerin stokastik dinamik analizinde zemin hareketlerinin mekansal değişkenliğini dikkate almanın gerekliliğini vurgulamaktadır.

Ahmad (2016) kablolu köprülerdeki konvansiyonel ve hibrit kablo ağı sistemlerinin düzlem içi dinamik davranışını incelemektedir. Köprü kabloları, uzun esnek yapıları ve düşük içsel sönümlmeleri nedeniyle dinamik uyarılara karşı savunmasızdır. Bir savunmasız kabloyu komşu kablolarla birleştirerek bir kablo ağı oluşturmak, yaygın olarak kullanılan bir çözüm yöntemidir. Bu çalışmada, istenmeyen köprü kablo titreşimlerini kontrol etmek için kullanılan konvansiyonel (yalnızca çapraz bağlama) ve hibrit (çapraz bağlama ve harici sönümleyicilerin birleşik kullanımı) kablo ağlarının düzlem içi dinamik davranışını araştırmaya çalışılmıştır. Çalışmada, sistem düzlem içi rijitlik, sönümleme ve yerel mod oluşumunun şiddetine dayanarak performansları değerlendirilmiştir.

Apaydın vd. (2016), Türkiye'deki ikinci Boğaz Köprüsü olan Fatih Sultan Mehmet Asma Köprüsü'nün çok noktalı deprem etkisi altındaki yapısal davranışını incelemeyi ve bu analizden elde edilen sonuçlara göre köprünün deprem performansını incelemiştir. Bu amaçla, köprünün her bir mesnedi için mekansal olarak değişen üç doğrultulu yer hareketleri üretilmiştir. Yer hareketlerini simüle etmek için modifiye stokastik sonlu fay tekniği kullanılmıştır. Analizden, kablo ve tabliye gibi diğer yapı elemanlarından çok kulelerin ve tabliyenin modal davranışının köprünün tamamının dinamik davranışı üzerinde etkili olduğu tespit edilmiştir. Basit nokta deprem uyarımından elde edilen sonuçlarla karşılaştırıldığında, çok noktalı deprem uyarımı altında kablo elemanlarında

belirgin eksenel kuvvet artışı elde edilmiştir. Kablo elemanlarındaki bu fazla artış kulelerde eksenel kuvvette ve kule kolonunun taban kısmında kesme kuvvetinde artışa neden olmuştur.

Karanci (2016) çalışmasında, asma köprülerde devam eden korozyon nedeniyle kablo mukavemetindeki düşüşü tahmin etmek için bir yöntem sunmuştur. Başlangıçta sıcaklık, bağıl nem, pH ve Cl⁻ konsantrasyonu, bir köprü kablosunun korozyon hızını tahmin etmek için ilgili değişkenler olarak tanımlanmıştır. İzlenen bu çevresel girdilerle bağlantılı olarak bir korozyon veri kümesine makine öğrenimi yöntemleri uygulanarak, bu çevresel parametrelerle ilişkili değişkenliği yakalayabilen köprü telleri için uzun vadeli bir korozyon oranı modeli geliştirilmiştir. Bu çalışmada geliştirilen uzun vadeli korozyon oranı modelini mevcut mukavemet tahmin teknikleriyle birleştirerek, asma köprü kablolarının kalan mukavemetinin tahmini için sunulan metodoloji, diğer köprülere kolayca uyarlanabileceği sonucuna varılmıştır.

Liang (2016), bir asma köprü kablosunun içindeki çelik tellerin mukavemetinin zamanla nasıl değiştiğinin modelini araştırmıştır. Bozulmamış teller, yapay olarak aşınmış teller ve üç asma köprüden alınan tellerin test edilmesiyle toplanan beş veri setinin analizine dayanan iki metodoloji önerilmiştir: Severn Köprüsü, Forth Road Köprüsü ve Williamsburg Köprüsü. İlk metodoloji, tel kuvvetini marjinal olasılık dağılımı ve güç spektral yoğunluğu zamanla gelişen uzayda rastgele bir süreç olarak modellemektir. Hem marjinal dağılım hem de güç spektral yoğunluğu, zamana bağlı parametrelerle parametrelendirilir. Seçilen marjinal dağılımın, güç spektral yoğunluk fonksiyonunun seçimine kısıtlamalar getirdiği, kopula teorisi ile gösterilmiştir. İkinci metodoloji, Ito'nun stokastik hesap çerçevesi altında, zaman içinde stokastik bir süreç olarak kablo mukavemetinin bozulma oranını modellemektir. Kablo mukavemetindeki gerçek bozulmanın, bozulma oranına bağlı olduğu ve ayrıca kablo mukavemetinin kendisinin durumuna da bağlı olabileceği öne sürülmüştür.

Mohammadi (2016) çalışmasında, rüzgar yükü koşullarına maruz kalan bir sönümlemeli halat kablosunun zamana göre değişen güvenilirliğe dayalı bir çerçeve modelini önererek harici sönümleyici tasarımının mevcut uygulamasını geliştirmiştir. Diğerlerine göre daha olası olan iki tür kablo titreşimi, yağmur-rüzgâr kaynaklı kablo titreşimleri ve/veya hızlı hareketli kuru eğimli kablo titreşimi incelenmiştir. Önerilen zamana göre değişen güvenilirliğe dayalı taslak aracının esnek uygulamaları, bazı saha çalışması örnekleriyle gösterilmiştir.

Mubuli vd. (2016), Türkiye'de bulunan iki asma köprüden biri olan Fatih Sultan Mehmet Köprüsü'nün araç yükleri altındaki yapısal tepkisini değerlendirmiştir. Bu amaçla, köprünün 3B sonlu eleman modeli SAP2000 yazılımı kullanılarak oluşturulmuştur. Köprüye üç farklı araç yükleme şekli ile trafik yükleri dinamik olarak uygulanmış ve köprünün tepkisi üzerinde araçların etkileri incelenmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar tablolar ve şekiller halinde listelenmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar, farklı araç yükleri ve araç hızlarının köprünün yapısal tepkisini önemli ölçüde etkilediğini göstermektedir.

Khairussaleh (2016), gergin eğik askılı köprülerde kablo bağlantı detaylarında meydana gelen yorgunluk hasarını araştırmak ve kalan ömrünü belirlemek amacıyla, Eurocodes tarafından önerilen Yorgunluk Yük Modeli 4 (FLM 4) kullanılarak sonlu eleman (FE) analizleri yapılmıştır. Araştırmanın temel hedeflerinden biri, trafik yüklerine verilen yanıtla bağlı olarak kablo çıkıntı bloğunda yorgunluğa meyilli kritik alanları belirlemektir.

Wang vd. (2016) çalışmada, dinamik denge teorisi kullanılarak halat geriliminin hesaplanması için yeni bir yöntem önerilmekte ve bu yöntemin doğruluğu ve etkinliği Nanxi Yangtze Asma Köprüsü'nde yapılan örneklerle doğrulanmıştır. Sonuçlar, kontrol doğruluğunu sağlamak için eğilme rijitliğinin etkisini hesaba katmadan düşük dereceli frekans hesaplamasının kullanılabileceğini göstermektedir.

Zhong (2016) yaptıkları çalışmada, öngerilme kaybı ve temel çökmesinin araç-köprü etkileşimini nasıl etkilediğini incelemiştir. Mod süperpozisyon tekniği ve sanal çalışma ilkesine dayanarak, dinamik köprü ve araç tepkilerini hesaba katan yeni köprü-arac etkileşim modelleri oluşturulmuştur. Oluşturulan modeller ile, öngerilmenin ve temel çökmesinin köprü ve araç tepkileri üzerinde nasıl bir etkisi olduğu incelenmiştir. Araç tepkilerinin analizinin, köprüdeki öngerilme kaybını tespit etmek için kullanılabileceği önerilmekte. Bu yöntem, sadece araca monte edilmiş birkaç sensör gerektirdiği ve mevcut trafiği engellemeden çalışıyor olması nedeniyle, hem verimli hem de maliyet yönünden etkin olduğu vurgulanmıştır.

Zhou (2016) farklı hizmet ve tehlikeli yükler altında uzun açıklıklı asma köprülerin performansını tahmin etmek için bütünsel analitik çerçeveler geliştirmiştir. Bu çerçeveler, genel bir dinamik değerlendirme modeli, bir araç sürüş konforu değerlendirme modeli ve kablo kopması olaylarına karşı güvenilirlik temelli bir değerlendirme modelini sunmuştur.

Adanur vd. (2017a), mekansal olarak değişen yer hareketlerine maruz kalan bir asma köprü'nün değişken yerel zemin durumları ve dalga hızları için stokastik analizini araştırmıştır. İstanbul'da Avrupa'yı Asya'ya bağlayan Boğaziçi Köprüsü, sayısal bir örnek olarak seçilmiştir. Zemin hareketinin mekansal değişkenliği, uyumsuzluk, dalga geçişi ve alan yanıtı etkileriyle birlikte ele alınmıştır. Sonuçta, zemin hareketinin alan yanıtı etkisinin asma köprülerinin yanıtına dalga geçişi etkisinden daha önemli olduğu ve yerel zemin koşullarına bağlı dalga hızı değişikliklerinin asma köprülerinin dinamik davranışı üzerinde önemli etkilerinin olduğu sonucuna varılmıştır.

Adanur vd. (2017b), Boğaziçi Asma Köprüsü'nün mekansal olarak değişen yer hareketlerine maruz kalan zemin tepki etkisi dahil sabit ve geçici durum analizleri incelenmiştir. Tutarlılık fonksiyonu ile mesnet noktaları arasındaki yer hareketlerinin mekansal değişkenliği dikkate alınmıştır. Sonuçlar homojen-heterojen gruplar ve sabit-geçici tepkiler olarak birbirleriyle karşılaştırıldı. Heterojen zemin durumu homojen zemine göre daha büyük tepki değerleri göstermiştir, ayrıca zemin koşulları arasındaki farklar tepki değerlerindeki farkla doğrusal orantılıdır. Sabit tepki değerleri, geçici tepkilerinkinden daha büyüktür ve bu, dikkate alınan yer hareketi süresi için sabit varsayımın tatmin edici olarak kabul edilebileceği sonucuna varmaktadır.

Di vd. (2017), Saint-Bachi asma boru hattı köprüsünün akışkan yapı etkileşimi ile dinamik özelliklerini sonlu elemanlar analizleri ile ortaya çıkarmıştır. Katı ve akışkan elemanlar sırasıyla köprü'nün yapısal elemanlarını (boru kirişi, kablolar ve portal çerçeveleri) ve boru kirişindeki suyu modellemek için uygulanmıştır. Asma boru hattı köprüsünün kuru (akışkansız) ve ıslak (akışkanlı) modları sırasıyla hesaplanmış ve karşılaştırılmıştır. Kuru modlar temelde sıradan otoyol asma köprülerindekiyle aynıdır. Islak modların sayısı, şlam suyu ve yapı arasındaki etkileşim nedeniyle büyük ölçüde artmıştır.

Jiao vd. (2017) yaptıkları çalışmada, Çin'de inşa edilen iki uzun açıklıklı üç kuleli asma köprüsünün de dahil olduğu çok kuleli asma köprülerinin deprem davranışı incelenmiştir. Üç kuleli asma köprü'nün sert, orta ve yumuşak zemin koşullarında üniform uyarım altında ve yumuşak zeminde mekansal olarak değişen uyarım altında durağan sismik rastgele tepkileri incelenmiştir. Takviye kirişi ve kulelerin yer değiştirmelerinin ve iç kuvvetlerinin rastgele tepkilerinin RMS dağılımı sunulmuş ve ayrıntılı olarak tartışılmıştır. Sonuçlar, üç kuleli asma köprü'nün stokastik analizinde mekânsal olarak değişken yer hareketlerinin dikkate alınması gerektiğini göstermektedir.

Moe vd. (2017), yaptıkları çalışmada, gemi çarpmalarına karşı hassas olan bir yüzer asma köprü konseptini incelemiştir. Köprünün her iki yanında, çarpışmaları azaltmak için bir bariyer oluşturan yüzer yapılar bulunmaktadır. Çalışmada 17000 tonluk bir konteyner gemisinin çarpması durumunda köprüye etkisini bariyer varken ve yokken analiz edilmiştir.

Mokrani vd. (2017) bir köprü tabliyesinin eğilme ve burulma modlarını aynı anda azaltmayı hedefleyen iki serbestlik dereceli bir ayarlı kütle sönümleyici analiz etmiştir. Sistem parametreleri eğilme ve burulma modları için bağımsız olarak ayarlanabilmektedir. Çalışma, bir asma köprünün laboratuvar maketi üzerinde sayısal ve deneysel olarak gerçekleştirilmiştir.

Pantak ve Jarek (2017) Çelik-beton kompozit tabliyeye sahip üç kirişli, iki kulplu, kablo destekli yaya köprüsünün yapısal sistem özelliklerini ve dinamik alan testlerini ve sayısal parametrik analizlerin sonuçlarını sunmaktadır. Yüksek genlikli titreşimlerin yapısal sistemin parametrelerini değiştirerek yapının doğal titreşim frekanslarının değerini etkilediği gözlenmiştir.

Tejal vd. (2017), çalışmada asma köprünün temel konseptini ve hareketli yük altında asma köprünün dinamik analizini incelemiştir. SAP2000 yazılımı kullanılarak asma köprü analizi gerçekleştirilmiş ve programın tanıtımı yapılmıştır. İki farklı 2 boyutlu köprünün modellenmesi yapılmış ve yazılım doğrulama işlemi gerçekleştirilmiştir.

Huia vd. (2018) askılı bir köprü yapısının içsel rezonans fenomenini 6 Serbestlik Derecesi'ne sahip kesitsel bir model ile araştırdı. Sistemin ikinci modunun birincil rezonansı harmonik uyarım altında incelendi. İkinci ve üçüncü modlar arasındaki birleşik içsel rezonans, ikinci ve dördüncü modlar arasındaki üçe bir içsel rezonans bulundu. Bu içsel rezonansların mega ölçekli kablo destekli köprü yapısının tasarımında önemli bir rol oynadığı görülmüştür.

Li vd. (2018) uzun açıklıklı bir asma köprünün altı yıllık saha ölçümlerine dayanan bir veri tabanı kullanarak, makine öğrenimi (ML) yöntemiyle girdap kaynaklı titreşim (VIV) modellenmesi için bir veri odaklı yaklaşım önermiştir. Eğitilmiş modeller, ölçülen VIV olaylarından bazıları için doğrulanmış ve parametrik analiz yapılmıştır. Sonuçlar, sınıflandırma ve regresyon modellerinin sırasıyla araştırılan köprünün çeşitli modları için VIV davranışını doğru bir şekilde tanımlayabildiğini ve tahmin edebildiğini göstermektedir.

Meng ve Zhu (2018) uzun açıklıklı asma köprülerin dinamik özellikleri ve detaylı sıcaklık analizi termo özdeğer teorisi kullanılarak açıklamıştır. Çok ölçekli modelleme ve hesaplamalı akışkanlar dinamiği yöntemi ile kabloların sıcaklığı ve kulenin yüzey transfer katsayıları belirlenmiştir. Farklı mevsimlerde sıcaklık değişimlerinin yapının dinamik özellikleri üzerindeki etkisi incelenmiş ve asfalt kaplamanın çıkarılmasının doğal frekansları düşürdüğü gözlemlenmiştir.

Niu ve Xiong (2018) Tianjin Fumin Köprüsü'nün dinamik karakteristiklerini araştırmak için gerçek zamanlı kinematik-global navigasyon uydu sistemini (RTK-GNSS) kullanmıştır. Ayrıca, saha ölçüm sonuçlarını karşılaştırmak için yapının sonlu eleman modeli (FEM) kurulmuştur. Çalışma sonucunda yapısal dinamik parametreler başarıyla elde edilmiş ve saha ölçüm sonuçları, sonlu elemanlar modeli ile %5 farkla tutarlılık göstermiştir.

Øiseth vd. (2018), tipik olarak rüzgar hızlarına ve/veya yapısal titreşimlere maruz kalan uzun açıklıklı köprülerin davranışını değerlendirmek için yapısal sağlık izleme uyguladı. Rüzgar kaynaklı tepki etkilerinin değerlendirilmesi belirsizlikler içerir, bu nedenle gerçek girdi kuvvetlerinin bilinmediğini dikkate alan model tabanlı ters yöntemler ve uygulanan sınırlı titreşim verilerini kullanarak bu kuvvetleri sistem durumları ile birlikte tahmin etmiştir.

Wu vd. (2018), asma köprülerin aerostatik torksal sapmasının mekanizmasına dayanarak, rijitlik bozulması için iki kriter sunar ve tartışır. Ana kablo sisteminin torksal rijitliği azalmış bir kablonun varlığında bozulduğu ve geriye kalan rijitliğin genellikle olumsuz aerodinamik rijitliğe karşı koymak için yeterli olmadığı belirtilmiştir. Ayrıca, kablo uzunluğuna dayanan başka bir kriter de tezde sunulmuştur. Dinamik sonlu elemanlar analizinin sayısal sonuçları, rijitlik bozulmasının ve burulma sapmasının bu kriterle iyi açıklanabileceğini göstermektedir. Ayrıca, sırasıyla statik ve dinamik sonlu eleman simülasyonlarından elde edilen iki kritik rüzgar hızı arasında, uzun açıklıklı bir asma köprü'nün rüzgar tepkilerinin, aerostatik burulma kararsızlığının değerlendirilmesinde göz ardı edilemez olduğunu gösteren dikkate değer bir tutarsızlık bulunmuştur.

Yang vd. (2018) Xihoumen Köprüsü örneği üzerinden, inşaat sırasında kutu kirişli mega-köprü'nün titreşim performansını incelemiştir. Sayısal analizler ve rüzgar tüneli deneyleriyle, simetrik bir döşeme montaj sırasının aeroelastik kararlılık üzerinde olumlu etkisi olduğu gösterilirken, yapının güvenliğini sağlamak için uygun iyileştirmelerin gerekliliği vurgulanmıştır. Özellikle, ana kablonun kesit alanının %10'u orta açıklığın

1/8'inde ankrajlanmış olan bir kablo, montaj sırasında aerodinamik stabilitenin iyileştirilmesinde özellikle etkili olduğu elde edilmiştir.

Yang vd. (2018) uzun açıklıklı köprüler üzerindeki rüzgar etkilerinin statik ve dinamik özelliklerini incelemiştir. İzleme tabanlı bir araştırma yapılarak, düzenli rüzgar ve tayfun koşullarının statik özellikleri ortalama rüzgar hızı analiz edilerek incelenmiştir. Dinamik özellikler ise türbülans yoğunluğu ve fırtına faktörleri parametreleri analiz edilerek incelenmiştir. Yapılan korelasyon analizi, yanal rüzgar hızı ile yanal kiriş yer değiştirmesi arasında yapılarak rüzgar hareketlerinin köprü yapıları üzerindeki statik etkileri ortaya çıkarılmıştır. Çalışmanın sonucunda, normal rüzgar ve tayfun koşullarının statik ve dinamik özelliklerinin farklı olduğu ve rüzgar hareketlerinin dinamik etkilerinin daha fazla çalışılması gerektiği tespit edilmiştir.

Zarba (2018) bağlantı kablolarını izlemek için geleneksel görsel inceleme yöntemleri yanı sıra titreşim tabanlı gerilim tahmin yöntemlerini kullanmıştır. Bu amaçla, farklı kablo modelleri ve sistem tanımlama yöntemleri kullanılarak titreşim tabanlı kablo gerilimi tahmini için bir çerçeve önerilmiştir. Yapılan araştırmalar, Yapay Sinir Ağlarının da titreşim tabanlı kablo gerilimi tahmininde kullanılabileceği gösterilmiştir.

Alkasmou (2019), çalışmasında Osmangazi Asma Köprüsü'nün yapısal davranışını incelemiştir. Bu amaç doğrultusunda, köprünün modal, statik ve dinamik analizleri sonlu eleman yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, köprünün yapısal davranışındaki değişikliklerin incelenmesi için yapım aşamaları ve zamana bağlı malzeme deformasyonları da dikkate alınmıştır.

Cui vd. (2019) üç direkli bir asma köprüyü örnek alarak tekrarlanan trafik yükleri altında askıların yorulma ömrünü tahmin etmek için pratik bir metod geliştirmiştir. Çalışma sonucunda, korozyonun olmadığı durumlarda askıların yorulma ömrünün 100 yıldan fazla olduğunu, doğal korozyonun etkisi göz önüne alındığında ise kısa askıların için 20 yıldan az olduğunu göstermektedir.

Jia vd. (2019), tasarım aşamasındaki iki kablolu üç direkli asma köprülerin statik analizi için basit bir teknik ortaya koymuştur. İlk olarak, kabloların elastik uzaması dikkate alınarak teorik analiz yapılmıştır. Canlı yük altında kablo uzamasına, ölü yük yoğunluğuna ve statik karakteristiklere yönelik analitik çözümler elde edilmiştir. İkinci olarak, 1500 ila 2500 metre arasındaki ana açıklıklara sahip üç direkli çelik kutu kirişli asma köprülerin sonlu eleman modeli oluşturularak analitik çözümler doğrulanmıştır. Karşılaştırmalı analiz,

analitik çözümlerin Sonlu Eleman Modelleri ile iyi bir uyum içinde olduğunu ve konsept tasarım aşamasında büyük referans değerine sahip olduğunu göstermektedir.

Martin vd. (2019) birden fazla ekstrem olaya maruz kalması beklenen uzun açıklıklı asma köprüler için, rüzgar ve deprem için spesifik hasar durumları tanımlanarak, yapı boyunca farklı hasar durumlarının aşılma olasılığını tahmin etmek için kırılabilirlik eğrileri ve yüzeyleri oluşturmuştur.

Moller (2019) uzun açıklıklı köprülerin aerodinamik stabilitesi ve tepkisi alanında yapılan çalışmalara odaklanmıştır. Bu çalışmalar, rüzgar alanı simülasyonları, köprü aerodinamiği ve asma köprülerin dış sönümlenmesi olmak üzere üç bölüme ayrılmaktadır. Çalışmada, rüzgar simülasyon yöntemlerine verimli bir alternatif olan koşullu ortalama alan rüzgar simülasyon yöntemi, aero-elastik kuvvetlerin temsilinde kullanılan aerodinamik matrisler ve asma köprüler için bir sönümleme sistemi gibi konuları ele alınmıştır.

Ostenfelda, (2019), çalışmasında nispeten basit teknolojiye sahip orta açıklıklı asma köprülerden çok sayıda yenilikle modern asma köprülere geçişi anlatmaktadır. Çalışmada, orta açıklıklı asma köprülerden daha sofistike teknolojilere doğru evrim anlatılmakta ve modern asma köprülerde sürekli aerodinamik köprü tabliyeleri, iç korozyon koruması, rüzgâr akışını iyileştiren cihazların kullanımı, rüzgar perdelemesi, sapma kontrolü, aşınma azaltma sistemleri ve zemin/yapı etkileşiminin ayrıntılı analizi gibi birçok yeniliğin kullanıldığı belirtilmektedir. Dünya çapındaki en önemli örnekler incelenirken, özellikle Danimarka köprülerine ve tasarım optimizasyonuna odaklanılmaktadır. Çalışma, gelecekteki gelişmelerde 3-5 km aralığındaki ekstrem açıklıklara izin verebilecek yenilikleri de tartışmaktadır. Yeni malzemeler ve aerodinamik tahrikli aktif kontrol sistemleri gibi yenilikçi teknolojilerin potansiyeline ilişkin bir inceleme de çalışmada yer almaktadır.

Samadi vd. (2019) asma yaya köprülerinin geometrik yapıları nedeniyle titreşim sorunları yaşayabileceği ve standart tasarım kılavuzlarının titreşimleri kontrol etmek için kısıtlayıcı tasarım kriterleri uyguladığını belirtmiştir. Bu kılavuzlar, insan hareket türlerinin frekans aralıklarını kapsayan basitleştirilmiş yöntemler sunmaktadır. Çalışmada, EUR23984 EN kodu tarafından önerilen basitleştirilmiş yükleme yöntemi incelenmekte ve yazarlar tarafından önerilen süreksiz tip yükleme modelinin analiz sonuçları kullanılarak yaya senkronizasyonu olgusuna uygunluğu değerlendirilmiştir. Yapılan araştırmada, örnek olay olarak bir asma yaya köprüsü üzerinde gerçek insan yükleri ve kod tarafından önerilen

basitleştirilmiş yükler altında bir dizi analiz yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, gerçek insan yüklemesinin EUR 23984 EN yöntemi sonuçlarına kıyasla daha büyük düşey ivmeler yarattığı tespit edilmiştir.

Subramani vd. (2019) asma köprü ve bileşenleri hakkında çalışma yapmış ve AutoCAD yazılımı kullanarak asma köprü projesi hazırlamış ve SAP2000 yazılımını kullanarak analiz yapmıştır. Tabliye döşemesinin detayları, kablolar, kulenin destek detayları, ayak tasarım detayları, düzenlemeler ve kesitler projeye dahil edilmiştir.

Wu vd., (2019) kendinden ankrajlı asma köprüünün askılarının korozyona maruz kalması durumunda yapısal performansının incelemiştir. Korozyona uğramış askılar, tehlikeli koşullar altında aniden kırılabilir ve bu da dramatik titreşimler, yeniden iç kuvvet dağılımları ve aşamalı çökme riskleri gibi ciddi sonuçlara yol açabilir. Modifiye edilmiş bir seri-paralel sistem geliştirilerek korozyona uğramış askıların davranışları nicel olarak tanımlanmış ve örnek olarak bir prototip köprü üzerinde yapısal dinamik tepkilerin değerlendirilmesi gösterilmiştir. Sonuç olarak, kendinden ankrajlı asma köprüler için askı kırılması olayıyla ilgili bazı faydalı öneriler sunulmuştur.

Dang vd., (2020), yapı bilgi modellemesi (BIM) kullanarak kablo destekli köprülerin tasarımı ve inşasında veri odaklı bir yaklaşım önermektedir. Çalışmada pilot bir ana dijital model oluşturulmuş ve mevcut bir uzun açıklıklı asma köprüye uygulanmıştır.

Snæbjörnsson vd. (2020) Norveç'teki Lysefjord asma köprüsü üzerinde yapılan bir araştırmayı özetlemektedir. Köprü, ivmeölçerler, anemometreler, meteoroloji istasyonu ve GPS izleme sistemi gibi ekipmanlarla donatılmış tam ölçekli bir test yatağıdır. Çalışmada, köprü üzerindeki ağır taşıtların neden olduğu titreşimler incelenmiştir. Trafik genellikle kesintili olduğundan, köprüdeki yükleme etkileri rüzgâr hızının düşük olduğu günlerde incelenmiştir. Sonuçlar, ağır vasıtaların köprüye giriş ve çıkışlarda, özellikle de doğal frekansları 1 Hz'in üzerinde olan yüksek titreşim modlarında önemli bir dinamik yük etkisine neden olduğunu göstermektedir.

Zhang vb. (2020), çalışmasında, sürtünme direnci oluşumunun temel mekanizmasını anlamak amacıyla tek kablo ve tepe semeri arasındaki sürtünme direncini araştırmak için sonlu elemanlar analizini kullanmıştır. Bu amaçla, basit ve etkili bir model önerilmekte ve tel kuvveti dağılımı, nominal sürtünme katsayısı ve semerin yan ve alt yüzeylerindeki sürtünme bileşenleri araştırılmıştır. Model, gerçek test sonuçlarına göre doğrulanmıştır ve tel ve semer arasındaki bağıl kayma arttıkça semerin yan ve alt yüzeylerindeki sürtünme

bileşenlerinin zıt eğilimler izlediği belirtilmektedir. Bu bilgiler, uzun açıklıklı, çok açıklıklı asma köprülerin tasarımında ve güvenliğinde önemli bir rol oynadığı belirtilmiştir.

Gou vd., (2021) çalışmasında eğimli tek kuleli kendinden ankrajlı asma köprülerin jeolojik koşullara uyum sağlama özelliği ve inşaat sırasında karmaşık yapısal davranışlarının neden olduğu zorluklar hakkında bilgi vermektedir. Çalışmada geçici yapılar konsepti önerilmiş ve inşaatı için izleme ve kontrol yöntemini göstermek için Yingbin Köprüsü'nün bir vaka çalışması gerçekleştirilmiştir. Geçici yapıların tepkileri bir yapısal sağlık izleme sistemi kullanılarak izlenmiş ve sonlu eleman modeli kullanılarak analiz edilmiştir. Sonuçlar, önerilen inşaat şemasının köprü inşaatının güvenlik ve kalite gereksinimlerini karşılayabileceğini ve sonlu eleman modelinin inşaat sırasındaki köprü davranışlarını makul bir şekilde tahmin edebileceğini göstermektedir.

Li vd. (2021), deneysel bir bakış açısıyla, bir asma köprünün kablo kelepçesi kaymasının tüm köprüye etki eden kuvvet üzerindeki etkisini incelemiştir. Hesaplama sonuçları, kablo kelepçesi kaymasının askıların kablo kuvvetlerini doğrudan etkilediğini göstermiştir. Askı kablosundaki kuvvet değişimi ana kirişin kuvvet dengesini bozarak artan bir tork üretmiştir. Kayma ayrıca ana kablodaki ve tabliyedeki eksenel gerilimi etkilemiştir, ancak kule iç kuvvetinin etkisi %1'den az olduğu sonucuna varılmıştır.

Liu vd. (2021), petrol boru hatlarını taşıyan bir asma köprünün yapısal analizini ele almıştır. MIDAS/CIVIL sonlu eleman analiz yazılımı kullanılarak köprünün uzamsal sonlu eleman analiz modeli oluşturulmuş ve statik ve dinamik özellikleri incelenmiştir. Dinamik analiz sonuçları, rüzgâr kablosunun köprünün doğal titreşim özelliklerini iyileştirebileceğini göstermiştir. Statik analiz sonuçları ise askının iç kuvvetlerinin eşit olarak dağıtıldığını ve her ana bileşenin gücünün güvenlik ihtiyaçlarını karşılayabildiğini göstermiştir.

Qin vd., (2021), yerçekimi rijitliği ilkesine dayanan yeni bir asma köprü formu önermiştir. Köprüde rijit ağlar ve çapraz destekler kullanılmıştır. Rijit ağlar, köprünün eğilme rijitliğini artırırken çapraz destekler, köprünün burulma rijitliğini artırmıştır. Bu yapısal elemanlar, farklı yüklere karşı koymak için geleneksel bir asma köprünün inşası tamamlandıktan sonra monte edilmiştir. Bu çalışmada, 340 m açıklığa sahip yeni bir demiryolu asma köprüsü ve 1020 m açıklığa sahip bir karayolu asma köprüsü tasarlanmış ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Gerilme, kirişlerin sehimi, ana kulelerin dengesiz kuvvetleri ve doğal frekanslar geleneksel asma köprülerinkilerle karşılaştırılmıştır. Ayrıca, küçük açıklıklı yeni tip asma köprü üzerinde bir rijitlik testi

gerçekleştirilmiş ve sonuçlar geleneksel köprü ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar, yeni asma köprünün geleneksel asma köprüye göre daha iyi performansa sahip olduğunu göstermiştir.

Zheng vd. (2021) dördüncü dereceden yarı doğrusal asma köprü probleminin gözlenebilirlik ve üstel kararlılık özelliklerini incelemiş ve çözümü için uygun teknikler sunmuştur.

Zhu vd., (2021), girdap kaynaklı titreşim (VIV) altında uzun açıklıklı bir köprüden geçen stokastik trafik akışı için, gerçek trafik davranışının yanı sıra araçlar (trafik akışı), rüzgar ve rüzgar arasındaki karmaşık etkileşimleri yeterince içeren genel bir sürüş konforu değerlendirme yaklaşımı önermektedir. Geliştirilen prosedür, prototip bir uzun açıklıklı asma köprünün saha izleme verileriyle doğrulanmıştır. VIV altında prototip köprüden geçen farklı trafik akışlarındaki araçların sürüş konforu, ISO 2631-1 standardında önerilen kriterler aracılığıyla değerlendirilmiştir. Ayrıca, trafik yoğunluğu, trafik oranı ve yol pürüzlülüğünün sürücülerin sürüş konforu üzerindeki etkileri incelenmiştir.

Zhuang vd. (2021), kendinden ankrajlı asma köprülerin ve toprak ankrajlı asma köprülerin yapısal sisteminden esinlenerek, yeni bir asma köprü tipi olan hibrit ankrajlı asma köprüleri incelemiştir. Bu köprü tipinde, ana kirişe ankraj kabloları ile bağlanan ek ankrajlar kullanılmaktadır. Bu yapısal sistem, yapısal verimliliği ve inşa edilebilirliği optimize etmek için uygun bir çözüm olarak değerlendirilmiştir. Çalışmada, bu yenilikçi yapısal sistemin statik davranışını anlamak için farklı analiz yöntemleri kullanılmıştır. Ayrıca, sayısal bir örneğin sonuçları kullanılarak önerilen yöntemin doğruluğu da doğrulanmıştır. Sonuç olarak, hibrit ankrajlı asma köprü, modern asma köprü endüstrisinde bir gelişme olarak kabul edilebilecek bir yapısal sistem olduğu belirtilmiştir.

Xu vd., (2022), eğimli ana kabloları ve askıları olan bir asma köprünün dinamik analizi için artımlı Lagrangian formülasyonu ve kinematik teorilerine dayanan bir sürekli model geliştirmiştir. Önerilen modelin doğruluğunu göstermek için, modal analiz sonuçları sonlu elemanlar yöntemiyle karşılaştırılmıştır. Modal analiz, ana kablonun eğim açısı, dikey ve yanal yönlerde tabliyenin eğilme rijitliğinin oranı, tabliyenin dikey eğilme rijitliğinin ve kablonun çekme rijitliğinin oranı ve tabliye kesitinin burulma atalet momenti gibi sistem parametrelerinin varyasyonlarıyla gerçekleştirilmiştir. Sonuçlar, özfrekans kümesi içindeki özfrekansların, dikey kabloları sahip bir asma köprüye kıyasla eğimli kabloları sahip köprüde daha düşük olduğunu göstermektedir. Köprü sisteminin özfrekans konumları arasındaki kesişme ve yön değiştirmesi fenomenleri gözlemlenmiştir ve bu durum, kesitsel bir köprü modeli kullanılarak daha ayrıntılı olarak incelenmiştir. Köprü

sisteminin rijitlik matrisindeki değişikliğin özfonksiyon üzerindeki etkisi de incelenmiştir. Bu çalışmanın sonuçları, yön değiştirmenin, ilgili iki modu birleştirerek köprü sisteminin modal özelliğini etkileyebileceğini göstermektedir. Bu etki, asma köprünün tasarımı sırasında dikkate alınması gereken bir faktördür.

1.3. Çalışmanın Amacı ve İçeriği

Türkiye’de dünya tarihinin akışını değiştiren Çanakkale’nin en önemli eserlerinden biri olan 1915 Çanakkale Asma Köprüsü, estetik tasarım ve yüksek mühendislik standartlarını fazlası ile karşılayan özelliklere sahiptir. 2023 m ana açıklığı ile dünyanın en uzun açıklıklı asma köprüsü olan 1915 Çanakkale Asma Köprüsü, aynı zamanda 334 m yüksekliğe sahip kuleleri ile de dünyanın en yüksek asma köprüsü unvanına sahiptir.

Bu tez çalışması kapsamında 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün geometrik olarak lineer olmayan üç boyutlu (3B) sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiştir. 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün statik ve dinamik analizleri 3B sonlu eleman modelleme kullanılarak yapılmıştır. Dinamik analizde yer hareketi olarak 1999 Kocaeli Depremi Gebze istasyonu kayıtları kullanılmıştır. 3B analizler ile elde edilen mod şekilleri, periyot ve frekanslar ile köprü kule ve tabliyesine ait yerdeğiştirme ile eğilme momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvet gibi iç kuvvetler hesaplanarak karşılaştırılmıştır. Tez kapsamında gerçekleştirilen sonlu eleman modelleri, hesaplamaları ve analizleri SAP2000 paket programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

1.4. Tarihsel Bakış

Köprü yapım tarihine genel olarak bakıldığında hem malzeme bilimi hem de yapısal analizler alanında 19. yüzyıl sonları ve 20. yüzyılın başlarında önemli ilerlemeler kaydedilmiştir. Belirtilen zamanlardan önce köprüler genel olarak mühendislik ve fen kurallarından ziyade sanatsal olarak tasarlanmaktaydı. Yapılara ait mühendislik teorileri henüz mevcut değildi ve bu kapsamda bilgiler kısıtlıydı. Bu sebeple, bu dönemden önce inşa edilen köprülerin çoğunluğu daha önceden inşa edilen köprülere ait deneysel ve gözlemsel verilere dayanmaktadır. Yapı davranışı ile ilgili teoriler ortaya çıktıkça ve bu teoriler yapı tasarımı konusunda rehber olmaya başlamıştır. Bununla birlikte, temel olarak köprü malzemelerinden olan beton ve elik üretimindeki ilerlemeler sayesinde köprü

tasarımı sanatın yanında bir bilim alanı olmuştur. En eski zamanlarda, harç bulunana kadar ahşap, taş ve kil gibi doğal kaynaklarla küçük açıklıklar üzerinde köprüler yapılmıştır. Romalılar, köprünün kemer yapısı şekli ve harç malzemesi kullanarak dayanıklı köprüler ve viyadükler inşa etmişlerdir. 7. yüzyılda Çin’de bulunan Anji Köprüsü inşasında köprü taş bölümlerini birbirine bağlamak için kurtagzı olarak dökme demir kullanılmıştır. 18. yüzyıla kadar ise yeni malzemeler, teknikler ve mühendislik bilgisi pek gelişmemiştir. Demir ve dökme demirin inşaat malzemesi olarak kullanılmaya başlanması yeni köprü sistemlerinin oluşmasına zemin hazırlamıştır. 1779 yılında dünyada İngiltere’de ilk dökme demir kafes köprüsü olan Coalbrookdale Köprüsü inşa edilmiştir. Bu köprü yaya geçişleri ve hafif taşımacılık amacıyla günümüzde halen kullanıma açıktır. Tarihteki ilk köprülerin beton, çelik ve yeni malzemeler kullanılarak geliştirilmiş hali günümüzde modern köprülerdir. Başta bilgisayar ve ilgili hesaplama araçlarının geliştirilmesinden sonra yani modern teknolojilerin yardımıyla köprü uzunlukları inanılmaz seviyelere ulaşmıştır. Asma köprülerin tarihsel gelişimini gösterecek bazı önemli köprüler ve bu köprülere ait bilgiler Tablo 1.1’de verilmektedir.

Tablo 1.1. Asma köprü açıklıklarının tarihsel gelişimi (Myerscough ve Hayward, 2013)

Köprü adı	Ana açıklık (m)	Yıl	Ülke
Union	140m	1820	İngiltere
Menai	176m	1826	İngiltere
Fribourg	266m	1834	Fransa
Wheeling	308m	1849	ABD
Cincinnati	322m	1867	ABD
Clifton (Niagara Falls)	386m	1869	ABD
Brooklyn	486m	1883	ABD
Williamsburg	489.5m	1903	ABD
Bear Mountain	497m	1924	ABD
Delaware River	533m	1926	ABD
Ambassador	564m	1929	ABD
George Washington	1067m	1931	ABD
Golden Gate	1280m	1937	ABD
Verrazano Narrows	1298m	1964	ABD
Humber	1410m	1981	İngiltere
Great Belt	1624m	1998	Danimarka
Akashi Kaikyo	1991m	1998	Japonya
1915 Çanakkale Asma Köprüsü	2023m	2022	Türkiye

1.5. Köprü Türleri

Köprüler, sınıflandırmanın amacına bağlı olarak birkaç şekilde sınıflandırılabilir. Köprülerin basit kirişli köprülerden modern kablolu köprülere veya asma köprülere dönüşmesiyle, köprüleri birkaç şekilde sınıflandırılabilmektedir. Köprüler, köprünün üst yapısının aşağıdaki özelliklerine göre sınıflandırılabilir:

- Yapı malzemeleri
- Açıklık mesafesi
- Konumu, hareketli köprüler için
- Açıklık türleri
- Tabliye konumu
- Kullanım amacı
- Geometrik şekli
- Yapısal formu

Yapısal Forma Göre Köprü Sınıflandırması:

Köprüler farklı yöntemlerle sınıflandırılmakla birlikte yapısal formuna göre sınıflandırma yaygın olarak kullanılmaktadır. Çünkü yapısal biçim; tasarım, inşaat, onarım ve bakım dahil olmak üzere köprünün tüm hizmet ömrünü etkileyen en önemli faktördür. Farklı yapısal formlara sahip köprülerin yük aktarım yolları ve uygun uygulama alanları vardır. Genel olarak köprüler aşağıda verilen türlerde sınıflandırılmaktadır (Lin ve Yoda, 2017):

- Kemer Köprüler
- Kirişli Köprüler
- Kafes Kirişli Köprüler
- Rijit Çerçeve Köprüler
- Ahşap Köprüler
- Gergin Eğik Askılı Köprüler
- Asma Köprüler

1.5.1. Kemer Köprüler

Kemer köprüler kirişli köprülerden sonra en eski köprü türü olmakla birlikte mimari açıdan klasik bir görünüm oluşturur. Kemer köprüler en güzel köprü çeşitlerinden biridir.

Kemer, merkezde mesnet gerektirmediginden vadileri ve nehirleri geçmek için iyi bir seçimdir. Kemerler, eğilme kuvvetlerine karşı yüksek direnç sağlayan eğrisel bir yapı kullanır. Kemer köprüler zeminin sağlam olduğu yerlerde tercih edilir. Kiriş ve makas köprülerden farklı olarak kemer köprülerde kemerin her iki ucundaki mesnetin yatay hareketine izin verilmez, mesnetler yatay yönde sabitlenir. Böylece kemer köprüye bir yük geldiğinde, örneğin üzerinden bir araba geçmesi durumunda kemer yataklarında yatay kuvvetler oluşur. Yapısal olarak dört temel kemer tipi vardır (Ghazayel, 2016).

- 1- Mafsalsız
- 2- İki mafsallı
- 3- Üç mafsallı
- 4- Bağlı kemerler

Mafsalsız kemer temellerde dönmeye izin vermez. Sonuç olarak, temelde büyük bir kuvvet (yatay, düşey ve eğilme kuvvetleri) üretilir ve mafsalsız kemer sadece zeminin çok sağlam olduğu yerlerde inşa edilebilir. Bununla birlikte, mafsalsız kemer çok rijit bir yapıdır ve diğer kemerlere göre daha az eğilmeye maruz kalır. Mafsallarda oluşan kuvvetler, yatay ve düşey kuvvetlerdir.

İki mafsallı kemer, dönmeye izin veren mafsallı yataklar kullanır.

Üç mafsallı kemerde, kemerin tepesine ek bir mafsallı eklenir. Temellerden herhangi birinde hareket varsa (depremler, çökme vb. nedeniyle) üç mafsallı kemer çok az zarar görür. Bununla birlikte, üç mafsallı kemer çok daha fazla bükülme alır ve imal edilmesi daha zordur.

Bağlı kemer, zemin yatay kuvvetlerle başa çıkmak için yeterince sağlam olmasa bile inşaata izin veren kemer üzerinde bir seçenektir. Daha sonra yatay kuvvetleri sınırlamak için temele güvenmek yerine, kirişin kendisi kemerin her iki ucunu birbirine bağlar. Dolayısıyla bu tür kemere “bağlı kemer” adı verilir (Ghazayel, 2016).

Şekil 1.1’de taş, Şekil 1.2’de çelik köprü örnekleri görülmektedir. Dünyadaki uzun açıklıklı kemer köprüler Tablo 1.2’de verilmiştir.



Şekil 1.1. Trabzon Yomra'da bir Taş Kemer Köprü (URL-1)



Şekil 1.2. Chaotianmen Köprüsü, Chongqing, Çin. (Lin ve Yoda, 2017)

Tablo 1.2. En Uzun Kemer Köprülerinin Listesi (URL-2)

Sıra	Köprü	Ana Açıklık	Malzeme	Açılış Yılı	Konum	Ülke
1	Ping'nan Third Köprüsü	575m	CFST	2020	Ping'nan Country Guangxi	Çin
2	Chaotianmen Köprüsü	552m	Steel	2009	Chongqing	Çin
3	Lupu Köprüsü	550m	Steel	2003	Shanghai	Çin
4	Bosideng Köprüsü	530m	CFST	2012	Hejiang County	Çin
5	New River Gorge Köprüsü	518m	Steel	1977	Fayetteville	ABD
6	Bayonne Köprüsü	510m	Steel	1931	Staten Island, Boyonne	ABD
7	Zigui Yangtze River Köprüsü	508m	CFST	2019	Zigui Contry	Çin
8	Sydney Harbour Köprüsü	503m	Steel	1932	Sydney	Avustralya
9	Wushan Köprüsü	460m	CFST	2005	Wushan (Chongqing)	Çin
10	Guantang Köprüsü	457m	Steel	2018	Liuzhou, Guangxi	Çin

1.5.2. Kirişli Köprüler

En yaygın köprü tipidir. Bir dere boyunca derenin iki yakası üzerine yerleştirilen basit bir kütük, kirişli bir köprü örneğidir. Kirişli köprülerde yaygın olarak I kesitli kirişler ve kutu kesitli kirişler kullanılmaktadır (Şekil 1.3) (Ghzayel, 2016).



Şekil 1.3. İki farklı kirişli köprü. Üst kısım plaka kirişli bir köprüdür (URL-3)

Kirişli köprüler, dayanaklar veya payandalar arasında desteklenen en yaygın, ucuz ve en basit yapısal biçimlerdir. En temel biçimde kirişli köprü, bir kütük bir dere boyunca her iki uçta payandalar tarafından desteklenir. Kiriş, kendi ağırlığına ve diğer dış yüklere dayanıklı olmalıdır. Kirişteki iç kuvvetler eğilme momenti ve kesme kuvvetidir. Kiriş pozitif bir eğilme momentine maruz kaldığında, kirişin üst lifleri basınca, alt lifleri ise çekmeye çalışır. Bu, yalnızca çekmeye çalışan bir kablodan veya esas olarak basınca çalışan bir yaydan daha karmaşıktır. Bu nedenle, kirişli köprü oluşturmak için yalnızca hem çekme hem de basınç için iyi çalışabilen malzemeler kullanılmalıdır. Beton ve taş, basınçta güçlü, çekmede ise zayıf oldukları için bir kiriş için iyi bir malzeme değildir. Eski kirişli köprüler çoğunlukla ahşaptan yapılmış olsa da, modern kirişli köprüler çelik veya betonarmeden yapılmaktadır. Çelik ve betonarmeden yapılmış sürekli kirişli köprülere ait örnekler Şekil 1.4 ve Şekil 1.5'te verilmektedir.



Şekil 1.4. Lagan köprüsü (beton sürekli kirişli köprü). (Lin ve Yoda, 2017)



Şekil 1.5. Kraliçe II. Elizabeth Köprüsü (çelik sürekli kirişli köprü). (Lin ve Yoda, 2017)

1.5.3. Kafes Kirişli Köprüler

Kafes köprüdeki tüm elemanlar çoğunlukla düzdür. Kafesler büyük miktarda ağırlığı destekleyebilen ve büyük mesafeleri geçebilen birçok küçük kirişten meydana gelmektedir. Birçok durumda kafes kirişlerin imalatı, montajı ve tasarımı nispeten daha basittir. Karmaşık formdaki kafes kirişler köprü üzerinden geçen sürücülerin dikkatini bozabilir. Bir kafes kirişli köprü, küçük boyutlu parçaların montajı sırasında büyük vinçlerin ve ağır ekipmanların kullanılmadığı durumlarda ideal bir köprü tipidir.

Tasarımcı, uzun bir öğrenme sürecinde birçok köprüyü önce görmüş ve incelemiş olmalıdır. Mevcut koşullarda, kirişli köprü, kemer köprü veya asma köprü olmak üzere ne tür tabliyenin uygun olabileceğini bilmelidir. Ayrıca, temel koşullarının açıklık ve taşıyıcı sistem seçimi üzerindeki etkisini de bilmelidir. Bu nedenle, köprünün tasarımcısı sadece bilgili değil aynı zamanda deneyimli bir kişi olmalıdır (Ghazayel, 2016).

Şekil 1.6’da taşıyıcı üst yapısı kafes üçgen birimlerden oluşan basit bir kafes kirişli köprü verilmektedir. Şekil 1.7’de ise modern bir kafes köprü görülmektedir.



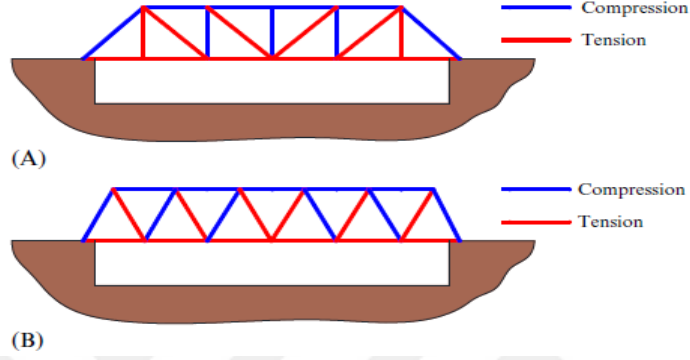
Şekil 1.6. Kaliforniya'daki Güney Pasifik Kafes Kirişli köprüsü (URL-4)



Şekil 1.7. Toyosu Köprüsü, Tokyo, Japonya. (Lin ve Yoda, 2017)

Modern köprülerin en eski tiplerinden biri kafes kirişli köprülerdir. Modern kafes köprüler için genellikle köşebent plaka bağlantıları kullanılır. Bu nedenle sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen kafes köprülerin gerçek performansını değerlendirmek için elemanların eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri dikkate alınmalıdır. Ancak tasarım açısından, güvenlik endişeleri ve ayrıca yapısal tasarım ve analizleri basitleştirmek için mafsallı bağlantı varsayımı dikkate alınır. Ek olarak, eksenel (normal) kuvvetler (eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri değil) genellikle elemanların gerilme koşullarını yönettiğinden, bu varsayım genellikle gerçek köprüler ve tasarım modelleri arasında büyük hatalara neden olmaz (Lin ve Yoda, 2017).

Bu varsayıma göre, kiriş elemanlarında dinamik yüklere tepki olarak çekme, basıç veya bazen her ikisi birden olabilir. Pratt kafes kirişindeki kiriş elemanlarındaki tipik eksenel kuvvetler ve ölü ağırlık altındaki Warren kirişindeki tipik eksenel kuvvetler Şekil 1.8'de gösterilmektedir. Basit tasarım yöntemi ve malzemelerin verimli kullanımı sayesinde, bir kafes köprünün tasarımı ve inşası ekonomiktir.



Şekil 1.8. Ölü ağırlık altındaki kafes köprülerdeki eksenel kuvvetler. (A) Pratt makası. (B) Warren kafes kirişi

Sürekli makas köprüsünün maksimum tek açıklığı Japonya'daki Tokyo Gate Köprüsü'nde 440m'dir. Bu köprü, Tokyo Körfezi'ne giden büyük bir deniz şeridini kapsamaktadır. Ancak Haneda Havaalanı'nın yakınında bulunduğu için yüksekliğinin kısıtlanmıştır. Bu nedenle göreceli ihtiyaç duyulan asma köprü ve asma köprü gibi diğer tasarım alternatifleri yüksek kuleler nedeniyle reddedilmiştir. Tokyo Gate Köprüsüne ait bir görünüş Şekil 1.9'da verilmektedir.



Şekil 1.9. Tokyo Gate Köprüsü (Lin ve Yoda, 2017)

Dünyadaki uzun açıklıklı kafes köprüler Tablo 1.3'te verilmiştir.

Tablo 1.3. Uzun Açıklıklı Kafes Köprülerinin Listesi (Lin ve Yoda, 2017)

Sıra	Köprü	Ana Açıklık	Açılış Yılı	Konum	Ülke	Tür
1	Québec Köprüsü	549m	1917	Quebec	Kanada	Konsol
2	Forth Köprüsü	521m	1890	Scotland	Birleşik Krallık	Konsol
3	Minato Köprüsü	510m	1973	Osaka	Japonya	Konsol
4	Commodore Barry Köprüsü	501m	1974	New Jersey	ABD	Konsol
5	Crescent City Connection	480m	1958-eastbound 1988-westbound	New Orleans Louisiana	ABD	Konsol
6	Howrah Köprüsü	457m	1943	West Bengal	Hindistan	Konsol
7	Veterans Memorial Köprüsü	445m	1995	Louisiana	ABD	Konsol
8	Tokyo Gate Bridge	440m	2012	Tokyo	Japonya	Sürekli
9	San Francisco-Oakland Bay Köprüsü	427m	1936	California	ABD	Konsol
10	Ikitsuki Köprüsü	400m	1991	Nagasaki Prefecture	Japonya	Sürekli

1.5.4. Gergin Eğik Askılı Köprüler

Gergin eğik askılı bir köprü genel olarak köprü açıklığının ortasında ayakların üzerine dikilmiş bir ya da daha çok kuleden oluşan sürekli kiriş olarak tanımlanabilir. Köprü üzerinde mevcut bulunan kulelerden genellikle her iki tarafa çapraz olarak kablolar uzanır ve böylece kirişi desteklemiş olur. Çelik kablolar son derece ekonomik, esnek ve dayanıklıdır. Köprü üzerindeki birkaç kablo tüm köprüyü kaldıracak kadar dayanıklı olsa da rüzgar kuvvetine karşı esneklikleri zayıflatır. Uzun açıklıklı gergin eğik askılı köprüler için, köprü'nün ve kabloların rüzgardaki stabilitesini dengede tutmak için detaylı ve dikkatli çalışmalar yapılmalıdır. Şiddetli rüzgarda köprü'nün hafif olması bir dezavantaj olsa da bu durum depreme karşı bir avantaj sağlar. Ancak, bir deprem sırasında veya zamanla temellerde düzensiz oturma meydana gelirse, gergin eğik askılı köprü zarar görebilir. Bu nedenle temellerin planlanmasında dikkatli olunmalıdır. Gergin eğik askılı köprülerin sade ve modern görünimleri kendilerini farklı ve çekici bir hale getirmektedir (Ghazayel, 2016).

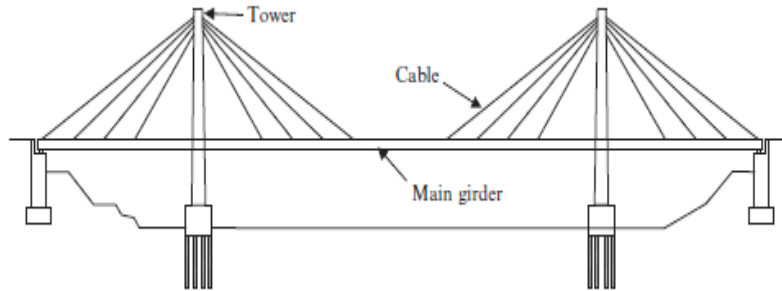
Gergin eğik askılı köprülerde daha uzun mesafeler için sıcaklıkların ve rüzgarların dikkate alınması gereken hesaplamalar son derece karmaşık hale gelmektedir ve bilgisayar analizlerinin yardımı olmadan imkansız olmaktadır. Ayrıca, gergin eğik askılı köprülerin imalatı da zorluklara sahiptir. Kuleler ve kirişler için kablo yönlendirme ve ekleri hassas ve

titiz imalat gerektiren karmaşık yapılardır. Gergin eğik askılı köprülere yönelik belirli bir sınıflandırma yoktur. Ancak, açıklık sayısı, kule sayısı, kiriş tipi, kablo sayısı vb. ile ayırt edebilirler. Kule sayısı ve tipinde olduğu kadar kablo sayısı ve dizilişinde de birçok varyasyon vardır. Kullanılan tipik kuleler tek, çift, portal ve hatta A-şekilli kulelerdir. Kablo düzenlemeleri de büyük ölçüde değişir. Bazı tipik çeşitler mono, arp, yelpaze ve yıldız düzenlemeleridir. Bazı durumlarda, kulenin yalnızca bir tarafındaki kablolar kirişe bağlanır, diğer taraf bir temele veya başka bir karşı ağırlığa sabitlenir (Ghzayel, 2016). Şekil 1.10'da gergin eğik askılı bir köprü örneği verilmektedir.



Şekil 1.10. Gergin eğik askılı köprü (Russky Köprüsü) (URL-5)

Gergin eğik askılı köprü, eğimli kablolarla yukarıya doğru meyilli olarak desteklenen kuleler arasında her açıklıkta birkaç noktadan oluşan ve ana kule(ler), kablo direkleri ve ana kirişlerden oluşan bir yapıdır. Sürekli kirişli köprülere kıyasla, hem sabit hem de hareketli yükten kaynaklanan iç kuvvetler, gergin eğik askılı köprülerde çok daha küçüktür. Mekanik bakış açısından, gergin eğik askılı köprü, yay kısıtlamaları olan statik olarak belirsiz sürekli bir kiriştir. Şekil 1.11'de şematik olarak gergin eğik askılı bir köprü görülmektedir.



Şekil 1.11. Şematik olarak gergin eğik askılı bir köprü

Asma köprülerden sonra en uzun ikinci açıklık kapasitesine sahip köprüler gergin eğik askılı köprülerdir. Gergin eğik askılı köprüler yaklaşık olarak 1000 m'ye kadar olan açıklıklar için idealdirler. Tablo 1.4'te dünyadaki en büyük 10 gergin eğik askılı köprü ve bilgileri verilmektedir (Lin ve Yoda, 2017).

Tablo 1.4. Dünyadaki uzun açıklıklı gergin eğik askılı köprüler (URL-6)

Sıra	Köprü	Açıklık (m)	Yıl	Konum	Ülke
1	Rusky köprüsü	1.104	2012	Vladivostok	Rusya
2	Hutong Yangtze River köprüsü	1.092	2020	Nantong-Suzhou,Jiangsu	Çin
3	Sutong Yangtze River köprüsü	1.088	2008	Suzhou-Nantong,Jiangsu	Çin
4	Stonecutters köprüsü	1.018	2009	Tsing Yi-Stonecutters Island,Hong Kong	Çin
5	Qingshan Yangtze River köprüsü	938	2021	Wuhan,Hubei	Çin
6	Edong Yangtze River köprüsü	926	2010	Huangshi,Hubei	Çin
7	Jiayu Yangtze River köprüsü	920	2019	Jiayu County,Hubei	Çin
8	Tatara köprüsü	890	1999	Ikuchi Island,Hiroshima-Ōmishima Island, Ehime	Japonya
9	Normandie köprüsü	856	1995	Le Havre,Seine-Maritime-Honfleur,Calvados	Fransa
10	Chizhou Yangtze River köprüsü	828	2019	Chizhou-Zongyang County,Anhui	Çin

1.5.5. Rijit Çerçevesel Köprüler

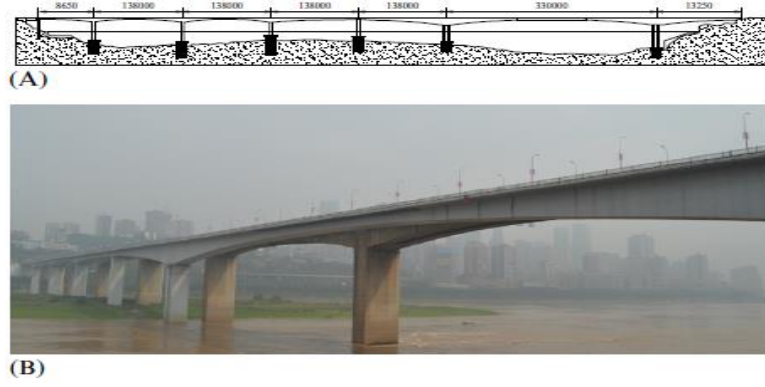
Rijit çerçevesel köprülerin kirişlerinin kesitleri yaygın olarak kutu veya I şekline sahiptir. Basit kirişli köprülere göre rijit çerçevesel köprülerde tasarım hesaplamaları çok daha zordur. Pek çok şekil olmakla birlikte, günümüzde pi şeklindeki çerçeve, eğimli direk çerçeve ve V şeklindeki çerçeve kullanılmaktadır. Eğimli direk rijit çerçeve köprüde bir açıyla eğimli ayaklar, nehrin ortasındaki temellerin veya bir vadinin derin kısımlarındaki ayakların inşasını gerektirmeden özellikle nehir ve vadi geçişleri için çok uygundur. Şehir içi karayolları için iskele ve destek olarak sıklıkla pi şeklindeki rijit çerçeve yapılar kullanılmaktadır. Çerçevelerle yükseltilmiş otoyolu desteklenir. Ayrıca bu tip araç trafiğinin köprünün altından ilerlemesine imkan tanır (Ghazayel, 2016). Şekil 1.12'de rijit çerçevesel bir köprüye ait görünüm verilmektedir.



Şekil 1.12. Rijit çerçeveli bir köprü (Merritt Pkwy Köprüsü-ABD) (URL-7)

Bir rijit çerçeveli köprü, düşey veya eğimli monolitik kolonlar üzerinde desteklenen üst yapıdan oluşur, burada üst yapı ve altyapı bir birim olarak hareket etmek üzere rijit bir şekilde bağlanır ve orta açıklıklı uzunluklar için ekonomiktir. Rijit çerçeveli köprülerin kullanımı 20. yüzyılın başlarında Almanya'da başlamıştır.

Rijit çerçeveli köprüler, üst yapı-alt yapı ile bütünleşik yapılar olup, üst yapı bir kiriş olarak kabul edilebilir. Üst yapı-alt yapı bütünleşik yapı köprüleri, çaprazlı rijit çerçeveli köprüleri, V-kollu rijit çerçeveli köprüleri ve kentsel alanlardaki viyadükleri içerir. Alt yapı ve üst yapı arasında bulunan bağlantı elemanları aksel kuvvetleri, kesme kuvvetlerini ve eğilme momentini aktaran rijit bağlantı elemanlarıdır. Rijit çerçeveli bir köprü tasarımı önemli ölçüde yapısal fayda ve kolaylıklar sağlayabilir. Bununla birlikte inşa edilmesi ve tasarlanması zor olabilir. Rijit çerçeveli bir köprünün güvertesinin merkezindeki momentler, basit bir şekilde desteklenen bir güvertedeki karşılık gelen momentlerden daha küçüktür. Bu nedenle, açıklık ortasında çok daha sık bir kesit kullanılabilir. Ek faydalar, güverte dayanaklarının gerekli olmadığı durumlarda yaklaşımlar ve yapısal detaylar için daha az alan gerekmesidir (Portland Cement Association, 1936). Bununla birlikte, statik olarak belirsiz bir yapı olarak, tasarım ve analiz, basit mesnetli veya sürekli köprülerden daha karmaşıktır. Yangzi Nehri boyunca uzanan $(86.5+138+138+138+138+330+132.5)$ m (Şekil 1.13), sürekli önceden preslenmiş rijit çerçeve Chongqing Shibampo çift hat Köprüsü, kendi kategorisinde 330 m'lik bir dünya rekoru ana açıklığına sahiptir (Qin vd., 2013). Tokyo'daki Toosu Köprüsü de Şekil 1.13'te gösterildiği gibi tipik bir rijit çerçeveli köprüdür (Lin ve Yoda, 2017).



Şekil 1.13. Çin'in Chongqing kentindeki ikinci Shibampo Köprüsü (A) Köprünün düzeni (B) İnşaat sonrası ana açıklık (Lin ve Yoda, 2017)

1.5.6. Ahşap Köprüler

Ahşap, yapı malzemeleri içerisinde en eski tarihe sahip malzemelerden biri olması sebebiyle köprülerde ahşap kullanımı genellikle mühendislik prensiplerinden ziyade uzun zamandır süre gelen bir yapım geleneğine dayanmaktadır. Yapı sektöründe ahşap ve ahşap esaslı malzemelerin kullanımı ahşabın hem farklı yapı türlerinde kullanımına olan ilginin artmasına hem de bir köprü malzemesi olarak kullanımına sebep olmaktadır. Ahşabın yapı türlerinde kullanımına olan artan ilgiyi desteklemek, ahşabın işlevsel, dayanıklı ve güvenli ahşap köprü yapılarını tasarlama ve analiz etme kabiliyetinin ve yapısal bir malzeme olarak tanınmasının bir dönüşümü olmuştur. Yapısal uygulamalarda herhangi bir yapı malzemesinin doğru bir şekilde anlaşılması doğru kullanımının anahtarıdır (Chen ve Duan, 2000). Ahşap köprülere ait örnek bir görünüm Şekil 1.14'te verilmektedir.



Şekil 1.14. Ahşap köprü (Montmorency Köprüsü, Kanada) (URL-8)

1.5.7. Betonarme Köprüler

Beton ve çeliğin birlikte kullanımı, köprü tipleri arasında betonarme köprüyü çok rekabetçi alternatif köprü tipi yapmıştır. Betonarme köprüler, ön üretimli prekast beton elemanlarından veya yerinde üretilen dökme betondan oluşabilir. Yerinde üretilen dökme betonarme köprüler genellikle sürekli ve monolitik olarak inşa edilir. Bu tip köprüler genel anlamda düşük bakım maliyeti ve depreme karşı dayanıklılık açısından daha iyi performans sağlarlar. Ancak, kısa sürede bir üretim planlanıyorsa yerinde üretilen dökme betonarme köprüler iyi bir seçim olmayabilir (Chen ve Duan, 2000). Örnek bir betonarme köprü görünümü Şekil 1.15'te verilmektedir.



Şekil 1.15. Dünyanın ilk betonarme köprüsü (URL-9)

1.5.8. Öngerilimli Beton Köprüler

Öngerilmeli beton, kullanım sırasında bulunanlara karşı inşaat sırasında basınç gerilmeleri oluşturan bir betonarme şeklidir. Başka bir deyişle, her malzemenin mukavemetinden yararlanan çelik ve betonun birleşimidir (Chen ve Duan, 2000).

Öngerilme, bir yapıya çeşitli türlerde yapay kuvvetler getirebilir. Örneğin, bir parabolik öngerilme tendonu (Şekil 1.16), eğriliğinin karşısında düzgün bir yük üretebilir. Parabolik olarak şekillendirilmiş bir öngerilme tendonu, daha küçük bir ölçekte olmasına rağmen, bir asma köprünün ana kablolarından çok farklı değildir. Düzgün bir şekilde düzenlenirse, bir köprü kirişinin ölü ağırlığını tamamen veya kısmen dengelemek için öngerilme kullanılabilir. En iyi sonucu elde etmek için dengeleme derecesi uygun şekilde kontrol edilebilir. Parabolik şekilden başka bir ön gerilmeli tendon profilinin diğer şekilleri de kullanılabilir.



Şekil 1.16. Öngerilmeli beton bir köprü (URL-10)

Aslına bakılırsa, askılı bir köprünün payandaları, öngerilmenin özel bir durumu olarak görülebilir. Her kablodaki kuvveti belirterek kirişte çeşitli moment diyagramları üretilebilir. Kuşkusuz, öngerilmenin orijinal fikri, servis yükleri altında maruz kalınan çekme gerilmelerinin üstesinden gelebilmesi için betonu önceden sıkıştırmaktır. Bu fikrin tanıtılması, geçen yüzyılda birçok uzun açıklıklı beton köprü inşa edilmesine izin vermiştir. Bununla birlikte, öngerilmeli beton köprüler tasarlarken, betonun sünme ve büzülmesinden ve çeliğin gevşemesinden dolayı yapının uzun vadeli deformasyonunun etkileri göz ardı edilemez. Uzun açıklıklı öngerilmeli beton köprüler için bu etkiler oldukça önemli olabilir. Öngerilme uygulaması betonla sınırlı değildir. Çelik bir köprü de öngerdirilebilir. Öngerilme, yapısal malzemeler ne olursa olsun, yapıda yapay kuvvetler meydana getirir.

1.5.9. Çelik Beton Kompozit Kutu Kirişli Köprüler

Şehir içi veya şehirlerarası otoyolların üzerinede yatay kurplu ve uzun açıklıklı köprülerin yapımında genellikle kutu kirişli köprüler tercih edilmektedir. Kutu kirişler yüksek eğilme kapasitesine ve burulma sertliğine sahip olmakla birlikte kapalı şekli ile açıkta kalan yüzeyi azaltarak köprüyü korozyona karşı daha az duyarlı hale getirir. Ayrıca, pürüzsüz olması sebebiyle kutu kirişli köprüler estetik açıdan daha iyi görünüme sahiptirler. Çelik-beton kompozit kutu kirişler bir başka ifadeyle beton döşemeli çelik kutu kompozit kirişler ve ortotropik döşemeli çelik kutu kirişler olmak üzere iki tip çelik kutu kiriş bulunmaktadır. Orta açıklıklılığı 30-60m olan köprülerde genellikle kompozit kutu kirişler kullanılır. Ortotropik döşemeli çelik kutu kirişler ise genellikle daha uzun açıklıklar olması durumunda kullanılır (Chen ve Duan, 2000). Şekil 1.17’de çelik-beton kompozit kutu kirişli örnek bir köprü verilmektedir.



Şekil1.17. Çelik-beton kompozit kutu kirişli bir köprü (Westgate köprüsü, Gloucester) (URL-11)

1.5.10. Yatay Eğrilikli Köprüler

Yatay eğriliğe sahip köprüler karmaşık geometriler, sınırlı geçiş durumları ve yoğun araç trafiğini azaltma sebepleriyle otoyol kavşaklarında ve kentsel otoyollarda bir norm haline gelmektedir. Bu tür bir üst yapı, ulaşım mühendisliğinin ihtiyaçlarını karşıladığı için 1960'ların başından beri kullanılmaktadır (Chen ve Duan, 2000). Şekil 1.18'de örnek bir yatay eğrilikli köprü verilmektedir.



Şekil 1.18. Yatay eğrilikli örnek bir köprü (URL-12)

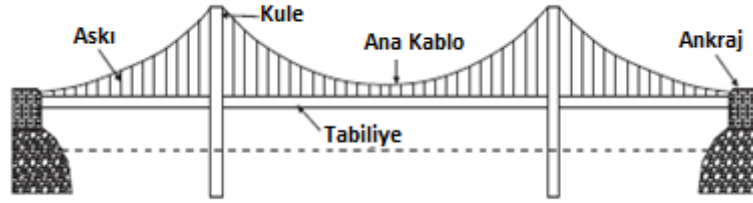
1.5.11. Asma Köprüler

Asma köprü, tabliyenin yük taşıyan kısmı düşey askılar üzerindeki ana kabloların altına asıldığı bir köprü türüdür. Bu tür köprünün ilk modern örnekleri 19. yüzyılın başlarında inşa edilmiştir. Düşey askıları olmayan basit asma köprüler, dünyanın birçok dağlık bölgesinde çok eski bir geçmişe sahiptir. Bu köprü tipinde, kuleler arasında asılı duran kablolar ile trafiğin üzerinden geçtiği tabliyenin ağırlığını taşıyan düşey askılar bulunur. Bu düzenleme, tabliyenin düz olmasını veya ilave boşluk için yukarı doğru eğim yapmasını sağlar. Köprüye uygulanan herhangi bir yük, bu ana kablolarda bir gerilmeye

dönüştürüleceğinden, ana kablolar köprünün her iki ucuna sabitlenmelidir. Ana kablolar, kulelerin ötesinde zemin seviyesindeki mesnetlere kadar devam eder ve ayrıca zemindeki ankrajlarla bağlantılara devam eder. Yol, askı adı verilen düşey askı kabloları veya çubuklarla desteklenir (Lin ve Yoda, 2017).

1.6. Asma Köprülerin Araştırılması, Temel Özellikleri ve Elemanları

Tipik bir asma köprü, eyer olarak bilinen özel bir yapı yardımıyla ana kulelerden geçen ve onları tutan büyük ankrajlarla biten, ana kablolarla askılarla asılan bir kiriştir. Şekil 1.19’da tipik bir asma köprüye ait kule, askı, ana kablo ve ankraj olmak üzere temel yapısal elemanlar gösterilmektedir.



Şekil 1.19. Asma köprünün elemanları

Asma köprülerin, kabloları çekmeye ve kuleleri basınca çalışır. Genellikle kafes veya kutu kesitli olan tabliyede, yine çekmeye çalışan düşey askı kabloları veya askı adı verilen çubuklarla ana kablolarla bağlanır. Ağırlıklar, kablolar aracılığı ile kulelere, kulelerden de yine kablolar ile köprünün her iki ucundaki ankrajlara ve son olarak da zemine aktarılır. Ana kablolarının eğrisel şekli kemerinkine benzer. Bununla birlikte, ana kablo, kemerdeki basınç kuvvetlerinden farklı olarak sadece çekme kuvvetlerini taşıyabilir. Ayrıca bu sayede kablo asla "bükülmez" ve yüksek mukavemetli çelik malzemelerin yüksek verimli kullanımı mümkün olur. Asma köprülerin kullanımı, diğer köprü türlerine göre daha uzun ana açıklıklar elde edilmesini sağlar ve yaklaşık 2km'ye kadar veya daha büyük açıklıklar için pratiktir (Lin ve Yoda, 2017). Dünyadaki 1000m'den daha uzun ana açıklığa sahip asma köprüler Tablo 1.5'te verilmektedir. Tablo 1.6'da ise yapım aşamasındaki asma köprülerin listesi verilmektedir.

Tablo 1.5. Dünyadaki 1000m'den uzun ana açıklıklı asma köprüler (URL-13)

Sıra	Köprü Adı	Ana Açıklık(m)	Açılış Yılı	Konumu	Ülke
1	1915 Çanakkale Köprüsü	2023	2022	Gelibolu-Lapseki	Türkiye
2	Akashi Kaikyō	1991	1998	Kobe	Japonya
3	Yangsigang Yangtze River	1700	2019	Wuhan	Çin
4	Nansha	1688	2019	Dongguan	Çin
5	Xihoumen	1650	2009	Zhoushan	Çin
6	Great Belt	1624	1998	Korsør-Sprogø	Danimarka
7	Osman Gazi	1550	2016	Dilovası-Altınova	Türkiye
8	Yi Sun-sin	1545	2012	Gwangyang-Yeosu	Güney Kore
9	Runyang	1490	2005	Yangzhou-Zhenjiang	Çin
10	Second Dongtinghu	1480	2018	Yueyang	Çin
11	Nanjing Fourth Yangtze	1418	2012	Nanjing	Çin
12	Humber	1410	1981	Hessle-Barton-upon-Humber	Birleşik Krallık
13	Yavuz Sultan	1408	2016	Istanbul (Bosphorus)	Türkiye
14	Jin'an	1386	2020	Lijiang	Çin
15	Jiangyin	1385	1999	Jiangyin	Çin
16	Tsing Ma	1377	1997	Tsing Yi-Ma Wan	Hong Kong
17	Hardanger	1310	2013	Ulvik - Ullensvang	Norveç
18	Verrazzano-Narrows	1298	1964	New York City	ABD
19	Golden Gate	1280	1937	San Francisco-Marin County	ABD
20	Yangluo	1280	2007	Wuhan	Çin
21	Höga Kusten	1210	1997	Utansjö	İsveç
22	Nansha	1200	2019	Dongguan	Çin
23	Hongjun Chishuihe	1200	2019	Xishui-Gulin	Çin
24	Longjiang River	1196	2016	Wuhexiang	Çin
25	Aizhai	1176	2012	Jishou	Çin
26	Wujiagang Yangtze River	1160	2021	Yichang	Çin
27	Mackinac	1158	1957	Mackinaw City - St. Ignace	ABD
28	Ulsan	1150	2015	Ulsan	Güney Kore
29	Hålogaland	1145	2018	Rombaken, Narvik	Norveç
30	Qingshui River	1130	2015	Kaiyang County, Guizhou	Çin
31	Huangpu	1108	2008	Guangzhou (Guangdong)	Çin
32	Minami Bisan-Seto	1100	1989	Sakaide - Shiwaku Islands	Japonya
33	Xingkang	1100	2018	Luding County, Sichuan	Çin
34	Kaizhouhu	1100	2021	Guizhou	Çin
35	Wufengshan Yangtze River	1092	2020	Zhenjiang, Jiangsu	Çin
36	Fatih Sultan Mehmet	1090	1988	Istanbul (Bosphorus)	Türkiye
37	Baling River	1088	2009	Guanling Buyei and Miao	Çin
38	Taizhou	1080	2012	Taizhou	Çin
39	Ma'anshan	1080	2013	Ma'anshan (Anhui)	Çin
40	Boğaziçi	1074	1973	Istanbul (Boğaziçi)	Türkiye
41	George Washington	1067	1931	New York City - Fort Lee	ABD
42	Fuma Yangtze River	1050	2017	Wanzhou (Chongqing)	Çin
43	Qipanzhou Yangtze River	1038	2021	Huangshi, Hubei	Çin
44	Third Kurushima-Kaikyō	1030	1999	Imabari - Umashima Island	Japonya
45	Second Kurushima-Kaikyō	1020	1999	Umashima Island - Ōshima	Japonya
46	Xintian Yangtze River	1020	2022	Wanzhou, Chongqing	Çin
47	25 de Abril	1013	1966	Lisbon - Almada	Potekiz
48	Forth Road	1006	1964	South Queensferry - North	İngiltere
49	Yidu Yangtze River	1000	2021	Yidu, Hubei	Çin

Tablo 1.6. Yapım aşamasındaki asma köprülerin listesi (URL-13)

Sıra	Köprü Adı	Ana Açıklık (m)	Açılış Yılı	Konumu	Ülke
1	Nanjing Xianxin Road Yangtse River	1760	2023	Nanjing	Çin
2	Lingding	1666	2024	Shenzhen	Çin
3	Yanji Yangtse River	1650	2025	Huanggang-Ezhou	Çin
4	Longtan Yangtse River	1560	2024	Nanjing-Yangzhou	Çin
5	Xihoumen Rail/Road	1488	2026	Zhoushan	Çin
6	Shuangliu Yangtze River	1360	2024	Xinzhou District-Ezhou	Çin
7	Dahe	1250	2023	Lipanshui	Çin
8	Brăila	1120	2023	Brăila	Romanya
9	Chacao Channel	1100	2023	Calbuco	Chile
10	Kaizhouhu	1100	2021	Guizhou	Çin
11	Longmen	1098	2024	Qinzhou	Çin
12	Qiaojia Jinsha River	1060	2022	Yunnan-Sichuan	Çin
13	Kahalu Jinsha River	1030	2023	Yunnan-Sichuan	Çin
14	Xintian Yangtse River	1020	2023	Wanzhou, Chongqing	Çin
15	Jiangdihe	920	2023	Yunnan	Çin
18	Oujiang North	800	2021	Wenzhou, Zhejiang	Çin
18	Lüzhijiang	780	2021	Yunnan	Çin
20	Youxi Yangtse River	760	2022	Chongqing	Çin
21	Guojiatuo	720	2022	Jiangbei&Banan	Çin
21	Honghe Jianyuan	700	2021	Yuanyang	Çin
23	Hesandu Wujiang	680	2021	Guizhou	Çin
24	Rushankou	666	2023	Shandong	Çin
25	Jinshajiang Hutiaoxia Railway	660	2021	Hutiaoxiazhen	Çin
26	Yangbaoshan	650	2021	Guizhou	Çin

Japonya’da bulunan ve görseli Şekil 1.20’de verilen Akashi Kaikyō Asma Köprüsü Honshu'daki Kobe şehrini Awaji Adası'ndaki Iwaya'ya bağlamaktadır. 1998 yılında tamamlanmasından 2022 yılına kadar, köprü 1991m ana açıklığı ile dünyadaki en uzun ana açıklığa sahip asma köprü olmuştur (Lin ve Yoda, 2017).

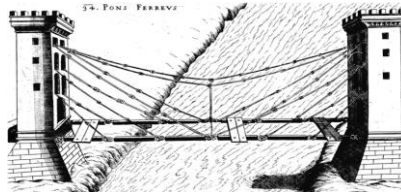


Şekil 1.20. Akashi Kaikyō Köprüsü, Japonya (URL-14)

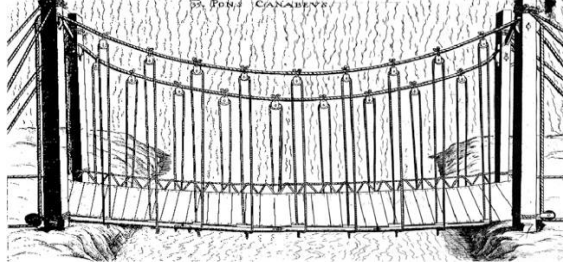
1.6.1. Birincil Asma Köprüler

Asma köprüler, tarihsel gelişimi itibari ile çok eskiye dayanmaktadır. Basit geçiş araçları veya ilkel asma köprüler, günümüz modern asma köprülerin atalarıdır. Yaklaşık olarak 2000 yılı aşkın bir zaman önce demir zincirli kablolarla Çin'de asma köprüler inşa edilmiştir. 16. yüzyılda Avrupa'da doğu kökenli olduğu varsayılan demir asma köprü tipi ortaya çıkmıştır ve 18. yüzyılda geliştirilmeye başlanmıştır. 18. yüzyılın ortalarında ana kablo olarak ferforje zincir kullanılmasına rağmen, 19. yüzyılın ikinci yarısında çeliğin icadı ile ana açıklığında hızlı bir büyüme meydana gelmiştir. Günümüzde çok uzun açıklıklı köprüler için asma köprüler en uygun köprü türüdür (Okukawa vd., 2000).

Pugsley asma köprünün kökenini, sıcak ülkelerdeki sarmaşıkların, asmaların ve diğer bitkilerin halatlarına borçlu olduğunu yazmıştır. Ancak modern asma köprü fikri oldukça farklıdır. Thangtong Gyalpo, 1433'te Doğu Bhutan'da sekiz adet köprü inşa etmiştir, ancak demir zincir köprülerinde tüm modern asma köprülerde olduğu gibi asma tabliyeli köprü yoktu. Bunun yerine Gyalpo köprülerinin hem korkuluklarında hem de yürüme katmanında teller kullanılmış ve şapı taşıyan gerilim noktaları demir zincirlerle güçlendirilmiştir. Gyalpo'nun bir asma köprünün ilk tasarımcısı olarak kabul edilmemesinin nedeni budur. Gyalpo köprülerinden birinin diyagramı İngiliz kaşif Laurence Austine Waddell tarafından 1905'te raporda yayınlanmıştır. Thangtong Gyalpo'yu doğaüstü yeteneklere sahip evrensel bir deha olan demir zincirli bir asma köprü üreticisi olarak tanımlamaktadır. Modern bir asma köprünün ilk tasarımı Navier ve Kawada tarafından İtalyan mühendis Fausto Veranzio'ya 1595 yılında bir şekilde asma köprü ile asma köprü arasında bir uzlaşma olan bir demir köprü önermiştir. Bu köprü Şekil 1.21'de verilmektedir. Veranzio, modern asma köprülere oldukça benzeyen kenevir ipleri (Pons Canabeus) ile asılan ahşap bir köprü tabliyesi de tasarlamıştır. Bu köprü ise Şekil 1.22'de verilmektedir. Bu köprülerin hiçbiri ise inşa edilmemiştir.



Şekil 1.21. Fausto Verazio tarafından tasarlanan Demir Köprü (1595)



Şekil 1.22. Fausto Veranzio tarafından tasarlanan kenevir ipli köprü (1595)

Tarihte bilinen ilk asma köprü 1801 yılında İrlandalı yargıç ve mühendis James Finley (1756-1828) tarafından ABD Pennsylvania’da inşa edilen Jacob Creek Köprüsü’dür. Bu köprü, ferforje zincirler kullanan ve düz bir güverteye sahip bir asma köprünün ilk örneğidir (URL-12). Tarihte bilinen ilk asma köprüye ait görünüm Şekil 1.23’te verilmektedir.



Şekil 1.23. Jacob Creek Köprüsü’nün görünümü (URL-15).

19. yüzyılda Büyük Britanya’da birçok asma köprü inşa edilmiştir. Kısa bir süre içinde bu köprülerin kuvvetli rüzgara karşı dayanıklı olmadığı görülmüştür. 1818 ve 1889 yılları arasında on adet asma köprü rüzgar fırtınalarında büyük hasar görmüş ya da yıkılmıştır (Gazzola, 2015).

1.6.2. Modern Asma Köprülerin Gelişimi

18. yüzyılda demir üretiminin başlaması ve köprü yapılarındaki gelişmeler ile birlikte modern asma köprüler ortaya çıkmıştır. 1801’de ABD’de Finley tarafından 21,3 m merkez açıklığına sahip Jacobs Creek Köprüsü inşa edilmiştir. Bu köprünün kablosunda oluşacak aşırı deformasyonları engellemek amacıyla köprüye rijitlik kazandıracak kafes kirişin kullanılması köprünün belirgin ve ayırt edici bir özelliği olmuştur. Şu anda otomobiller

için hizmet veren en eski asma köprü olan 214 m merkez açıklığına sahip Clifton Köprüsü'nün yapımına 1831'de başlanmış ve 1864'te Birleşik Krallık'ta ferforje zincirler kullanılarak tamamlanmıştır (Okukawa vd., 2000).

Paralel tel kabloların inşasında kullanılan havadan döndürme yöntemi (AS yöntemi), Roebling tarafından 1855 yılında tamamlanan 246 m ana açıklığa sahip Niagara Şelalesi Köprüsü'nün inşası sırasında icat edilmiştir. Bu teknoloji, çelik tellerin ilk kez kullanıldığı ve 1883 yılında tamamlanan 486 m ana açıklığa sahip Brooklyn Köprüsü'nde kullanılmaya başlanmıştır. İlk modern asma köprü olarak kabul edilen Brooklyn Köprüsü, Roebling ailesinin - baba, oğul ve gelin - 14 yıllık özverili çabalarıyla New York'un Doğu Nehri üzerinde inşa edilmiştir.

1903 yılında 448 m ana açıklığa sahip Manhattan Köprüsü ve 1909 yılında 488 m ana açıklığa sahip Williamsburg Köprüsü nehrin üst kısımlarında inşa edilmiştir. Orta açıklığı 1000 metreden uzun olan ilk köprü ise New York'ta Hudson Nehri üzerindeki George Washington Köprüsü'dür. Ana açıklığı 1067 m olan bu köprü 1931 yılında tamamlanmıştır. 1936 yılında San Francisco Körfezi bölgesinde ana açıklığı 704 m olan ikiz asma köprü San Francisco-Oakland Körfez Köprüsü ve 1937 yılında ana açıklığı 1280 m olan Golden Gate Köprüsü inşa edilmiştir.

1940 yılında, 853 m ana açıklığı ile o dönemde dünyanın en uzun üçüncü köprüsü olan Tacoma Narrows Köprüsü, 8,5 metreye varan eğilme modu salınımları ve bunu takip eden burulma modu titreşimleri sergilemiştir. Sonunda, tamamlanmasından sadece 4 ay sonra 19 m/s'lik bir rüzgar altında çökmüştür. Bu kazadan sonra rüzgara dayanıklı tasarım asma köprüler için hayati önem kazanmıştır. Başlangıçta I-kiriş ile takviye edilen Tacoma Narrows Köprüsü, 1950 yılında aynı açıklık uzunluğunda ve makas tipi takviye kirişi kullanılarak yeniden inşa edilmiştir.

Ana açıklığı 1158 m olan Mackinac Boğazı Köprüsü 1956 yılında Golden Gate Köprüsü ile kıyaslanabilecek büyüklükte bir asma köprü olarak inşa edilmiş, 17 yıl aradan sonra dünya rekorunu güncelleyen ana açıklığı 1298 m olan Verrazano Narrows Köprüsü ise 1964 yılında inşa edilmiştir.

Ana açıklık uzunlukları olağanüstü uzun olmasa da İkinci Dünya Savaşı'nın sonundan 1960'lara kadar Avrupa'da dikkate değer asma köprüler inşa edilmiştir.

Birleşik Krallık'ta, ana açıklığı 1006 m olan Forth Road Köprüsü bir kafes kiriş kullanılarak inşa edilmiş olsa da, ana açıklığı 988 m olan Severn Köprüsü 1966 yılında kutu kiriş ve eğik askıları ile eş zamanlı olarak inşa edilmiştir. Bu benzersiz tasarım asma

köprü teknolojisinde devrim yaratmıştır. Ana açıklığı 1410 m olan ve 1997'den önce dünyanın en uzun köprüsü olan Humber Köprüsü de Severn Köprüsü'ne benzer bir teknoloji kullanılarak inşa edilmiştir. Portekiz'de, 25 de Abril Köprüsü demiryolu trafiğini ve gelecekteki araç trafiğini taşımak üzere tasarlanmış ve 1013 m ana açıklığı ile 1966 yılında tamamlanmıştır.

1998 yılında Danimarka'da 1624 m ile ikinci en uzun ana açıklığa sahip Great Belt East Köprüsü kutu giriş kullanılarak tamamlanmıştır.

Japonya'da Honshu-Shikoku Köprülerinin inşası için araştırmalar 1961 yılında Japonya İnşaat Mühendisleri Derneği tarafından başlatılmıştır. Honshu-Shikoku Köprü Projesi kapsamında uzun açıklıklı asma köprüler için geliştirilen teknoloji, ilk olarak 1973 yılında tamamlanan 712 m ana açıklığa sahip Kanmon Köprüsü'nün, ardından 1973 yılında Kore Cumhuriyeti'nde tamamlanan 400 m ana açıklığa sahip Namhae Köprüsü'nün ve 1977 yılında tamamlanan 465 m ana açıklığa sahip Hirado Köprüsü'nün yapımına katkıda bulunmuştur. Honshu-Shikoku Köprü Projesi'nin ilk asma köprüsü olan 770 m ana açıklıklı Innoshima Köprüsü 1983 yılında inşa edilmiş, bunu araç yüklerinin yanı sıra gelecekteki demiryolu trafiğini de taşıyacak şekilde tasarlanan ve 876 m ana açıklıkla 1985 yılında tamamlanan Ohnaruto Köprüsü izlemiştir. 1988 yılında trafiğe açılan Honshu-Shikoku Köprü Projesi'nin ana güzergahı, köprülerin yüksek hızlı trenleri taşımaya olanak tanıyan üstün teknolojiyi içermektedir. Bu güzergahta 1100 m ana açıklığa sahip Minami Bisan-Seto Köprüsü, 990 m ana açıklığa sahip Kita Bisan-Seto Köprüsü ve 940 m ana açıklığa sahip Shimotsui-Seto Köprüsü gibi uzun açıklıklı asma köprüler yer almaktadır. 1998 yılında tamamlanan ve 1991 m ana açıklığına sahip olan Akashi Kaikyo Köprüsü, köprü yapım teknolojisinin günümüze kadarki birikimini temsil etmektedir. Ayrıca, 876 m ana açıklığa sahip Ōnaruto Köprüsü 1985 yılında, 1020 m ana açıklığa sahip Second Kurushima-Kaikyō Köprüsü ve 1030 m ana açıklığa sahip Third Kurushima-Kaikyō Köprüsü 1989 yılında, 720 m ana açıklığa sahip Hakuchō Köprüsü 1998 yılında trafiğe açılmıştır. (Okukawa vd., 2000; URL-12).

Türkiye'de, orta açıklığı 1074 m olan Boğaziçi Köprüsü 1973 yılında Severn Köprüsü'ne benzer bir köprü tipiyle inşa edilmiş, orta açıklığı 1090 m olan ve günümüzde Fatih Sultan Mehmet Köprüsü olarak adlandırılan İkinci Boğaziçi Köprüsü ise diyagonal askı halatları yerine dikey askı halatları kullanılarak 1988 yılında tamamlanmıştır. 2016 yılında hizmete açılan Yavuz Sultan Selim Köprüsü ya da Üçüncü Boğaz Köprüsü, 59 metre genişliğe, 322 metre kule yüksekliğine ve 1408 metre ana açıklığa sahiptir. 2016

yılında inşa edilen Osmangazi Asma Köprüsü, 1550 metre ana açıklığı ve 2682 metre toplam uzunluğuna sahiptir. 2022 yılında tamamlanan 1915 Çanakkale Asma Köprüsü 2023 m ana açıklığı ve 334 m kule yüksekliği ile dünyanın en büyük asma köprüsüdür. (Okukawa vd., 2000; URL-12).

Çin’de, 1377 m ana açıklığa sahip birleşik bir demiryolu ve karayolu köprüsü olan Tsing Ma Köprüsü (Hong Kong) 1997 yılında tamamlanmıştır. 900 m ana açıklığa sahip Xi Ling Yangtze River Köprüsü 1996 yılında, 1385 m ana açıklığa sahip Jiangyin Yangtze River Köprüsü 1996 yılında, tamamlanmıştır. 900 m ana açıklığa sahip Xiling Köprüsü 1996 yılında, 888 m ana açıklığa sahip Humen Pearl River Köprüsü 1997 yılında, 1385 m ana açıklığa sahip Jiangyin Yangtze River Köprüsü 1999 yılında, 960 m ana açıklığa sahip Yichang Köprüsü 2001 yılında, 1490 m ana açıklığa sahip Runyang Köprüsü 2005 yılında, 1280 m ana açıklığa sahip Yangluo Köprüsü 2007 yılında, 1108 m ana açıklığa sahip Huangpu Köprüsü 2008 yılında, 1650 m ana açıklığa sahip Xihoumen Köprüsü, 1088 m ana açıklığa sahip Baling River Köprüsü ve 900 m ana açıklığa sahip Si Du River Köprüsü 2009 yılında, 1418 m ana açıklığa sahip Nanjing Fourth Yangtze Köprüsü, 1176 m ana açıklığa sahip Aizhai Köprüsü, 1080 m ana açıklığa sahip Taizhou Köprüsü ve 820 m ana açıklığa sahip Nanxi Köprüsü 2012 yılında, 1080 m ana açıklığa sahip Ma’anshan Köprüsü, 856 m ana açıklığa sahip Lishui River Köprüsü ve 788 m ana açıklığa sahip Qincabei Köprüsü 2013 yılında, 850 m ana açıklığa sahip Yingwuzhou Köprüsü 2014 yılında, 1130 m ana açıklığa sahip Qingshui River Köprüsü 2015 yılında, 1196 m ana açıklığa sahip Longjiang River Köprüsü, 838 m ana açıklığa sahip Zhixi Yangtze River Köprüsü 2016 yılında, 1050 m ana açıklığa sahip Fuma Yangtze River Köprüsü, 880 m ana açıklığa sahip Cuntan Yangtze River Köprüsü, 730 m ana açıklığa sahip Jinshajiang Jindong Köprüsü 2017 yılında, 1480 m ana açıklığa sahip Second Dongtinghu Köprüsü ve 1100 m ana açıklığa sahip Xingkang Köprüsü 2018 yılında, 1688 m ana açıklığa sahip Nansha Köprüsü ve 1700 m ana açıklığa sahip Yangsigang Yangtze River Köprüsü, 1200 m ana açıklığa sahip Nansha Köprüsü ve Hongjun Chishuihe Köprüsü, 926 m ana açıklığa sahip Xiushan Köprüsü 2019 yılında, 1386 m ana açıklığa sahip Jin’an Köprüsü, 1092 m ana açıklığa sahip Wufengshan Yangtze River Köprüsü, 808 m ana açıklığa sahip Taihong Yangtze River Köprüsü, 766 m ana açıklığa sahip Jinshajiang Hutiaoxia Köprüsü, 738 m ana açıklığa sahip Yuecheng Xijiang Köprüsü 2020 yılında, 1160 m ana açıklığa sahip Wujiagang Yangtze River Köprüsü, 1100 m ana açıklığa sahip Kaizhouhu Köprüsü, 1038 m ana açıklığa sahip Qipanzhou Yangtze River Köprüsü, 1000 m ana açıklığa sahip Yidu

Yangtze River Köprüsü, 739 m ana açıklığa sahip Changshou Jingkaiqu Köprüsü, 720 m ana açıklığa sahip Huailai Köprüsü 2021 yılında, 1020 m ana açıklığa sahip Xintian Yangtse River Köprüsü, 800 m ana açıklığa sahip Oujiang Beikou Köprüsü, 780 m ana açıklığa sahip Lüzhijiang Köprüsü, 700 m ana açıklığa sahip Honghe Jianyuan Köprüsü 2022 yılında, 720 m ana açıklığa sahip Guojiatuo Köprüsü 2023 yılında trafiğe açılmıştır. (Okukawa vd., 2000; URL-13).

1.6.3. Dünyadaki Uzun Açıklıklı Asma Köprüler

Günümüze kadar inşa edilmiş olan 1000m'den uzun açıklıklığa sahip asma köprüler ve bu köprülere ait bilgiler Tablo 1.5'te verilmektedir (URL-13).

1.6.4. Yapısal Sistem

1.6.4.1. Yapısal Bileşenler

Asma köprü sistemine ait temel yapısal bileşenler kısaca aşağıda verilmektedir:

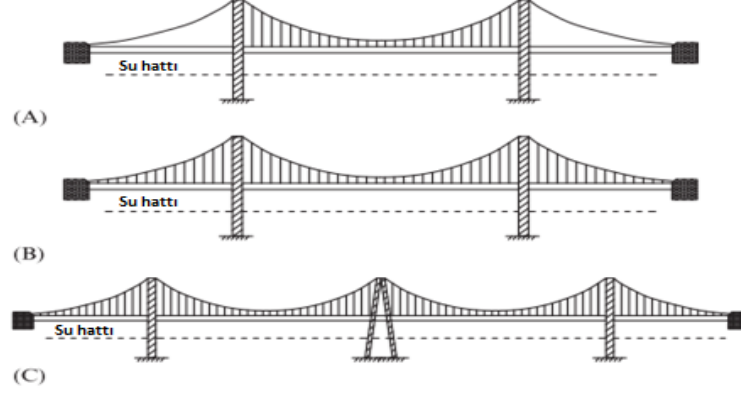
1. Rijit tabliye: Hareketli araç yüklerini destekleyen ve dağıtan, yanal sistem için giriş görevi gören ve yapının aerodinamik dengesini sağlayan boyuna yapıdır.
2. Ana kablolar: Askı halatlarıyla rijit tabliyeyi destekleyen ve yükleri kulelere aktaran bir grup paralel telli demetlenmiş kablolardır.
3. Ana kuleler: Ana kabloları destekleyen ve köprü yüklerini temellere aktaran ara düşey yapılar.
4. Ankrajlar: Ana kabloları ankrajlayan ve bir köprünün uç destekleri olarak işlev gören devasa beton bloklardır. (Okukawa vd., 2000).

1.6.4.2. Asma Köprü Türleri

Asma köprüler, açıklık sayısına, rijit tabliyenin sürekliliğine, askı tiplerine ve kablo ankraj tiplerine göre sınıflandırılabilir (Okukawa vd., 2000).

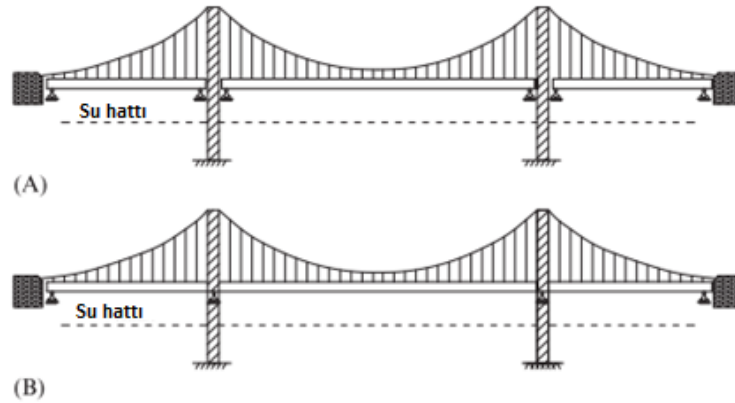
- Açıklık Sayısı: Köprüler tek açıklıklı, iki açıklıklı veya iki kuleli üç açıklıklı asma köprüler ve üç veya daha fazla kuleli çok açıklıklı asma köprüler olarak sınıflandırılır (Şekil 1.24). Üç açıklıklı asma köprüler en yaygın kullanılanlardır.

Çok açıklıklı asma köprülerde, yük koşullarına bağlı olarak kule tepelerinin yatay yer değiştirmesi artabilir ve bu yer değiştirmeyi kontrol etmek için karşı önlemler gerekli olabilir. (Okukawa vd., 2000; Lin ve Yoda, 2017).



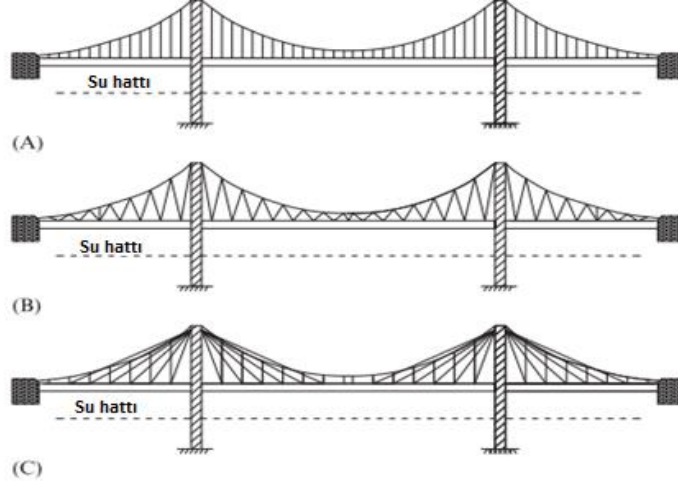
Şekil 1.24. Açıklık sayılarına göre asma köprü sınıflandırması (A: Tek açıklıklı. B: Üç açıklıklı. C: Dört (veya çok) açıklıklı)

- Rijit Tabliyenin Sürekliliği: Rijit tabliye tipik olarak iki mafsallı veya sürekli olarak sınıflandırılır (Şekil 1.25). İki mafsallı rijit tabliye genellikle otoyol köprüleri için kullanılır. Birleşik karayolu-demiryolu köprülerinde, trenin çalışabilirliğini sağlamak için genellikle sürekli tabliye benimsenir. (Okukawa vd., 2000; Lin ve Yoda, 2017).



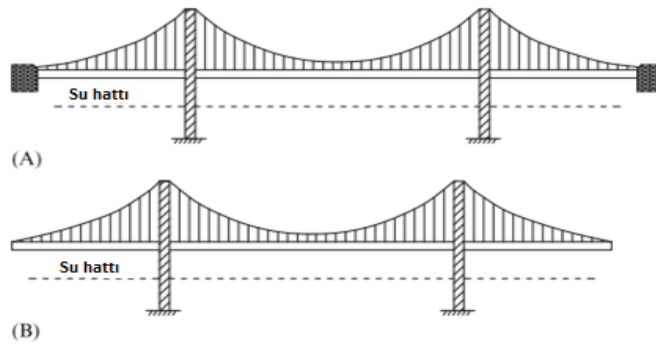
Şekil 1.25. Rijit tabliyelere göre asma köprü sınıflandırması. (A: İki mafsallı rijit tabliye. B: Sürekli rijit tabliye)

- Askı Tipleri: Askı halatları düşey ya da diyagonal olabilir. Genel olarak, çoğu asma köprünün askı halatları düşeydir. Severn Köprüsü'nde olduğu gibi, asma yapıların sönümlemesini artırmak için diyagonal askılar kullanılmıştır. Bazen, daha fazla rijitlik için düşey ve diyagonal askılar birleştirilir (Şekil 1.26) (Okukawa vd., 2000; Lin ve Yoda, 2017).



Şekil 1.26. Askılara göre asma köprü sınıflandırması (A: Düşey askılar. B: Eğik askılar. C: Birleştirilen düşey ve eğik askılar)

- Kablo ankrajı türleri: Bunlar harici ankrajlı veya kendinden ankrajlı tipler olarak sınıflandırılır (Şekil 1.27). Harici ankraj en yaygın olanıdır. Kendinden ankrajlı ana kablolar ankraj yerine rijit tabliyeye sabitlenir; aksel sıkıştırma tabliyenin içine taşınır (Okukawa vd., 2000; Lin ve Yoda, 2017).



Şekil 1.27. Kablo ankrajlarına göre asma köprü sınıflandırması. (A: Harici ankrajlı asma köprüler. B: Kendinden ankrajlı asma köprüler)

- **Sehim ve Sehim Oranı:** Ana kablonun ana açıklığındaki düşey çökmesi (f) sehim olarak gösterilmekte ve sehimin ana kablo açıklığına oranı ($n=f/L$) sehim oranı olarak tanımlanmaktadır. Sehim, asma köprünün uzunluğunu ve stabilitesini kontrol eder ve genellikle köprü uzunluğu L 'nin $1/8$ ile $1/12$ arasında alınır (genel olarak kabul edilen optimum değer $1/10$ 'dur). Ana kablolar düz bir eğriye veya düşük bir sehim oranına sahipse, köprü daha fazla düşey stabiliteye sahiptir ancak bu durumda kablo yüksek gerilmeye maruz kalır ve güçlü ankrajlar gereklidir. Aksine, daha derin bir sehim kablo kuvvetini azaltır, ancak kulelerin yüksekliğini artırır ve onları büyük kuvvetlere karşı daha hassas hale getirir.

Koordinat sistemi sol kulenin tepesine inşa edilmiş bir ana kablonun geometrik şekli Şekil 1.29'da gösterilmiştir. x eksen sol kulenin yatay konumunu, y eksen ise kablo eğimini temsil etmektedir. Kablodaki moment (1.1) denklemi ile hesaplanmaktadır (Lin ve Yoda, 2017).

$$M = M_0 - Hd_y = 0 \quad (1.1)$$

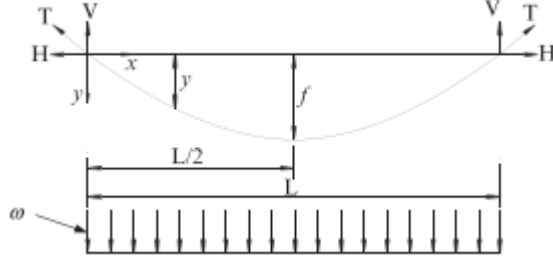
Öz ağırlık yoğunluğu w olarak kabul edilirse, açıklık merkezindeki eğilme momenti basit mesnetli kiriş teorisi dikkate alınarak $M_0=(wL^2)/8$ olarak belirlenebilir (orta açıklık sehiminin $(1/8)$ olduğu varsayılmıştır). Sehim f olan kablo için kablo kuvveti T 'nin yatay kuvveti H , denklem (1.2)'deki şekilde belirlenebilir.

$$H = \frac{wL^2}{8f} \quad (1.2)$$

Ana (orta) kablo üzerindeki herhangi bir nokta için eğilme momentinin $M_0 = w x(l-x)/2$ olduğu dikkate alınır,

$$y = \frac{w x}{2H} (L-x) \quad (1.3)$$

yazılabilir.

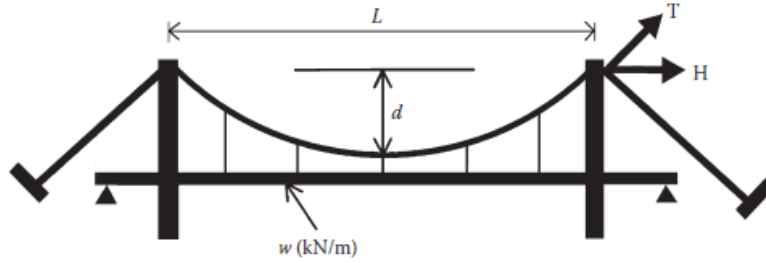


Şekil 1.28. Ana kablo şekli (Lin ve Yoda, 2017).

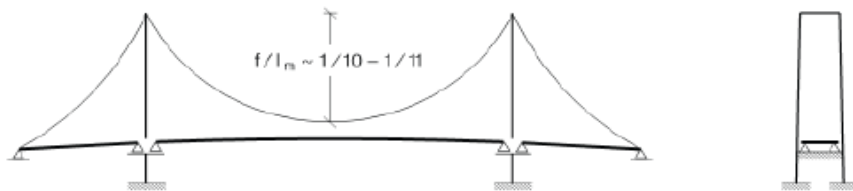
Denklem (1.2), denklem (1.3)'de yerine yazılırsa, bir ana kablonun geometrik şekil denklemini denklem (1.4)'deki gibi belirlenebilir.

$$y = \frac{4f}{L^2} x (L - x) \quad (1.4)$$

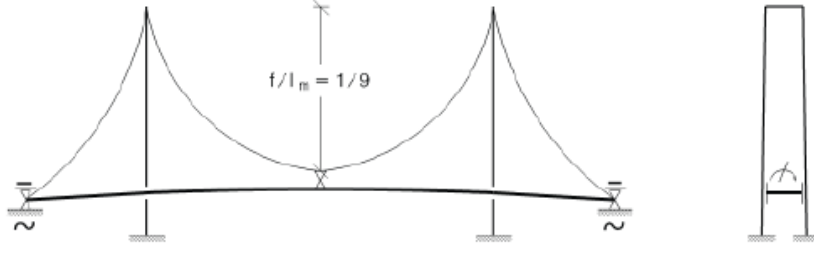
Bu nedenle, askılar ve rijit tabliyenin öz ağırlığı eşit olarak dağıtılsa, ana kablolar genellikle parabolik bir eğri şeklinde deforme olur.



Şekil 1.29. Bir asma köprünün ana kablosu



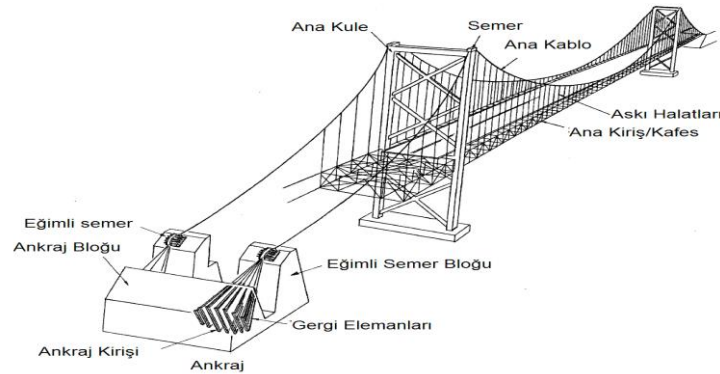
Şekil 1.30. Klasik uzun açıklıklı asma köprü (3 açıklıklı 2 mafsallı)



Şekil 1.31. Asma köprü - ana kablonun sehim - uzunluk oranı (Sürekli Kiriş, Merkezi bağ)

1.6.4.3. Asma Köprü Elemanları ve Temel Özellikleri

Asma köprüler genel olarak 550 m'den büyük orta açıklıkların geçilmesi için kullanılmaktadır. Bu tip köprüler, kuleler arasında iki ana kablonun asılarak ve kablo uçlarının bloklara ankrajlanmasıyla inşa edilirler (Merritt, 1983; Chen ve Duan, 2000). Kule, ana kablo, askı, tabliye ve ankraj gibi elemanlar asma köprüleri oluşturmaktadır. Kulelere ait temeller asma köprüünün bir elemanı değildir (Bulson vd., 1983). Sehim, asma köprülerde köprü davranışını etkileyen en önemli faktörlerden biridir. Köprü sehiminin azalması ana kabloları oluşturan çekme kuvvetini artırır ve böylece hem asma köprüünün rijitliği hem de ankraj bloklarına gelen çekme kuvveti de artmış olur. Asma köprüünün ana kablolarındaki sehim miktarı genel olarak köprü açıklığının 1/9–1/11'i kadar olmalıdır (Chen, 1999; Lin ve Yoda, 2017). Bazı özel durumlarda belirtilen oranın dışında köprü açıklığının 1/13'ü oranında da alınabileceği ancak bu değerden daha küçük bir oran seçilmesinin uygun olmayacağı belirtilmektedir (Chen ve Duan, 2000; Lin ve Yoda, 2017). Tipik bir asma köprü ve yapısal elemanlarını gösteren görsel Şekil 1.32'de verilmektedir.



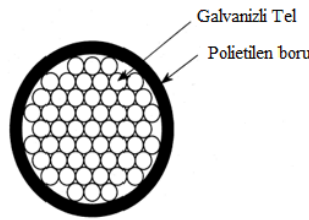
Şekil 1.32. Tipik bir asma köprü ve elemanları.

Genel olarak bir asma köprünün genel özellikleri şunlardır:

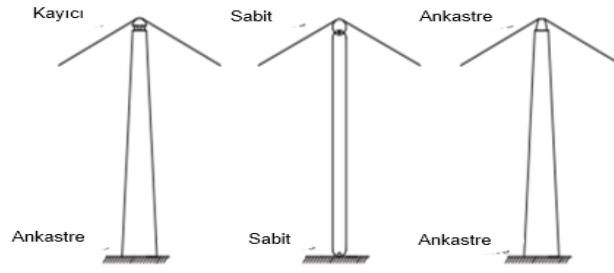
- L uzunluğundaki ana açıklık artı uzunluğu $0.2L$ ile $0.5L$ arasında değişen iki kenar açıklığı mevcuttur.
- Tüm yapıyı destekleyen belirli rijitliğe sahip yüksek mukavemetli çelik tellerden oluşan iki ana kablosu bulunmaktadır.
- Çelik veya betonarme olarak yapılabilen, orta (ana) açıklık ile iki kenar açıklık arasında yer alan ve kabloları destek sağlayan iki kulesi vardır.
- Yapının yerel deformasyonlarını önleyen ve rüzgarla tehlikeli salınımları önlemek için burulma ve eğilme rijitliğini sağlayan, üzerine yoğun trafik yükünü dağıtan takviye kirişli tabliye sahiptir.
- Ana kabloları zemine sabitlemek için ankraj blokları bulunmaktadır. Ankraj blokları, yerçekimi kuvveti sayesinde ana kablolardan gelen yatay kuvvetlere karşı koymaktadırlar (Ceballos, 2016).

1.6.4.3.1. Ana Kablo

Asma köprülerde ana kablolar için ilk olarak zincirler veya kenevir ipi gibi farklı malzemeler kullanılmıştır. Asma köprülerde ana kablolar için çelik halat ilk kez 1854 yılında Niagara Şelaleleri Köprüsü'nde, 1883 yılında ise Brooklyn Köprüsü'nde ilk kez galvanizli çelik teller kullanılmıştır. Galvanizli çelik tel uygulaması çoğunlukla tüm uzun açıklıklı modern asma köprülerde kullanılmıştır. Asma köprülerde galvanizli çelik tel uygulamasına ait ana kablonun en kesiti Şekil 1.33'te ve asma köprüdeki kule ile kablo bağlantısı Şekil 1.34'te verilmektedir. Tipik olarak asma köprülerde kullanılan ana kablo türleri ve ana kabloları oluşturan çelik halatlara ait detaylar Tablo 1.7'de verilmektedir. (Okukawa vd., 2000).

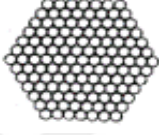
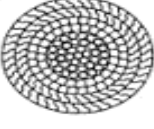


Şekil 1.33. Galvanizli çelik tel uygulamasına ait ana kablo en kesiti (Okukawa vd., 2000).



Şekil 1.34. Asma köprü kule kablo bağlantısı (Lin ve Yoda, 2017)

Tablo 1.7. Asma köprü kablo türleri (Okukawa vd., 2000)

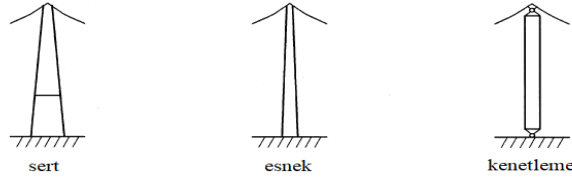
İsim	Kesit Şekli	Yapı
Parallel Teller		Teller paralel olarak altıgen olarak demetlenmiştir.
Çelik Halatlar		Birkaç telden oluşan Altı Tel, bir çekirdek telin etrafına kapatılır.
Helis Halatlar		Teller, esas olarak zıt döşeme yönlerinde birkaç katman halinde bükülür.
Kilitli Bobin Halatlar		Spiral İpin dış katmanlarında deforme olmuş teller kullanılmaktadır.

1.6.4.3.2. Kuleler

Asma köprüler, gergin eğik askılı köprülerden çok daha uzun açıklıklarda kullanılmak üzere tasarlanmıştır. Bu nedenle, bir asma köprünün kuleleri, köprünün ömrü boyunca karşılaştacağı bütün yükleri ve büyük rüzgar kuvvetlerini yeterince desteklemek için bir gergin eğik askılı köprünün kulelerinden daha sağlam olmalıdır. Asma köprü kuleleri genellikle, Delaware Memorial Köprüleri için çelik kulelerde gösterildiği gibi, iki düşey şaft ve iki kablo düzlemi kullanan geleneksel bir tasarımı takip etmektedir. Bununla birlikte, betonarme kulelerin bazı köprüler için ekonomik olduğu da kanıtlanmıştır. Kuleler, iyi bir estetik için geniş en-boy oranına uyum sağlamalıdır. Kavramsal tasarımlar için, tabliye üzerindeki asma köprü kulelerinin yükseklikleri, yaklaşık 1:8 ila 1:12 arasında değişebilen sehim-açıklık oranına sahiptir. Bu değer yaklaşık 1:10 olarak alınmaktadır.

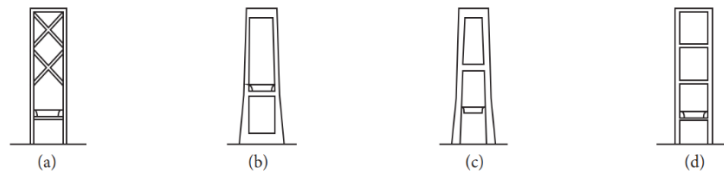
Yaklaşık toplam kule yüksekliğini elde etmek için bu değere, tabliyenin yapısal derinliği ve temellere olan mesafe eklenmelidir. Şaftlar genellikle birkaç payanda ile birbirine bağlanır veya kulenin yüksekliği boyunca çapraz destekler veya miller üstte büyük tek bir payanda ile bağlanır. Asma köprüler için kuleler arasında bir tür payanda genellikle gereklidir. Çünkü büyük kablolar yanal rüzgarı ve sismik yükleri kule şaftlarının tepelerine taşımaktadır. Bunun daha sonra dikmeler oluşturmak için "X" çapraz desteklerle birbirine karşı desteklenmesi gerekir (Chen ve Duan, 2014).

Kuleler genel olarak rijit (sert), narin (esnek) veya mesnetlenme (kenetleme) türlerine göre sınıflandırılır. Bu sınıflandırmaya ait görseller Şekil 1.35'te verilmektedir. Kısa açıklıklı asma köprülerde kenetli kuleler; uzun açıklıklı asma köprülerde esnek kuleler; çok uzun açıklıklı asma köprülerde ise sert kuleler kullanılır (Okukawa vd., 2000).



Şekil 1.35. Ana kule tipleri (Okukawa vd., 2000)

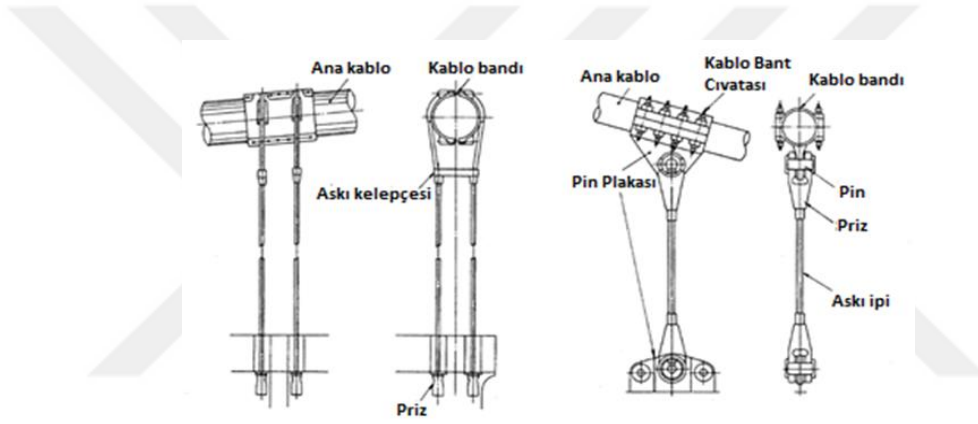
Kuleler betonarme veya çelik olarak eğilebilir (narin) ya da rijit olarak inşa edilebilirler. Asma köprülerde bulunan kuleler iki ayaktan oluşur ve diyagonal ya da yatay kirişlerle birbirine bağlanırlar. Kuleler, çok fazla eğilme momenti ve eksenel kuvvete maruz kalırlar. Kuleler, eyerler ile beraber ana kablolarla mesnet olurlar (Pugsley, 1968; Celasun, 1981; Bulson vd., 1983; Chen ve Duan, 2000). Asma köprülerde kullanılan ana kule tiplerine ait görünüşler Şekil 1.36'da verilmektedir.



Şekil 1.36. Köprülerde kullanılan ana kule tipleri (Chen ve Duan, 2014)

1.6.4.3.3. Askılar

Asma köprü tabliyelerindeki yük askılar vasıtasıyla ana kabloya aktarılır. Asma köprülerde askılar üç şekilde inşa edilirler. Bunlar; düşey, eğik ve düşey ile birlikte eğik askılardır. Askılar, askı-kablo bağlantısı, askı-tabliye bağlantısı ve askının kendisi olmak üzere üç elemandan oluşmaktadır. Bu elemanlara ait detay görünümüler Şekil 1.37’de gösterilmektedir. Asma köprülerde askılar paralel ya da büklümlü tel halatlar veya çelik çubuklar şeklinde olabilirler. En çok kullanılan askı türü modern asma köprüler için genellikle büklümlü tel halatlardır (Celasun, 1981; Bulson vd., 1983; Chen ve Duan, 2000).

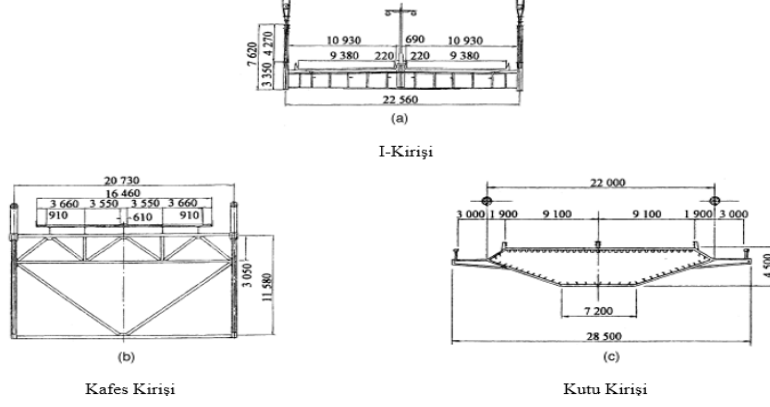


Şekil 1.37. Asma köprüde askı halatı (Okukawa vd., 2000)

1.6.4.3.4. Tabliye

Tabliye, asma köprü üzerindeki hareketli araç yüklerini taşıyan ve yayan boyuna yapıdır. Tabliye, köprü yapısının aerodinamik stabilitesini sağlar ve yanal yönde de kirişler gibi davranır. I kirişli, kutu kesitli ve kafes kirişli olmak üzere üç farklı tabliye tipi asma köprülerde kullanılmaktadır (Pugsley, 1968; Chen, 1999). Asma köprülerde kullanılan tabliye çeşitlerine ait görünümüler Şekil 1.38’de verilmektedir.

Asma köprülerde tabliye tipi seçimi çok önemlidir. Çünkü, tabliye yükü tamamen kablo, kuleler ve ankrajlarla desteklenmektedir. Rüzgar yükü tabliyenin stabilitesini etkileyen en önemli parametrelerden biridir.



Şekil 1.38. Asma köprülerde kullanılan tabliye çeşitleri (Okukawa vd., 2000)

Rüzgar yükünün tabliyenin stabilitesini etkilediği bilinmektedir. Tabliye boyuna doğrultuda kablo sistemi tarafından sürekli olarak desteklendiğinden, tabliyenin sadece çok düşük bir boyuna rijitliğe sahip olması gerekmektedir. Diğer taraftan tabliyenin burulma rijitliği, burulma doğal frekansında bir artış ve aerodinamik özelliklerde iyileşme ile genel yapı rijitliğine önemli bir katkı yapabilmektedir.

Son olarak, yüksek olmayan bir tabliye gereksinimi, bir çelik ortotropik tabliye seçilmesi gerektiğini varsayacaktır. Ardından, asma tabliye tasarımı için olası çözümleri dikkate almalıdır.

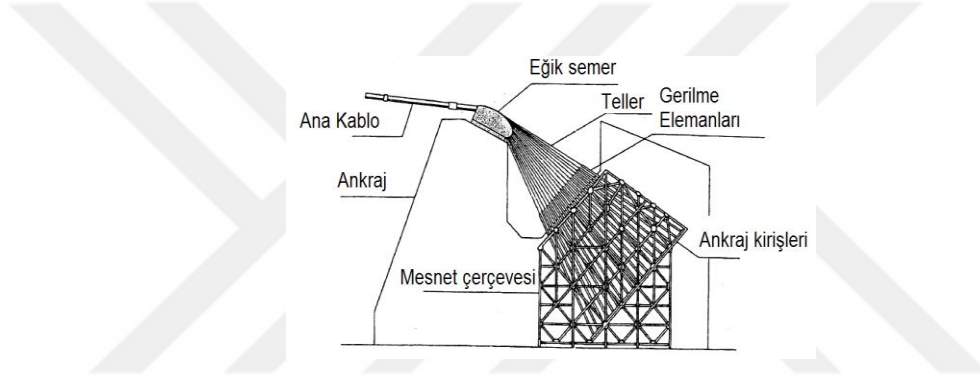
- Kafes kirişler
- I Kirişler
- Kutu kirişleri

İlki, tabliye kenarlarında konumlandırılan ve üst-alt plan gergi sistemleri ile birbirine bağlanan iki düşey makastan oluşur. Bu düzen, trafiği iki düzeyde taşımak ve demiryolu trafiğini taşımak için avantaj sağlamaktadır. Çift plaka kirişlerle inşa edilen asma köprüler başka bir çözümdür ancak zayıf aerodinamik özelliklerden dolayı yalnızca daha kısa açıklık uzunlukları için uygundur. Son olarak, tabliye tasarımı için günümüzde en yaygın çözüm olan kutu kiriş kullanılmaktadır (Şekil 1.38).

1.6.4.3.5. Ankrajlar

Ankrajlar, asma köprü ana kablolarındaki yükleri zemine aktaran elemanlardır. Genel olarak bir ankraj yapısı; ankraj bloğu, bükülme bloğu, kablo ankraj çerçeveleri, temel ve

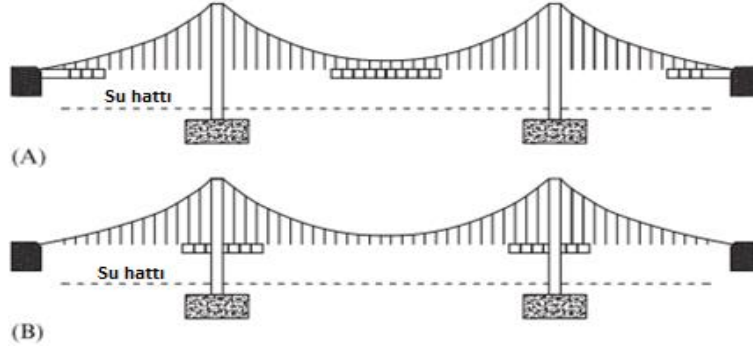
koruyucu mahfazadan oluşmaktadır. Asma köprülerde ankrajlar tünel veya ağırlık ankraj sistemi olarak iki sınıfa ayrılırlar. Tünel ankrajı, ana kablolardan gelen kuvvetleri direkt olarak toprağa aktarırlar. Tünel ankraj tipi için ana kablodan gelen çekme kuvvetine ve zemin şartlarına göre boyutlandırma hesaplamaları yapılmaktadır. Ağırlık ankrajı ise ana kablolardan gelen kuvvetleri ankrajın kendi kütlesi ile karşılarlar. Ankraj bloğunun ağırlığı ana kablodaki çekme kuvvetinin düşey bileşenini; zemin ile ankraj bloğu arasındaki sürtünme kuvveti ile de ana kablodaki çekme kuvvetinin yatay bileşeni dengelenir ve bu durum birçok asma köprüde kullanılmaktadır (Pugsley, 1968; Bulson vd., 1983; Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000). Şekil 1.39’da ankraj sistemine ait bir detay görünümü verilmektedir.



Şekil 1.39. Örnek bir ankraj sistemi (Okukawa vd., 2000)

1.6.4.4. Asma Köprü İnşaatı

Asma köprüünün inşası, zati yükün uygun şekilde iletilmesi için uygun bir sırayla organize edilmelidir. Genel olarak ankraj, kuleler, geçici asma yürüyüş yolları, ana kablolar ve askılar, tabliye sırayla yapılırlar. Çelik kuleler için kule bölümleri, karadaki çelik kuleler için paletli vinçler ve açık deniz kuleleri için yüzer vinçler kullanılarak kurulabilir. Üst kule bölümlerinin montajı için tırmanma vinçleri gereklidir. Rijit tabliyeyi güçlendirmeye yönelik montaj yöntemleri, dışarıdan ankrajlı ve kendinden ankrajlı asma köprüler için farklıdır. Kendinden ankrajlı bir asma köprü için, köprü tabliyesi tamamlanana kadar birincil kablolar sabitlenemeyeceğinden, inşaat sırasında bazı yanlış çalışmalar gereklidir. Dışarıdan ankrajlı asma köprüler için, takviye kirişlerin inşası için iskele gerekli değildir ve sıklıkla kullanılan iki montaj sırası vardır: (1) ana açıklığın ortasından başlayan tabliye montajı ve ankrajlar veya (2) Şekil 1.40’ta gösterildiği gibi kulelerden başlayan tabliye montajı (ICE, 2008; Okukawa vd., 1999).



Şekil 1.40. Rijit tabliyenin montaj sırası (A: Yöntem-1, B: Yöntem-2)

1.6.5. Asma Köprü Tasarımı

Asma köprülerin hesaplama teorisini ilk olarak 1823 yılında Navier düşünmüştür ve belli bir süre boyunca yüksek rijitliğe sahip tabliyeli asma köprülerde kullanılmaktaydı. Yüksek rijitlikteki kafes kirişlerden oluşan asma köprüleri analiz etmeye 1858 yılında Rankine çalışmıştır. Bu çalışmayı, rijitleştirici kafes kirişin elastik bir gövde olarak kabul edildiği elastik teoriyi tamamlama çalışmaları takip etmiştir. Bu çalışmayı ise 1877 yılında Ritter, 1886 yılında Lévy ve 1888 yılında Melan'ın çalışmaları takip etmiştir ve eğilme teorisini elastik teoriye gelişmiş bir alternatif olarak sunmuştur. Bir asma köprünün gerçek davranışının narinlik teorisi ile açıklanamayacağını 1901 yılında Brooklyn Köprüsü'nde çalışırken Moisseiff fark etmiş ve köprünün eğilmesini daha doğru bir şekilde eğilme teorisinin analiz edebileceğini ortaya koymuştur. Moisseiff, Manhattan Köprüsü'nü eğilme teorisini kullanarak 1909 yılında tasarlamıştır. Bu teori sayesinde yapılacak olan diğer uzun açıklıklı asma köprülerinin başarılı bir şekilde inşa edileceği kullanışlı bir tasarım yöntemi olmuştur. Asma köprülerde açıklık uzunluğunun artması rüzgar yükü gibi yatay ve düşey yüklerin köprü rijitlik tabliyesinin tasarımını etkilemeye başlamıştır. Asma köprülerde düzlem dışı analiz yöntemini ilk belirleyenler arasında Moisseiff bulunmaktadır. Bilgisayar teknolojisinde hızla artan gelişmeler ile asma köprülerin analizinde sonlu elemanlar teorisi kullanılmaya başlanmıştır. Broton, asma köprüyü matris analizinde düzlemsel bir yapı olarak analiz eden ilk kişi olmuştur ve Severn Köprüsü analizinde bulgularını uygulamıştır. Bir asma köprüde lineer olmayan matris yer değiştirme analizlerinde orijinal iterasyon hesaplaması ya da Newton-Raphson yöntemi kullanılabilir (Moisseiff, 1925).

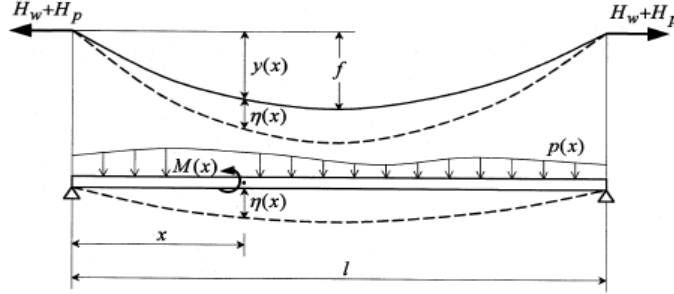
1.6.5.1. Asma Köprü Analiz Yöntemleri

1.6.5.1.1. Geleneksel (Klasik) Yöntemler

Elastik teori ve sehim teorisi, genel asma köprü sistemi için düzlem analiz yöntemleridir. Her iki teoride de, tüm asma köprü'nün bir bütün olduğu ve askı halatlarının yakın aralıklarla yerleştirildiği varsayılmaktadır. Bu analitik yöntemlerin her ikisi de aşağıdaki varsayımları yapmaktadır (Okukawa vd., 2000):

- Kablolar tamamen esnektir.
- Rijit tabliye yatay ve düzdür. Geometrik atalet momenti sabittir.
- Rijit tabliye ve kabloların öz ağırlığı düzgün yayılıdır. Kabloların koordinatları paraboliktir.
- Tüm öz ağırlıklar kablolar tarafından taşınmaktadır.

İki teori arasındaki fark, hareketli yükten kaynaklanan kablo sehiminin dikkate alınıp alınmamasıdır. Şekil 1.41'de bir asma köprüde yükten kaynaklanan kuvvetler ve sehimler gösterilmektedir.



Şekil 1.41. Asma köprü'nün deformasyon ve yükleri (Okukawa vd., 2000)

Hareketli yük yüklendikten sonra rijit tabliyenin eğilme momenti, $M(x)$, aşağıdaki gibi gösterilir:

Elastik Teori:

$$M(x) = M_0(x) - H_p \cdot y(x) \quad (1.5)$$

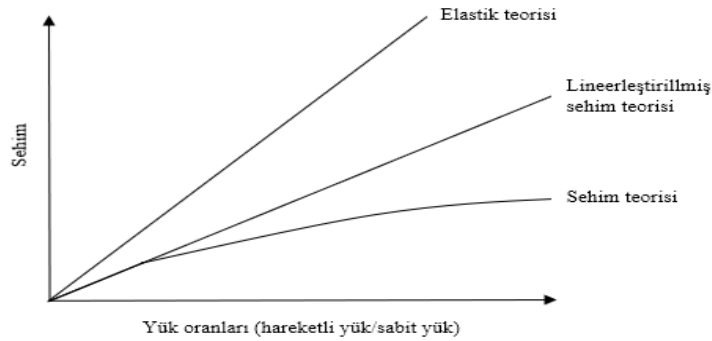
Sehim Teorisi:

$$M(x) = M_0(x) - H_p \cdot y(x) - (H_w + H_p) \cdot \eta(x) \quad (1.6)$$

Burada; $M_0(x)$: rijit tabliye ile aynı açıklığa sahip basit kirişe uygulanan hareketli yükten kaynaklanan eğilme momentini; $y(x)$: kablunun boyuna doğrultudaki şeklini, $\eta(x)$: hareketli yükten dolayı kablo ve rijit tabliyede meydana gelen sehim; H_w , H_p : sırasıyla sabit ve hareketli yüklerden dolayı kabloda oluşan yatay gerilmeyi ifade etmektedir.

Denklem (1.6)'nın son terimindeki çarpımda hareketli yük nedeniyle oluşan sehim dikkate alındığı için rijit tabliyenin eğilme momentinin azaldığı anlaşılmaktadır. Sehim teorisi lineer olmayan bir analiz olduğundan, tesir çizgilerini kullanan süperpozisyon ilkesi uygulanamaz. Ancak, uzun açıklıklı asma köprülerde hareketli yüklerin yoğunluğu sabit yüklerden daha küçük olduğundan, $H_w \geq H_p$ koşulu altında $(H_w + H_p)$ 'nin sabit olduğu varsayılsa bile yeterli doğruluk elde edilebilir. Bu durumda, analiz lineer hale geldiğinden, tesir çizgisi kullanılabilir (Okukawa vd., 2000).

Elastik, sehim ve lineerleştirilmiş sehim teorileri arasındaki sehim-yük oranı ilişkileri Şekil 1.42'de gösterilmektedir. Hareketli yükün sabit yüke oranı küçük olduğunda, lineerleştirilmiş teori analiz için özellikle etkilidir. Sehim teorisinde, tüm köprünün davranışı için bir önemi olmadığından kulelerin eğilme rijitliği ihmal edilebilir (Okukawa vd., 2000).



Şekil 1.42. Sehim-yük oranları ilişkileri (Bleich vd., 1950)

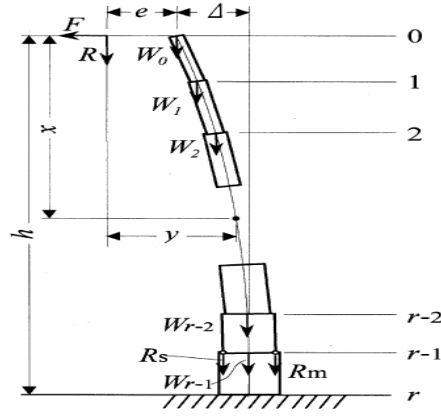
Yatay Yükler Nedeniyle Düzlem Dışı Analiz

Rüzgar veya depremin neden olduğu yanal kuvvet; tabliye, yatay yüklerin ve rijitliklerinin farklılığından dolayı ana kablolardan daha büyük yanal deformasyona sahip

olduğundan, rijit tabliyeden ana kablolarla iletirme eğilimindedir. Moisseiff (1933) ilk olarak bu etkiyi dikkate alan düzlem dışı analiz yöntemini geliştirmiştir.

Ana Kulenin Düzlem Dışı Analizi

Birdsall (1942) ana kulenin boyuna doğrultudaki davranışı üzerine bir teori önermiştir. Birdsall'ın teorisi, kule tepesine etki eden kablodan kaynaklanan düşey ve yatay kuvvetler nedeniyle kule için bir denge denklemi kullanmaktadır. Kule şaftı, Şekil 1.43'te gösterildiği gibi değişken kesitli konsol bir kiriş olarak kabul edilir. Yatay yük (F), kule tepesine etkiyen düşey yükün (R) ve yatay yer değiştirmenin (Δ) Steinman'ın (1935) genelleştirilmiş sapma teorisi yöntemi kullanılarak hesaplanması koşuluyla elde edilmektedir (Okukawa ve diğerleri, 2000).



Şekil 1.43. Ana kulenin analitik modeli (Birdsall, 1942)

1.6.5.1.2. Modern Tasarım Yöntemi

Sonlu Yerdeğiştirme Yöntemi

Son yıllarda bilgisayarın gelişmesiyle birlikte, çerçeve türü yapılarda sonlu yerdeğiştirme yöntemi daha doğru bir analitik yöntem olarak kullanılmaya başlanmıştır. Bu yöntem, tüm asma köprü yapısının düzlem analizi veya uzay çerçeve analizi için kullanılır. Sonlu yerdeğiştirme teorisine göre çerçeve analizi, tüm yapısal sistemin her bir elemanının uçlarındaki kuvvet ve yerdeğiştirme arasındaki ilişkinin elde edilmesiyle gerçekleştirilir. Bu analitik yöntemde, sehim teorisinde göz ardı edilen askı halatlarının uzaması gibi köprünün gerçek davranışı göz önünde bulundurulabilir. Severn Köprüsü gibi eğik askı halatlarına sahip asma köprüler ve montaj aşamasındaki köprüler de teori ile

analiz edilmektedir. Sonlu yerdeğiştirme teorisinde eleman uçlarındaki kuvvet ve yerdeğiştirme arasındaki ilişki lineer değilken, eksantrik düşey yük analizinde ve düzlem dışı analizde geometrik olarak lineer olmama durumu nispeten küçük olduğundan lineerleştirilmiş sonlu yerdeğiştirme teorisi kullanılmaktadır (Okukawa vd., 2000).

Elastik Burkulma ve Titreşim Analizleri

Elastik burkulma analizi, ana kule şaftları gibi basınca çalışan elemanların tasarımında ihtiyaç duyulan etkin burkulma uzunluğunu belirlemek için kullanılır. Titreşim analizi, rüzgar ve sismik direnç tasarımının bir parçası olarak tüm asma köprünün doğal frekansını ve titreşim modlarını belirlemek için gereklidir. Bu analizlerin her ikisi de çerçeve yapılar için lineerleştirilmiş sonlu yerdeğiştirme yönteminde özdeğer problemleridir (Okukawa vd., 2000).

1.6.6. Asma Köprülerin Dinamik Analizi

1.6.6.1. Zaman Tanım Alanında Lineer Dinamik Hareket Denklemi

1.6.6.1.1. Tek Serbestlik Dereceli (TSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemi

Dinamik yer değiştirmeleri açıklayan matematiksel ifadeler, dinamik yüklere maruz kalan tek serbestlik dereceli bir sistemde sistemin hareket denklemi olarak adlandırılır ve bu denklemler aynı zamanda sistemin matematiksel modelini oluşturur. Bir TSD sistemin ivmesiyle orantılı ve buna zıt bir atalet momenti ürettiği kavrama d'Alembert İlkesi denir. Bu ilke yenilikçi olmamakla birlikte dinamik hareketin statik denge denklemi ile modellenmesi açısından en çok kullanılan yöntemlerden biridir ve Newton'un ikinci hareket yasasına eşdeğerdir. d'Alembert prensibine göre herhangi bir t anında, sistemin serbest cisim diyagramı göz önünde bulundurularak denge konumunda olan TSD sistemde m kütesine uygulanan kuvvetlerin toplamı sıfır olmalıdır (Okukawa vd., 2000).

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) - p(t) = 0 \quad (1.7)$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (1.8)$$

Yukarıda verilen denklemlerde; m: sistemin kütlelerini, c: sistemin sönümünü, k: sistemin rijitliğini, $u(t)$: t anındaki sistemin yerdeğiştirmesini; $\dot{u}(t)$: t anındaki sistemin hızını; $\ddot{u}(t)$: t anındaki sistemin ivmesini; $p(t)$: t anındaki dış yükü ifade etmektedir.

1.6.6.1.2. Çok Serbestlik Dereceli (ÇSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemi

Serbestlik dereceleri, bir sistemin davranışını tanımlamak için gereken bağımsız yer değiştirmelerin sayısı olarak tanımlanır ve davranışı birden fazla yer değiştirme ile tanımlanan sistemler, çok serbestlik dereceli (ÇSD) sistemler olarak tanımlanır. ÇSD bir sistemin dinamik hareket denklemi şu şekilde yazılabilir (Atabey, 2011):

$$[M].\{\ddot{u}\} + [C].\{\dot{u}\} + [K].\{u\} = \{P\} \quad (1.9)$$

Yukarıda verilen denklemde; [M]:sistemin kütle matrisini; [C]:sistemin sönüm matrisini; [K]:sistemin rijitlik matrisini; $\{u\}$:sistemin yerdeğiştirme vektörünü; $\{\dot{u}\}$:sistemin hız vektörünü; $\{\ddot{u}\}$:sistemin ivme vektörünü; $\{P\}$:dış yük vektörünü ifade etmektedir.

1.6.6.1.3. Sönümsüz Sistemlerin Serbest Titreşimi

Sönümsüz bir (ÇSD) sistemin serbest titreşimi için 1.9'deki hareket denklemi aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$[M].\{\ddot{u}\} + [K].\{u\} = \{0\} \quad (1.10)$$

Bu denklemin çözümü aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\{u\} = A.\cos(\omega_n t) + B.\sin(\omega_n t) \quad (1.11)$$

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

$$\{u\} = \{\phi\}.\cos(\omega_n t - \alpha) \quad (1.12)$$

1.12 denkleminde:

$$\{\ddot{u}\} = -\omega_n^2 \{\phi\}.\cos(\omega_n t - \alpha) \quad (1.13)$$

elde edilir.

1.12 ve 1.13 denklemi 1.10 denkleminde yerine yazılırsa

$$-\omega_n^2 \cdot [M] \cdot \{\phi\} \cdot \cos(\omega_n t - \alpha) + [K] \cdot \{\phi\} \cdot \cos(\omega_n t - \alpha) = \{0\} \quad (1.14)$$

elde edilir. Bu denklem düzenlenirse:

$$([K] - \omega_n^2 \cdot [M]) \cdot \{\phi\} = \{0\} \quad (1.15)$$

elde edilir. Titreşim olabilmesi için $\{\phi\}$ 'nın sıfırdan farklı bir değer olması gereklidir. Bir vektör ile sıfırdan farklı bir matrisin çarpımının sıfır olması, matrisin tersinin bulunmaması yani tekil bir matris olması gereklidir. Bir matrisin tekil olabilmesi için determinatının sıfır olması gerekmektedir.

$$\det([K] - \omega_n^2 \cdot [M]) = 0 \quad (1.16)$$

$\omega_n^2 = \lambda$ alınırsa:

$$\det([K] - \lambda \cdot [M]) = 0 \quad (1.17)$$

Bu denklemin titreşim problemlerinde önemli bir yeri vardır ve “Özdeğer Denklemi” veya “Frekans Denklemi” olarak adlandırılmaktadır. Bu denklemdeki determinant işlemi gerçekleştirilirse aşağıdaki gibi λ 'ya bağlı n. dereceden bir polinom elde edilir.

$$A_n \cdot \lambda^n + A_{n-1} \cdot \lambda^{n-1} + \dots + A_1 \cdot \lambda + A_0 = 0 \quad (1.18)$$

1.18 denkleminde n yapısal sistemin serbestlik derecesini göstermektedir. Bu denklemin çözümünden n tane λ elde edilir. Her bir λ , bir ω_2 'ye tekabül eder.

$$\lambda_i \rightarrow \omega_i^2 \text{ (i. doğal frekans)} \rightarrow \{\phi\}_i \text{ (i. titreşim modu).}$$

1.6.6.1.4. Modların Normalleştirilmesi

Mod şekilleri aynı olmasına rağmen modlar hesaplanırken farklı genlikler elde edilebilir.

Bu durum normalleşme süreci ile ortadan kaldırılabilir. Genel olarak, hesaplama kolaylığı için, tüm genlikler en büyük genliğe göre normalleştirilir. Başka bir normalleştirme işleminde, kütle matrisi aynı mod vektörü ile soldan ve sağdan çarpılır, böylece sonuç birim olur.

$$\{\Phi\}_i^T \cdot [M] \cdot \{\Phi\}_i = 1 \quad (1.19)$$

Normalleştirilmiş modlar:

$$\Phi_{ij} = \frac{\Phi_{ij}}{\sqrt{\{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j}} \quad (1.20)$$

$$\text{mod vektörü } \{\Phi\}_j = \begin{Bmatrix} \Phi_{1j} \\ \Phi_{2j} \\ \vdots \\ \Phi_{ij} \\ \vdots \\ \Phi_{nj} \end{Bmatrix} \quad \text{normalleştirilmiş mod vektörü } \{\Phi\}_j = \begin{Bmatrix} \Phi_{1j} \\ \Phi_{2j} \\ \vdots \\ \Phi_{ij} \\ \vdots \\ \Phi_{nj} \end{Bmatrix}$$

Mod vektörleri ile oluşan matrise Modal Matris, normalleştirilmiş mod vektörlerinden oluşan matrise ise Normalleştirilmiş Modal Matris denilmektedir.

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \dots & \Phi_{1i} & \dots & \Phi_{1n} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \dots & \Phi_{2i} & \dots & \Phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{i1} & \Phi_{i2} & \dots & \Phi_{ii} & \dots & \Phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \dots & \Phi_{ni} & \dots & \Phi_{nn} \end{bmatrix} \quad [\Phi] = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \dots & \Phi_{1i} & \dots & \Phi_{1n} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \dots & \Phi_{2i} & \dots & \Phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{i1} & \Phi_{i2} & \dots & \Phi_{ii} & \dots & \Phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \dots & \Phi_{ni} & \dots & \Phi_{nn} \end{bmatrix}$$

modal matris normalleştirilmiş modal matris

$$[\Phi]^T \cdot [M] [\Phi] = [I] \quad (1.21)$$

burada: [I] birim matrisidir. (Atabey, 2011)

1.6.6.1.5. Mod Süperpozisyon Yöntemi

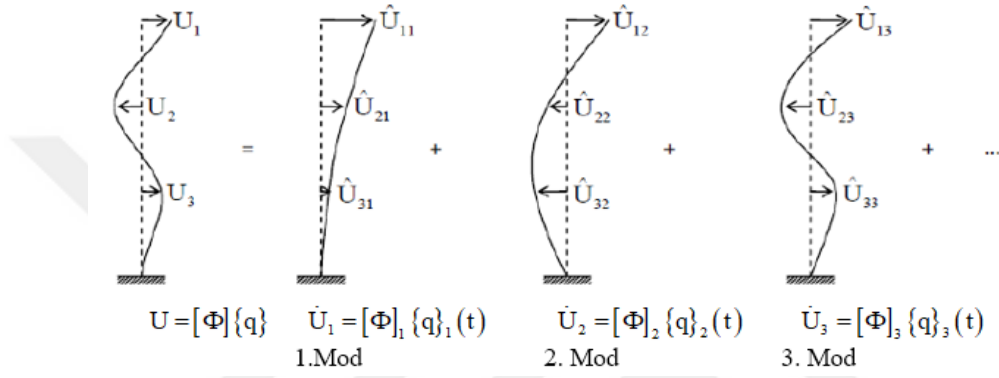
Mod süperpozisyon yöntemi, çok modlu ve çok modlu bir sistemi, bir dizi eşdeğer tek modlu sistemin bir süperpozisyonu olarak kabul eder. Çok modlu sistem, her mod bir serbestlik derecesine sahip bir sistemmiş gibi ele alınır ve her moddaki davranış, tam davranışı elde etmek için uygun oranda üst üste bindirilir. Her modun serbestlik derecesi ve periyodu olan kendi yer değiştirme vektörü vardır. Mod süperpozisyon yönteminde denklem 1.9 tarafından verilen dinamik hareket denkleminin çözümü:

$$\{u\} = [\Phi] \cdot \{q\} \quad (1.22)$$

şeklinde kabul edilir ve bu denklemde $[\Phi]$: normalleştirilmiş modal matrisi; $\{q\}$: modal koordinatlardır.

Denklem 1.22’de verilen çözüm, Şekil 1.44’teki gibi düşünülebilir ve 1.22 denklemi matris formda yazılırsa aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \Phi_{13} & \cdots & \Phi_{1r} & \cdots & \Phi_{1n} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \Phi_{23} & \cdots & \Phi_{2r} & \cdots & \Phi_{2n} \\ \Phi_{31} & \Phi_{32} & \Phi_{33} & \cdots & \Phi_{3r} & \cdots & \Phi_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \Phi_{n3} & \cdots & \Phi_{nr} & \cdots & \Phi_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (1.23)$$



Şekil 1.44. Mod süperpozisyon yöntemi (Atabey, 2011)

Denklem 1.22 ile onun birinci ve ikinci türevleri 1.9 nolu denklemde yerine yazılıp sonra her iki tarafı $\{\Phi\}_r^T$ ile çarpılırsa:

$$\{\Phi\}_r^T [M] [\Phi] \{\ddot{q}\} + \{\Phi\}_r^T [C] [\Phi] \{\dot{q}\} + \{\Phi\}_r^T [K] [\Phi] \{q\} = \{\Phi\}_r^T \{P\} \quad (1.24)$$

elde edilir. 1.24 denklemi titreşim modlarının ortogonalite şartı dikkate alınarak aşağıda verilen hale gelir:

$$M_r \ddot{q}_r(t) + C_r \dot{q}_r(t) + K_r q_r(t) = P_r \quad (1.25)$$

Yukarıda verilen denklemlerde;

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

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

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

$P_r : \{\Phi\}_r^T \cdot \{P\}$: r Genelleştirilmiş kuvvet.

1.25 denkleminin her iki tarafı M_r 'ye bölünecek olursa:

$$\ddot{q}_r(t) + 2\zeta_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = \frac{P_r}{M_r} \quad (1.26)$$

$\{\Phi\}_r$ normalleştirilmiş mod olduğuna göre, $M_r=1$ olur. Buna göre 1.26 denklemi

$$\ddot{q}_r(t) + 2\zeta_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = P_r \quad (1.27)$$

ω_1 için $\{\Phi\}_1$ elde edilir. Buna göre 1.27 denkleminin çözümünden $q_1(t)$ elde edilir.

ω_2 için $\{\Phi\}_2$ elde edilir. Buna göre 1.27 denkleminin çözümünden $q_2(t)$ elde edilir.

ω_3 için $\{\Phi\}_3$ elde edilir. Buna göre 1.27 denkleminin çözümünden $q_3(t)$ elde edilir.

$\vdots$

ω_n için $\{\Phi\}_n$ elde edilir. Buna göre 1.27 denkleminin çözümünden $q_n(t)$ elde edilir.

Modal koordinatlar bulunduktan sonra ise:

$$U_1(t) = \Phi_{11}q_1(t) + \Phi_{12}q_2(t) + \Phi_{13}q_3(t) + \dots + \Phi_{1n}q_n(t)$$

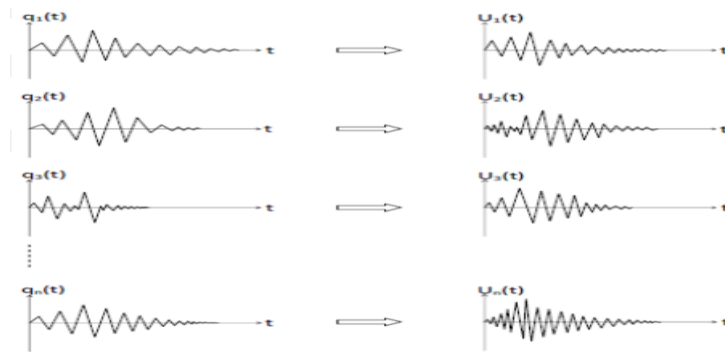
$$U_2(t) = \Phi_{21}q_1(t) + \Phi_{22}q_2(t) + \Phi_{23}q_3(t) + \dots + \Phi_{2n}q_n(t)$$

$$U_3(t) = \Phi_{31}q_1(t) + \Phi_{32}q_2(t) + \Phi_{33}q_3(t) + \dots + \Phi_{3n}q_n(t)$$

$\vdots$

$$U_n(t) = \Phi_{n1}q_1(t) + \Phi_{n2}q_2(t) + \Phi_{n3}q_3(t) + \dots + \Phi_{nn}q_n(t)$$

veya kısaca 1.26 denklemiyle $\{u\}=[\Phi].\{q\}$ genel çözüm elde edilir. Bu çözüm şematik olarak Şekil 1.45'te verilmektedir.



Şekil 1.45. Mod süperpozisyon yönteminde modal koordinatlar ve çözüm (Atabey, 2011)

1.6.6.2. Zaman Tanım Alanında Lineer Olmayan Dinamik Analiz Yöntemi

Yapıya etki eden kuvvetler belirli bir düzeyin altında olduğunda yapının rijitliğini etkilemez ve bozmaz. Ancak kuvvet belirli bir düzeyin üzerine çıktığında, yapı elemanının mesnetlenme şekline, malzemenin elastisite modülüne ve atalet momentlerine bağlı olarak yapı lineer olmayan bir davranış gösterebilir. Yapısal rijitlik matrisi ve yapı elemanları üzerindeki yüke bağlı olarak bu lineer olmama durumu ortaya çıkmaktadır. Geometrik rijitlik matrisi, yapının bilinen lineer rijitlik matrisine katkısı olarak tanımlanır ve lineer rijitlik matrisi ile toplamına sistem rijitlik matrisi denir. Bu tür lineer olmama durumlarını hesaba katan bir analiz, geometrik olarak lineer olmayan veya ikinci dereceden analiz olarak adlandırılır (Aksoğan vd., 1986).

Geometrik olarak lineer olmayan sistem elemanları, büyük deformasyonların sonucu sistem geometrisinin değişmesi sebebiyle lineer olmayan bir davranış sergileyebilir. Bu durum, asma köprülerin ve yük altında bazı elemanlarının esnek burkulmaya maruz kalması durumunda ortaya çıkan yapıların davranışı ile gösterilebilir. Ters sarkaç modeline sahip olan yapılar için, salınım esnasında yapı öz ağırlığı (P) ile ağırlık merkezi ve mesnet arasındaki deformasyonlar (Δ) sonucu oluşan mesnet momenti ($P\Delta$), yapıların davranışındaki çok küçük deformasyonlar sırasında lineerliği ortadan kaldırır. Bu durum $P\Delta$ etkisi olarak tanımlanmıştır (Erdik ve Yüzügüllü 1980).

Taşıyıcı elemanlar, normal kuvvetlere ve eğilmeye maruz kaldığında normal kuvvetin eğilme üzerinde etkisi olur. Normal kuvvet ve elastik eğrinin diferansiyel denklemi arasında benzer bir bağlantı vardır ve bu da eğilme rijitliğini etkiler. Normal kuvvet çekme olduğunda eğilme rijitliği artar, basınç olduğunda ise eğilme rijitliği azalır. Yani çubuğun eğilme momenti normal kuvvet değeri ile doğrudan ilişkilidir (Tezcan ve Cherry, 1969).

Asma köprüler ve eğik kablolar ağırlıklardan dolayı düzgün olmayabileceği ancak dinamik olarak salınım hallerinde veya statik olarak yük altındayken, basit bir durumda ele alındığında tanımlanabildiği belirtilmektedir. Bazı salınımlarda ise bu lineer analiz doğru sonuçlar vermeyebilir. Bu durumlardan bazıları aşağıda verilmektedir (Brownjohn, 1994):

- Tabliyede ağır araç yükleri
- Şiddetli rüzgârlar altında şok etkisi ve aerodinamik kararsızlık
- Deprem sonrasında mesnetlerin yer değiştirmesi

Asma köprü askıları, yapıya uygulanan yükleri taşımaktadır. Bu yapı elemanları, küçük ve uzun kesitli kablo şeklindedir ve normal kuvvetleri çekme kuvvetleridir. Ancak, bu çekme kuvvetlerinin normal yer değiştirme etkisi de dikkate alınması gereken bir faktördür. Lineer olmayan bir yapının dinamik davranışının denklemi, lineer elastik bir yapının lineer olmayan elemanları için geçerli olabilir (Brownjohn, 1994).

Lineer olmayan özelliklere sahip bir yapının dinamik davranışını tanımlayan denklem aşağıdaki gibidir:

$$[m] \cdot \{\ddot{u}\} + [c] \cdot \{\dot{u}\} + [k_L] \cdot \{u\} + \{p_N\} = \{p\} \quad (1.28)$$

Yukarıda verilen denklemde $[m]$:sistemin kütle matrisini; $[c]$:sistemin sönüm matrisini; $[k_L]$:lineer olmayan bağlantı elemanları dışındaki lineer elastik elemanların rijitlik matrisini; $\{u\}$:sistemin yerdeğiştirme vektörünü; $\{\dot{u}\}$:sistemin hız vektörünü; $\{\ddot{u}\}$:sistemin ivme vektörünü; $\{p\}$:dış yük vektörünü; $\{p_N\}$:lineer olmayan bağlantı elemanlarındaki lineer olmayan serbestlik derecesinden kaynaklanan yük vektörünü ifade etmektedir.

Lineer olmayan elemanların lineer etkin rijitliği her serbestlik derecesi için tanımlanmıştır. Bu duruma göre 1.28 denklemi tekrar yazılacak olursa aşağıdaki denklem elde edilir:

$$[m] \cdot \{\ddot{u}\} + [c] \cdot \{\dot{u}\} + [k] \cdot \{u\} = \{p\} - (\{p_N\} - [k_N] \cdot \{u\}) \quad (1.29)$$

Yukarıda verilen denklemde ($[K] = [K_L] + [K_N]$); $[K_L]$:lineer olmayan bağlantı elemanların lineer serbestlik dereceleri için bütün lineer elastik elemanların rijitlik matrisini; $[K_N]$:bütün lineer olmayan serbestlik dereceleri için lineer efektif rijitlik matrisini ifade etmektedir.

1.7. Sonlu Eleman Yöntemine Dayalı Dinamik Formülasyon

Yapılar üzerindeki etkiler, belirli bir seviyenin altında kalması durumunda lineer davranışı bozmaz. Ancak, yük seviyesi belirli bir miktarı aştığında, yapı elemanlarının mesnetleniş şekli, malzemenin elastisite modülü ve atalet momenti gibi faktörlere dayanarak, yapının lineer olmayan bir davranış sergileme ihtimali vardır. Bu, yapı elemanlarının ve yapının rijitlik matrisinin yük düzeyine bağlı olarak değişmesine sebep olur. Geometrik rijitlik matrisi, lineer rijitlik matrisi üzerindeki ek katkıyı ifade ederken,

sistem rijitlik matrisi ise lineer rijitlik matrisinin toplamıdır. Rijitlik matrisi, lineer olmayan bir analiz gerektiğinde her yük adımında yeniden oluşturulmalıdır (Aksoğan, 1986).

Yapılarda büyük yerdeğiştirme yapan kuvvet, yapının şekildeğiştirilmiş hali üzerinden denge denklemlerinde yazılır:

$$P = Kv \quad (1.30)$$

Yukarıda verilen denklemde: P:uygulanan kuvveti; K:sistem rijitliğini; v:yerdeğiştirmeyi ifade etmektedir.

Lineer olmayan problemlerin incelenmesi için, yapının geometrik değişimlerinin etkileri dikkate alınarak her yük artışı için lineer işlemlerle incelenir. Bu şekilde, yapıdaki yer değişimlerinin çözümü bulunabilir. Ancak, yer değişimleri ile şekil değişimleri arasındaki bağlantılar, büyük deformasyonlar nedeniyle lineer olmayan terimler içerebilir (Przemieniecki, 1968). Bu terimlerin $[K]$ rijitlik matrisine hesaplanarak eklenmesi gerekmektedir.

Yerdeğiştirme-şekildeğiştirme bağıntılarındaki lineer olmayan terimler, $[k]$ eleman rijitlik matrisinin

$$[k] = [k_E] + [k_G] \quad (1.31)$$

ifadesi ile tanımlanmasına neden olurlar.

Denklem 1.31'de verilen $[k_E]$:başlangıçta eleman geometrisi için hesaplanan standart elastik rijitlik matrisini; $[k_G]$:geometrik rijitlik matrisini ifade eder.

$[k_G]$: sadece geometriye değil aynı zamanda başlangıçta var olan iç kuvvetlere de bağlıdır.

Geometrik ve elastik rijitlik matrisleri her eleman için ayrı ayrı hesaplanır ve toplanır. Bu şekilde elde edilen sistem rijitlik matrisi

$$[K] = [K_E] + [K_G]$$

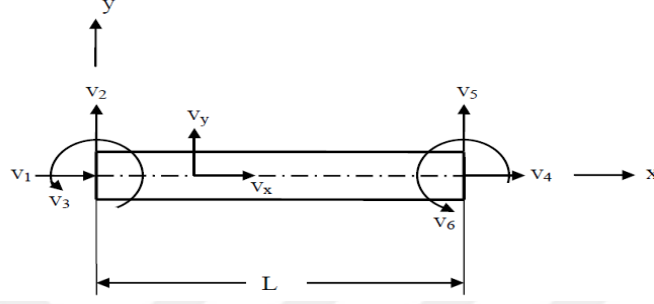
(1.32)

şeklinde elde edilir.

Yukarıda verilen denklemde $[K]$:sistem rijitlik matrisini; $[K_E]$:sistem rijitlik matrisinin elastik bileşenini; $[K_G]$: sistem rijitlik matrisinin geometrik bileşenini göstermektedir (Przemieniecki, 1968).

1.7.1. Kiriş Eleman için Geometrik Rijitlik Matrisinin Hesaplanması

Bir kiriş eleman üzerindeki yerdeğiştirmeler şematik olarak şekil 1.46'daki gibi gösterilmektedir.



şekil 1.46. Kiriş elemana ait yerdeğiştirmeler

şekil 1.46'da verilen kiriş elemanına ait yerdeğiştirme aşağıda verilen ifade ile tanımlanabilmektedir (Przemieniecki, 1968):

$$\begin{bmatrix} V_x \\ V_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1-\xi & 6(\xi-\xi^2)L\eta & (-1+4\xi-3\xi^2)L\eta & \xi & 6(-\xi+\xi^2)\eta & (2\xi-3\xi^2)L\eta \\ 0 & 1-3\xi^2+2\xi^3 & (\xi-2\xi^2+\xi^3)L & 0 & 3\xi^2-2\xi^3 & (-\xi^2+\xi^3)L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ V_5 \\ V_6 \end{bmatrix} \quad (1.33)$$

Burada:

$\xi = \frac{x}{L}$, $\eta = \frac{y}{L}$ ve $v_1, v_2, \dots, v_6$ kiriş elemana ait düğüm noktası yerdeğiştirmeleridir.

Kayma şekil değiştirmelerinden gelen etkiler U_i şekildeğiştirme enerjisinin hesabında ihmal edilmektedir. Bu şekilde sadece normal şekildeğiştirmeler, ϵ_{xx} alınmaktadır. Eleman zerindeki büyük sehimler için bu şekildeğiştirmeler eğilme durumunda;

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial v_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} y + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2$$

(1.34)denklemiyle belirlenir. Burada, y:kirişin tarafsız ekseninden ölçülen uzaklığı; V_0 : ise $y=0$ 'daki V_x yerdeğiştirmesidir.

1.30 denklemi kullanılarak, U_i şekildeğiştirme enerjisi:

$$U_i = \frac{E}{2} \int_V \epsilon_{xx}^2 dV \quad (1.35)$$

denklemi ile ifade edilebilir. Bu denklemde ϵ_{xx} yerine (1.34) denklemindeki değeri yazılırsa;

$$U_i = \frac{E}{2} \int_V \left[\frac{\partial v_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} y + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 \right]^2 dV \quad (1.36)$$

elde edilir.

1.36 denkleminde;

$$\int_V dV = \int_{x=0}^L \int_A dx dA \quad (1.37)$$

olduğu dikkate alınır ve üslü ifade açılırsa;

$$U_i = \frac{E}{2} \int_{x=0}^L \int_A \left[\left(\frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} \right)^2 y^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^4 - 2 \frac{\partial v_0}{\partial x} \cdot \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} y - \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 y + \frac{\partial v_0}{\partial x} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} \right) \right] dx dA \quad (1.38)$$

ifadesi elde edilir. Bu ifadedeki $\frac{1}{4} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^4$ yüksek mertebeli terimi, diğer

terimler yanında çok küçük olduğundan ihmal edilebilir. Kesit alanı A üzerinde integrasyon alınır ve y tarafsız eksenden ölçülen uzaklık olduğu için $\int y dA$ şeklindeki integrallerin sıfıra gitmesi gerektiği gözönüne alınır;

$$U_i = \frac{EA}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 dx + \frac{EI}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} \right)^2 dx + \frac{EA}{2} \int_0^L \frac{\partial v_0}{\partial x} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 dx \quad (1.39)$$

elde edilir. Bu ifadede I kesit atalet momentini göstermektedir.

1.39 denklemindeki ilk iki integral lineer şekildeğiştirme enerjisi, üçüncü integral ise lineer olmayan şekildeğiştirme enerjisi bileşeninden gelen etkiyi göstermektedir.

Zincir kuralı (Bathe, 1996) türev kullanılarak 1.33 denkleminde; V_x yerdeğiştirmesinin $y=0$ 'daki V_0 değerinin x 'e göre birinci mertebe kısmi türevinden 1.37, V_y yerdeğiştirmesinin x 'e göre birinci mertebe kısmi türevinden 1.42, V_y yerdeğiştirmesinin x 'e göre ikinci mertebe kısmi türevinden 1.42 denklemi elde edilir.

$$\frac{\partial v_0}{\partial x} = \frac{1}{L}(-v_1 + v_4) \quad (1.40)$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial x} = \frac{1}{L} \left[6(-\xi + \xi^2)v_2 + (1 - 4\xi + 3\xi^2)Lv_3 + 6(\xi - \xi^2)v_5 + (-2\xi + \xi^2)Lv_6 \right] \quad (1.41)$$

$$\frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} = \frac{1}{L^2} \left[6(-1 + 2\xi)v_2 + 2(-2 + 3\xi)Lv_3 + 6(1 - 2\xi)v_5 + 2(-1 + 3\xi)Lv_6 \right] \quad (1.42)$$

1.40, 1.41 ve 1.42 denklemleri 1.39 denkleminde yerlerine yazılır ve integrali alınır;

$$\begin{aligned} U_i = & \frac{EA}{2L} (v_1^2 - 2v_1v_4 + v_4^2) + \frac{2EI}{L^3} (3v_2^2 + L^2v_3^2 + 3v_5^2 + L^2v_6^2 + 3Lv_2v_3 - 6v_2v_5 \\ & + 3Lv_2v_6 - 3Lv_3v_5 + L^2v_3v_6 - 3Lv_5v_6) + \frac{EA}{L^2} (v_4 - v_1) \left(\frac{3}{5}v_2^2 + \frac{1}{15}L^2v_3^2 + \frac{3}{5}v_5^2 + \frac{1}{15}L^2v_6^2 \right. \\ & \left. + \frac{1}{10}Lv_2v_3 - \frac{6}{5}v_2v_5 + \frac{1}{10}Lv_2v_6 - \frac{1}{10}Lv_3v_5 - \frac{1}{30}L^2v_3v_6 - \frac{1}{10}Lv_5v_6 \right) \end{aligned} \quad (1.43)$$

elde edilir.

$$F = \frac{EA}{L} (v_4 - v_1) \cong \text{sabit} \quad (1.44)$$

olarak tanımlanır.

1.43 denklemindeki şekil değiştirme enerjisi ifadesinde “Castigliano Teorisi” uygulanırsa 1.45 denkleminde gösterilen eleman yük yerdeğiştirme denklemi elde edilir (Przemieniecki, 1968).

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \frac{AL^2}{I} & 0 & 0 & -\frac{AL^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\frac{AL^2}{I} & 0 & 0 & \frac{AL^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{bmatrix} +$$

$$\frac{F}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} & 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{bmatrix} \quad (1.45)$$

Bu ifade sembolik olarak;

$$\{P\} = ([k_E] + [k_G])\{v\} \quad (1.46)$$

şeklinde yazılabilir.

Burada, $[k_E]$ ve $[k_G]$ elastik ve geometrik rijitlik matrisleri olup 1.47 ve 1.48 denklemlerindeki gibidir.

$$[k_E] = \begin{bmatrix} \frac{AL^2}{I} & 0 & 0 & -\frac{AL^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\frac{AL^2}{I} & 0 & 0 & \frac{AL^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (1.47)$$

$$[k_G] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} & 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix} \quad (1.48)$$

Asma köprüleri, farklı davranış gösteren elemanların (kablo, askı, tabliye ve kule gibi) bir araya gelmesi ile oluşur. Özellikle kablolar ve askılar, büyük çekme kuvvetlerine

maruz kalırlar ve bu kuvvetler elemanların rijitlik matrisine büyük bir etki yaparlar. Bu nedenle, asma köprülerin sonlu eleman analizlerinde lineer olmayan davranışı da lineer davranışına ek olarak göz önünde bulundurmak gerekmektedir (Przemieniecki, 1968).

1.8. Asma Köprülerin Analitik Olarak İncelenmesi

Mühendislik yapıları arasında önemli bir yer tutan köprüler, tarih boyunca kullanılmış yapılar arasındadır. Kablo, askı, tabliye ve kule gibi farklı elemanları içeren köprüler, farklı malzeme özelliklerine sahiptir. Uzun açıklıkların geçilmesi gereken durumlarda, asma köprüler, kablolu köprüler ve betonarme köprüler en çok tercih edilen yapılarıdır. Asma köprüler gibi önemli mühendislik yapılarının dinamik davranışını belirlemek için sonlu eleman analizleri kullanılır. Ancak, sonlu eleman analizlerinin yapıların bir anda inşa edildiği ve yüklendiği şeklindeki varsayımları nedeniyle sonuçlar tam olarak güvenilir olmayabilir. Bu nedenle, yapım süreci sırasında yük değişiklikleri ve malzeme deformasyonları da dikkate alınmalıdır. Analizlerde bu faktörler dikkate alındığında, kesit tesirleri ve eleman yüklerinin %50'den fazlasının elde edildiği görülür ve konunun önemi açıkça anlaşılır (Karakaplan vd., 2009; Altunışık vd., 2010).

1.8.1. Yapım Aşamalarının Dikkate Alınması

Köprü yapımı sürecinde öncelikle, kule ve ankraj sistemleri inşa edilir. Bunun ardından, ana kablo çekilir ve askılar bu kabloya bağlanır. Köprü tabliyeleri, ortadan başlayarak her iki uca eşit sayıda monte edilerek yerleştirilir. Köprü yapımının analizi, yapının birden bire inşa edilip yüklenmesi yerine, yüklenici firma tarafından yapılan yapım aşamalarının zaman içinde modellenmesi gereklidir. Bu modelleme, proje ofisinde bulunan mühendisler tarafından zamana bağlı olarak yapılmalıdır.

Köprü gibi önemli mühendislik yapılarında, yapım aşamalarının sonlu eleman analizlerinde modellenmesi için aşağıda verilen durumlara dikkat edinilmesi gerekmektedir (Karakaplan vd., 2009):

- Köprünün trafiğe açılışına kadar geçen süre içerisindeki yapım aşamaları detayları önceden belirlenmelidir.

- Kule, tabliye, mesnet ve askı gibi köprü taşıyıcı sistem elemanlarının hangi yapım aşamalarında ve ne kadar sürede inşa edileceğine yönelik detaylı bir iş planı yapılmalıdır.
- P-Delta etkisi köprü geometrik parametreleri için dikkate alınmalıdır.
- Sonlu eleman modeli, köprü yapım aşamaları dikkate alınarak önceden hazırlanan iş planına göre modellenmeli ve köprüye ait her bir eleman için isimlendirme yapılmalıdır.
- Analizlerin doğru sonuç verebilmesi için, her bir adımdan elde edilen verilerin bir sonraki adıma eklenmesi için ilgili modüller seçilmelidir.
- Lineer olmayan parametreler literatüre uygun olarak seçilmelidir.

1.8.2. Zamana Bağlı Malzeme Deformasyonlarının Dikkate Alınması

Asma köprüler, yapım aşamasında şantiye alanında yüklenici firma tarafından nasıl inşa ediliyorsa, statik hesap yapan mühendislerin bu yapım aşamalarını zamana bağlı olarak bilgisayar ortamında modellemesi gerekmektedir. Bu modellemeyi yapan proje mühendislerinin ayrıca köprü yapımı sırasında betonun sünme, rötre ve elastisite modülü gibi katsayılarının iklim şartlarına bağlı olarak değişikliğe uğrayacağını düşünerek zamana bağlı malzeme deformasyonlarını da göz önünde bulundurarak hesaplamalar yapmalıdırlar. Örneğin yeni dökülmüş bir beton yaştır ve sadece bir ağırlık olarak sisteme etkimektedir. Oysa, 7-28 veya 1000 günlük iken betonun dayanımı sürekli olarak değişmektedir. Betonun yeni dökülmüş yaş halinden, yapının ekonomik ömrünü tamamlamasına kadar geçen sürede betonda meydana gelen değişimler yapım aşaması çözümlemesinde dikkate alınabilir. Böylelikle, ileride oluşabilecek muhtemel hatalar azaltılmaya ve engellenmeye çalışılabilmektedir (Karakaplan vd., 2009).

1.8.2.1. Beton Basınç Dayanımı

Betonun t zamanındaki karakteristik basınç dayanımı sıcaklığa, kullanılan çimento tipine ve betona uygulanan kür şartlarına göre değişkenlik göstermektedir. Betonun herhangi bir zamandaki basınç dayanımı:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (1.49)$$

şeklinde ifade edilmektedir (CEB-FIP, 1990). Burada, $\beta_{cc}(t)$ betonun yaşına bağlı bir katsayıdır. Bu katsayı ise aşağıda verilen denklem ile hesap edilebilmektedir:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (1.50)$$

Yukarıda verilen denklemde, $f_{cm}(t)$ t günlük bir betonun basınç dayanımını; f_{cm} :betonun 28 günlük basınç dayanımını, t:betonun gün cinsinden yaşını ifade etmektedir. $t_1=1$ gündür, s:çimento tipine bağlı olarak değişen 0.20, 0.25 ve 0.38 gibi bir katsayıdır.

1.8.2.2. Betonun Yaşı

Betona ait elastisite modülü zamana göre değişkenlik göstermektedir. Betonun elastisite modülü:

$$E_{ci}(t) = E_{ci} \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (1.51)$$

şeklinde hesap edilmektedir (CEB-FIP, 1990).

Yukarıda verilen denklemde, $E_{ci}(t)$:t günlük betonun elastisite modülünü; E_{ci} :betonun 28 günlük elastisite modülünü; $\beta_{cc}(t)$:Betonun yaşına bağlı olarak belirlenmiş katsayıyı ifade etmektedir.

1.8.2.3. Betonun Büzülmesi

Betonun toplam büzülme şekil değiştirmesi CEB-FIP (1990) şartnamesine göre:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cso} \beta_s(t - t_s) \quad (1.52)$$

denklemleri ile hesap edilmektedir ve bu denklemde yer alan ε_{cso} :kavramsal büzülme katsayısını; β_s :zamana bağlı devam eden büzülmeyi gösteren bir katsayıyı ifade etmektedir (t:betonun gün cinsinden yaşını; t_s :beton için büzülmenin başladığı andan itibaren gün cinsinden yaşını göstermektedir.)

Aşağıda verilen bağıntılar ile kavramsal büzülme katsayısı hesap edilebilmektedir:

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (1.53a)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10 \beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \quad (1.53b)$$

Burada, f_{cm} :MPa cinsinden betonun 28 günlük basınç dayanımını; $f_{cm0}=10\text{MPa}$ 'ı; β_{sc} :çimento tipine bağlı olarak 4 ve 8 arasında değişen bir katsayıyı ifade etmektedir.

$$\left. \begin{aligned} \beta_{RH} &= -1.55\beta_{sRH} & 40\% \leq RH < 90\% \\ \beta_{RH} &= 0.25 & RH \geq 99\% \end{aligned} \right\} \quad (1.54)$$

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \quad (1.55)$$

Burada, RH:% olarak atmosferdeki nem oranını ifade eder ve RH_0 100%'dür.

Zamana bağlı olarak devam eden büzülme ise,

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{\frac{(t-t_s)/t_1}{350(h/h_0) + (t-t_s)/t_1}} \quad (1.56)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada; H: kavramsal olarak mm cinsinden ifade edilen bir boyuttur, ve H değeri: $H = 2A_c/U$ ifadesi ile hesap edilmektedir (A_c : kesit alanı; U:atmosfer ile temas eden çevre uzunluğudur; $h_0=100\text{mm}$; $t_1=1$ gündür)

1.8.2.4. Betonun Sünmesi

CEB-FIP (1990) şartnamesine göre sünme modeli olarak adlandırılan bir yaklaşımla betonun sünme etkisi hesaplanmaktadır. Bu yaklaşıma göre t_0 anındaki sabit bir gerilme için:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \phi(t, t_0) \quad (1.57)$$

ifadesi dikkate alınmaktadır. $\sigma_c(t_0)$: t_0 anındaki yüklemeye karşılık gelen gerilme; $\phi(t, t_0)$:sünme katsayısını göstermektedir ve bu katsayı:

$$\phi(t, t_0) = \beta_c(t-t_0) \phi_0 \quad (1.58)$$

ifadesi ile hesap edilmektedir (β_c :yüklemeden sonra devam eden sünme; t:betonun günü; t_0 :yükleme anındaki betonun yaşı).

Sünme katsayısı:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (1.59a)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)}{0.46 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{1/3}} \quad (1.59b)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}}} \quad (1.59c)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_0}{t_1} \right)^{0.2}} \quad (1.59d)$$

şeklinde ifade edilmektedir.

Zamana bağlı olarak devam eden sünme ise:

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right] \quad (1.60a)$$

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (1.60b)$$

şeklinde yazılabilir ($t_1=1$ gün; $RH_0=100$; $h_0=100\text{mm}$ 'dir).

1.8.2.5. Çeliğin Gevşemesi (Relaksasyonu)

Öngerilemeli çeliğin gevşemesi CEB-FIP (1990) şartnamesine göre 3 farklı gruba ayrılmaktadır. Birinci grup halat ve tel grupları için normal gevşeme; ikinci grup halat ve tel grupları için gelişen ve devam eden gevşeme; üçüncü ve son grup ise donatı çeliği için gevşemeyi ifade etmektedir.

Yaklaşık olarak 30 yıllık gevşeme tahmini:

$$\rho_t = \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^k \quad (1.61)$$

denklemleri ile hesaplanmaktadır (CEB-FIP, 1990). Burada: ρ_t : t saat sonraki relaksasyonu,

ρ_{1000} : 1000 saat sonraki relaksasyonu ifade eder. $k \approx \log(\rho_{1000}/\rho_{100})$ yaklaşımına göre; k:

birinci grup için 0.12; ikinci grup için 0.19 alınmakta, ρ_{100} : 100 saat sonraki relaksasyonu göstermektedir.

Çeliğin gevşemesinin (relaksasyonu) uzun süreli değerleri için uzun süreli testler yapılmaktadır. 50 yıl ve üzeri gevşeme değerleri için 1000 saatlik gevşemenin 3 katı değer hesaba katılmaktadır.



2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Giriş

Bu tezde, asma köprülerin dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmada ayrıca köprünün yapım aşaması, dalga yayılma etkisi, yakın ve uzak fay, stokastik analizleri de yapılmıştır. Bu amaçla 1915 Çanakkale Asma Köprüsü örnek uygulama olarak seçilmiştir.

Çalışmalar kapsamında, öncelikle 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün tasarımı yapılmıştır. Tasarım aşamasından sonra bu asma köprüye Kocaeli-Çanakkale deprem hareketi etki ettirilerek köprünün deprem yüklemesi altında dinamik davranışları incelenmiştir.

2.2. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün Tasarımı

1915 Çanakkale Asma Köprüsü, Çanakkale il sınırları içerisinde, Gelibolu ile Lapseki ilçelerini birbirine bağlayan Çanakkale Boğazı'nda ilk; Marmara Bölgesi'nde beşinci olan bir asma köprüdür. Bu bölüm içerisinde asma köprünün kule, kablo, tabliye ve temel gibi yapısal elemanlarının tasarımı gerçekleştirilmiştir.

Asma köprüler, uygarlık tarihindeki köprü türleri arasında en hızlı gelişen türdür. 150 yıl içerisinde, uzunlukları 10 kat artmıştır. Son 50 yılda, 1.500 metreyi aşan uzunluğa sahip asma köprülerin teorik çalışmaları ve inşaatları, çoklu kutu kesitli tasarımların, ekonomik sınırlar içinde rüzgar kuvvetlerine yeterli direnç sağladığını göstermiştir.

Türkiye'de 1960 yılından bu yana Karayolları Genel Müdürlüğü asma köprülerle ilgili araştırmalar yaparak bilgi toplamış ve projeler geliştirmiştir. İstanbul Boğazı'nda, 1973 ve 1988 yıllarında, kutu kesitli iki ayrı asma köprü yapılmıştır. 2016 yılında Osmangazi ve Yavuz Sultan Selim köprüleri çok kısa bir sürede inşaa edilerek işletmeye girmiştir.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün temeli, 18 Mart 2017 tarihinde atılmıştır. Bu nedenle, uluslararası asma köprü mühendisliğinin dikkati Çanakkale'ye odaklanmıştır. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü, 2.023 metrelik ana açıklığı ile; 1998 yılından bu yana bu rekoru elinde bulunduran Japonya'daki Akashi Kaikyo Köprüsü'nü 32 metre geçmiş bulunmaktadır.

Mevcut tasarım kuralları ve teknolojik imkanlar göz önünde bulundurulduğunda, anıtsal bir kalitede beklenen bir köprünün estetik boyutları gözardı edilmeden tasarlamayı düşünmek imkânsızdır. Tam tersine, köprü görüntüsünün estetiği ile heyecan uyandırmalıdır. Estetik unsurlara verilen daha fazla dikkat, yapının hayatının daha uzun olmasını ve toplumun işi daha dikkatli korumasını sağlamaktadır.

Çok büyük açıklıklara sahip bir asma köprü, yükleri taşıyacak gücünü, formunun orantıları ve estetik öğeleri ile ön plana çıkarmalıdır. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü, 100 yıllık Türkiye Cumhuriyeti'nin başarılarını simgelemek, Çanakkale'yi geçilemez hale getiren şehitlerimize hatıra, dünya kamu işlerine, medeniyetimizin gelişmesine ve barışa katkı olarak adanmıştır. Köprünün estetik tasarımı, orantıları ve teknolojik özellikleri sayesinde tüm görevlerini yerine getireceğine inanılmıştır.

Proje tasarım kriterlerinden olan Sismik Performans Kriterleri arasında, 2.475 yıllık depremsellik dönemi içinde tamir edilebilir hasarın meydana gelebileceği öngörülmektedir.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü ve Otoyol Projesi için, Mart 2018'de 10 farklı ülkeden 25 finansal kuruluş tarafından imzalanan kredi sözleşmeleri ile Mart 2018'de Projeye toplam 15 yıllık 2.265 milyar Euro kredi sağlanmıştır.

Proje'nin finansmanında yer alan finans kuruluşlarının ve kamu kurumlarının isimleri Şekil 2.1'de gösterilmektedir.

Kamu Kurumları



Garanti Verenler



Kredi Verenler



Şekil 2 1. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün finans kurumları (URL 16)

2.2.1. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün Genel Özellikleri

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün inşaatı, Türkiye'nin gururlu anıtlarından biri olmuştur. Sadece Türkiye için değil, dünya çapında da tarihi önemi olan Çanakkale şehrinde inşaa edilen asma köprünün 318 metrelik çelik kuleleri, Çanakkale Deniz Zaferi'nin kazanıldığı 18 Mart 1915'i (18.03.1915) işaret ederken, iki çelik kule arasındaki 2.023 metrelik orta açıklığı, Türkiye Cumhuriyeti'nin 100. Yılı'nı simgelemektedir ve bu özelliği ile dünyanın en uzun orta açıklıklı asma köprüsü olmuştur. Ayrıca, köprüde kullanılan çelik tel, eklenerek 162 bin kilometre uzunluğunda bir çelik tel elde edilir ve bu da dünya çevresini dört kez sarmaya eşdeğerdir.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü, dünyada ikiz tabliye olarak tasarlanan ender asma köprülerden biridir. 2.000 metreden fazla orta açıklıklı, ikiz tabliyeli olarak tasarlandığı ve inşa edildiği için, dünyada ilk olma özelliğine sahiptir. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü 318 metrelik kule yüksekliği ve 16 metrelik mimari amaçlı top mermisi figürü de dikkate alındığında, 334 metre deniz seviyesinden yükselerek dünyadaki en yüksek kuleli asma köprü olmuştur.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü, toplam uzunluğu 3.563 metre, orta açıklığı 2.023 metre, kenar açıklıkların her biri 770 metre ile 365 ve 680 metre yaklaşım viadukları ile toplam 4.608 metre geçiş uzunluğundadır. Köprü, her iki yönde üçer şerit trafik hizmeti verecek şekilde ve ikiz tabliyeli olarak tasarlanmıştır. Tabliyesinin 45.06 metre genişliği ve 3.5 metre yüksekliği vardır. Kulelerin temelleri, Asya yakasında 45 metre ve Avrupa yakasında 37 metre derinliği olan iyileştirilmiş deniz tabanına serbestçe oturmaktadır.



Şekil 2.2. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün olduğu yerin haritası (URL 21)



Şekil 2.3. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü yapan kamu kurumları (URL 16)



Şekil 2.4. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule ilk imalatı (URL-16)



Şekil 2.5. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule imatları (URL-16)



Şekil 2.6. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule son imalatı (URL-16)



Şekil 2.7. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü kedi yolu (URL-17)



Şekil 2.8. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule ana kablolar (URL-18)



Şekil 2.9. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü tabliye parçaları (URL-19)



Şekil 2.10. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü ilk tabliye montajı (URL-18)



Şekil 2.11. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü tabliye parçaları montajı (URL-18)



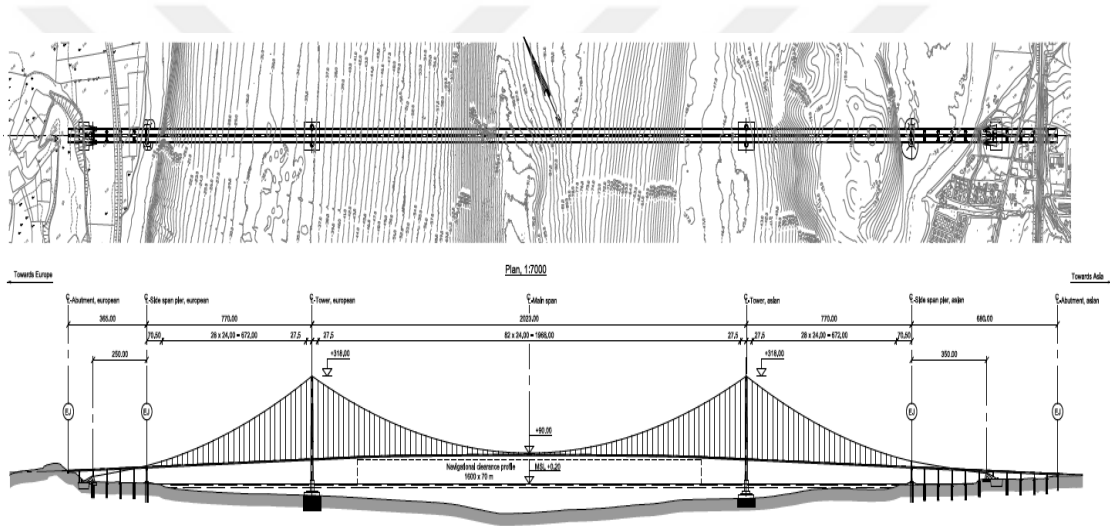
Şekil 2.12. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü son tabliye montajı (URL-18).



Şekil 2.13. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü işleri tamamlamak üzere (URL-18)

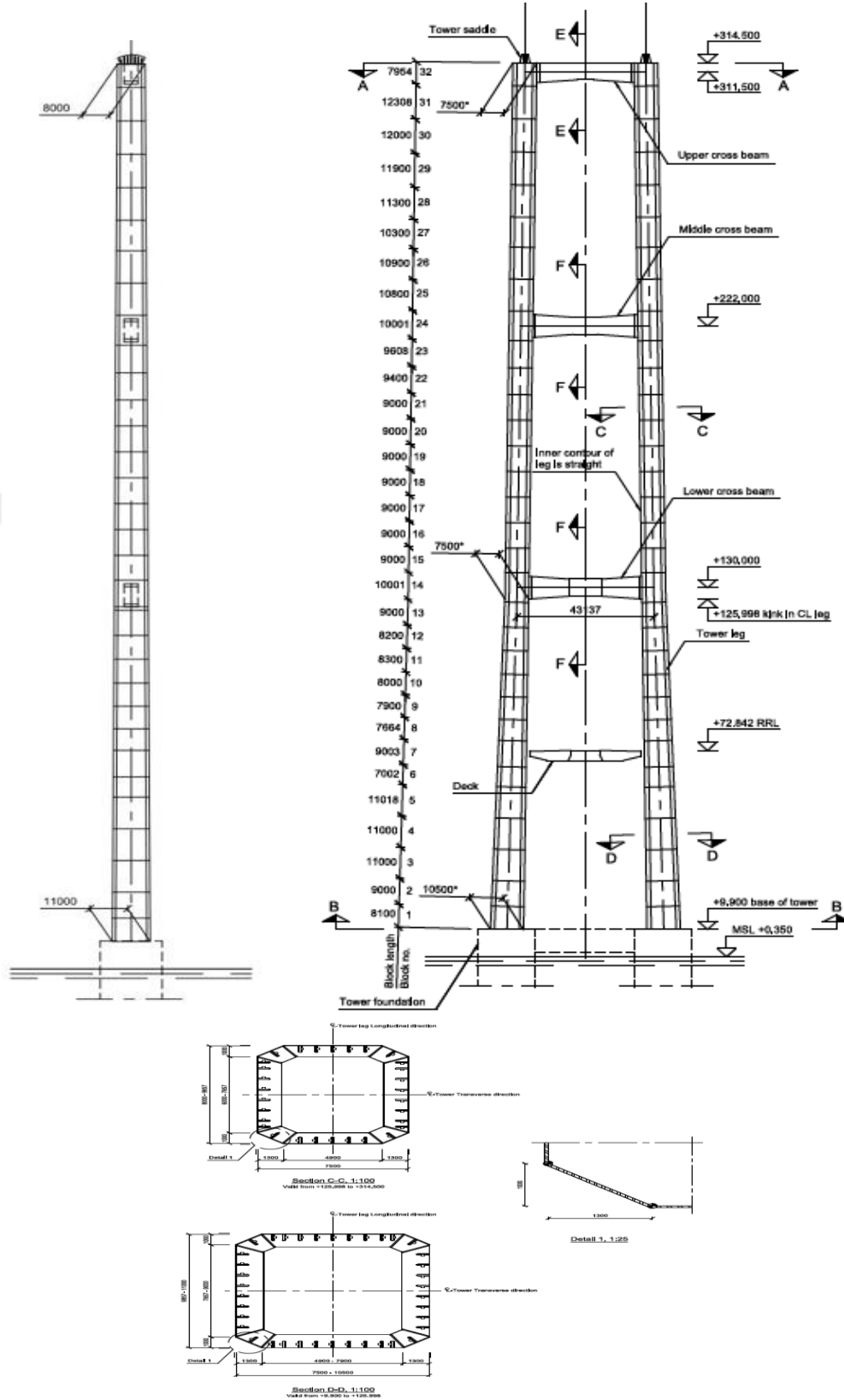


Şekil 2.14. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü işleri tamamlandı (URL-20)



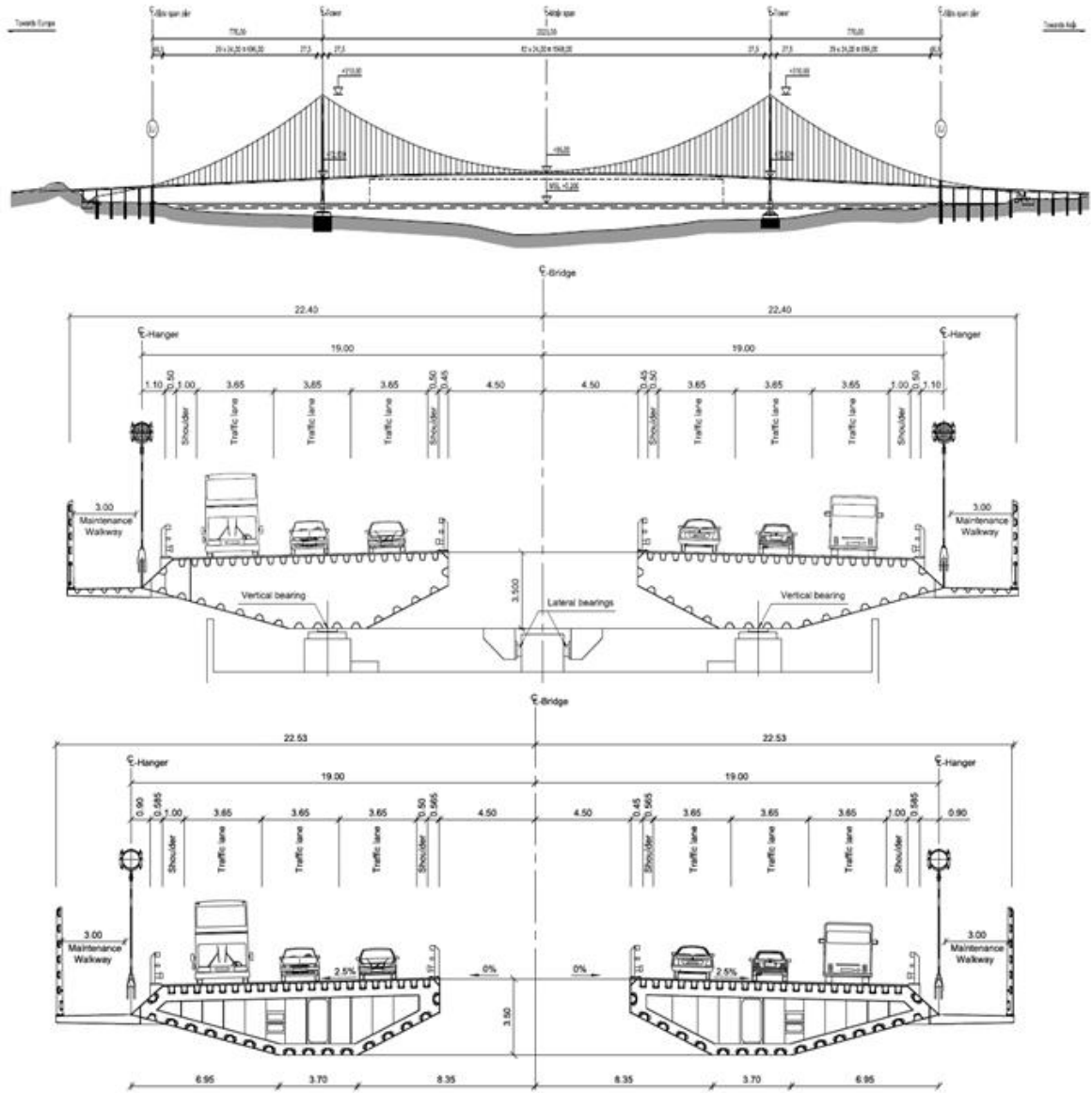
Şekil 2.15. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü plan ve kesiti (Apaydin vd., 2018; URL-22)

1915 Çanakkale Asma Köprüsü kuleleri, H şeklinde tasarlanmış ve 318 metre yüksekliktedir. Ana kablolar, Asya tarafındaki beton bloklara 1020 metre mesafede, Avrupa tarafındaki beton bloklara ise 1120 metre mesafede sabitlenmiştir. Ana açıklık tabliyesi, 24 metre aralıklarla 84 adet askı ile ana kablolarla bağlanırken, kenar açıklık tabliyesi ise her biri 24 metre aralıklarla 32 adet askı kablo ile ana kablolarla bağlanmaktadır. Şekil 2.16'da 1915 Çanakkale Asma Köprü'nün kule kesit görünüşleri verilmektedir (Apaydin vd., 2018; URL-16; URL-22).



Şekil 2.16. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü kule kesiti (Apaydin vd., 2018)

Ana (orta) açıklık tabliyesi çelikten yapılmıştır ve çelik kesitler köprü boyunca değişmektedir. Tabliye genişliği 45.06 metre ve tabliye yüksekliği 3.5 metre'dir. Askıların tabliye bağlantı noktalarının başlangıç mesafesi 46.5 metre, kulelerin öncesinde ve sonrasında 27.5 metre, diğer noktalar arasında 24 metre'dir. Asma köprünün çelik tabliye enkesiti ve geometrik özellikleri Şekil 2.17'de gösterilmektedir.



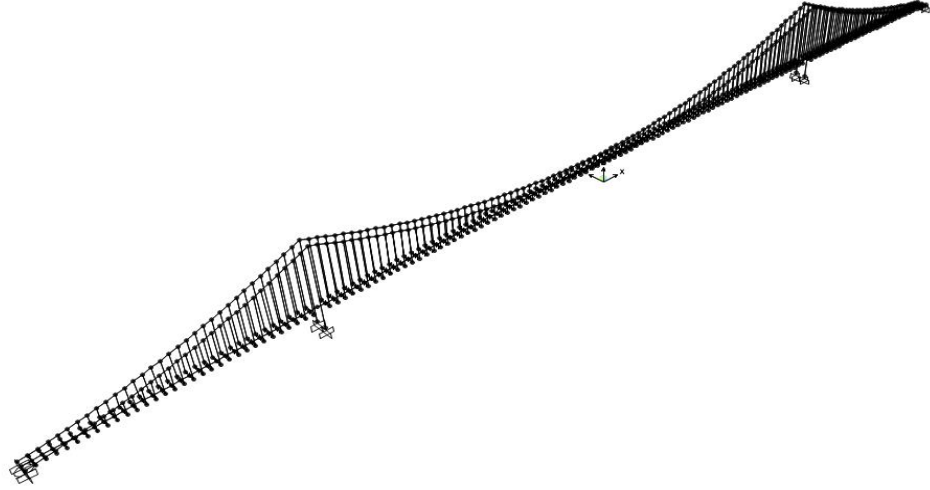
Şekil 2.17. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü tabliye en kesiti (Apaydin vd., 2018)

1915 Çanakkale Asma Köprüsü ana (orta) açıklık kablolarının her biri, her biri içinde 5,75mm çapında 127 adet çelik tel bulunan 144 büklümden oluşmaktadır. Ana (orta) açıklık kablolarının her birinde toplam 18.288 adet 5,75mm çapında çelik tel

bulunmaktadır. Kenar açıklık kablolarının her biri, her biri içinde 5,75mm çapında 127 adet çelik tel bulunan 148 bükümünden oluşmaktadır. Kenar açıklık kablolarının her birinde toplam 18.796 adet 5,75mm çapında çelik tel bulunmaktadır (URL-16; URL-22).

2.2.2. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü Sonlu Eleman Modeli

1915 Çanakkale Asma Köprüsü, üç boyutlu (3B) sonlu eleman modeli SAP2000 programı kullanılarak oluşturulmuştur. Köprü kuleleri, tabliye ve kablolar çerçeve eleman, askılar ise kafes eleman olarak modellenmiştir. 3B model içinde toplam 757 düğüm noktası, 448 çerçeve eleman, 148 kafes eleman ve 145 bağlantı elemanı kullanılmıştır (Şekil 18).



Şekil 2.18. Çanakkale Asma Köprüsü 3B sonlu eleman modeli

2.2.3. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü Elemanlarına Ait Kesit Özellikleri

1915 Çanakkale Asma Köprüsü elemanlarına ait kesit özellikleri Tablo 2.1’de, malzeme özellikleri ise Tablo 2.2’de verilmektedir.

Tablo 2.1. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü elemanlarına ait kesit özellikleri

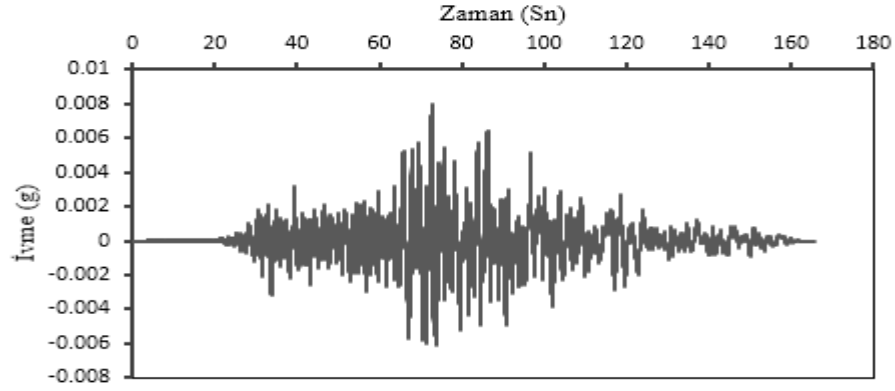
Eleman	Alan (m ²)	Atalet Momenti (m ⁴)		
		I ₃₋₃	I ₂₋₂	J
Tabliye	0,647	14,879	1,037	2,101
Her bir kule ayağı	2,274	19,649	29,194	22,637
Her bir ana açıklık kablosu	0,4749	1,795x10 ⁻²	1,795x10 ⁻²	3,589x10 ⁻²
Her bir kenar açıklık kablosu	0,4881	1,895x10 ⁻²	1,895x10 ⁻²	3,791x10 ⁻²
Her bir askı halatı	3,61x10 ⁻³	-----	-----	-----

Tablo 2.2. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü elemanlarına ait malzeme özellikleri

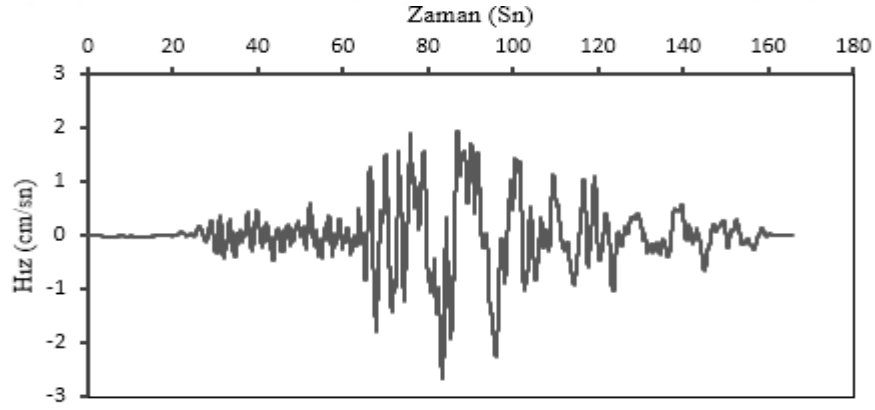
Eleman	Elastisite Modülü E (kN/m ²)	Poisson Oranı v
Tabliye	2,10x10 ⁸	0,30
Kuleler	2,10x10 ⁸	0,30
Ana açıklık kablosu	2,00x10 ⁸	0,30
Kenar açıklık kablosu	2,00x10 ⁸	0,30
Askı halatları	2,00x10 ⁸	0,30

2.3. Dinamik Analiz

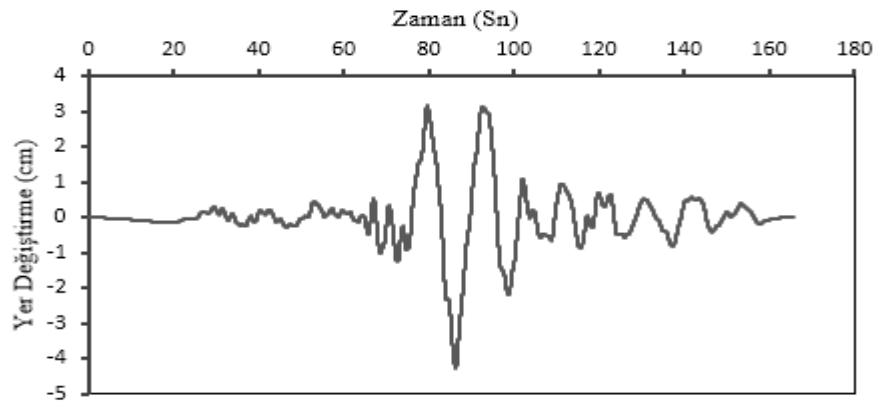
1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün dinamik davranışının belirlenmesi için 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi, Canakkale İstasyonu (PEER, 2022) ivme kaydı düşey bileşeni kullanılmıştır. Deprem kaydı köprüye düşey doğrultuda uygulanmıştır. Şekil 2.19, 2.20 ve 2.21'de Canakkale İstasyonu deprem kaydı düşey bileşeninin sırasıyla ivme-zaman, hız-zaman ve yerdeğiştirme-zaman grafikleri gösterilmektedir. Analizde geometrik olarak lineer olmama durumu P-Delta etkileri ile dikkate alınmıştır. Dinamik analiz sonucunda; kuleler, tabliye ve ana kablolarda meydana gelen yerdeğiştirmeler ile normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti gibi iç kuvvetler ile askılardaki eksenel kuvvetler elde edilmiştir.



Şekil 2.19. 1999 Kocaeli Depremi Çanakkale İstasyonu CNK-UP kaydının ivme-zaman grafiği



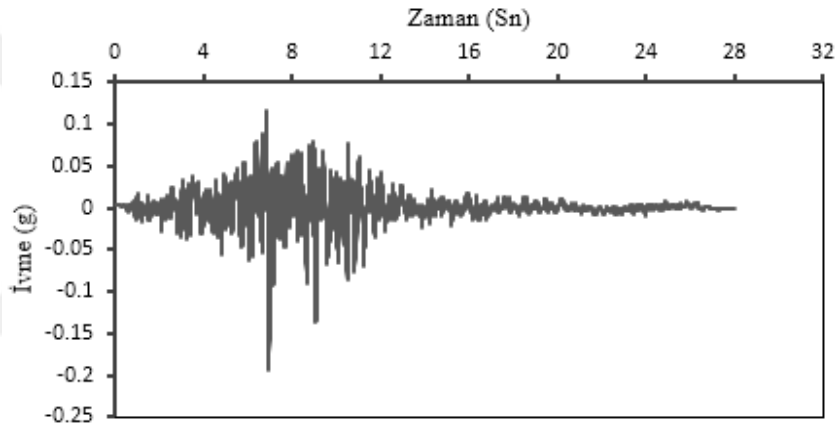
Şekil 2.20. 1999 Kocaeli Depremi Çanakkale İstasyonu CNK-UP kaydının hız-zaman grafiği



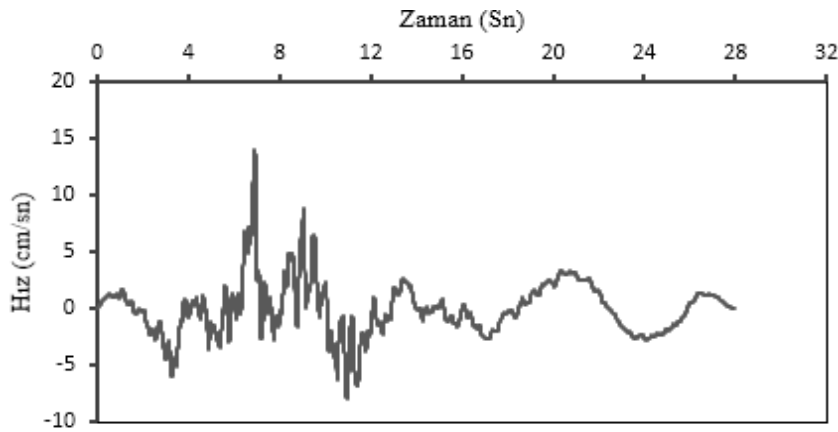
Şekil 2.21. 1999 Kocaeli Depremi Çanakkale İstasyonu CNK-UP kaydının yerdeğiştirme-zaman grafiği

2.4. Dalga Yayılma Etkisi

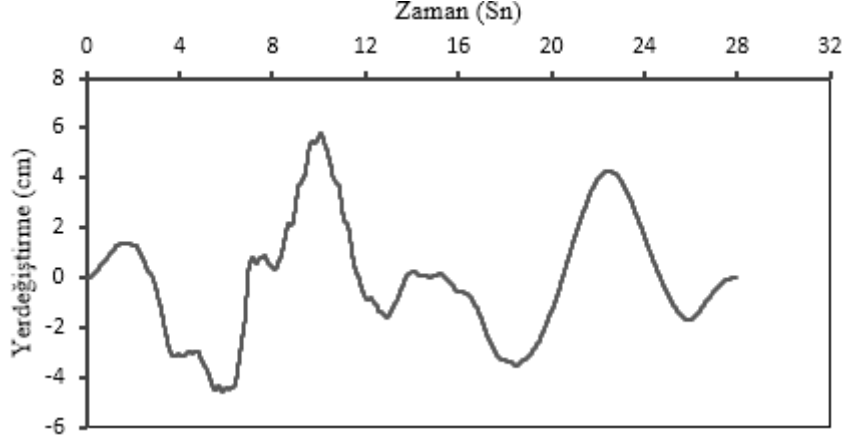
1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün dalga yayılma etkisinin belirlenmesi için 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi, Gebze İstasyonu (PEER, 2022) ivme kaydı düşey bileşeni kullanılmıştır. Deprem kaydı köprüye düşey doğrutuda uygulanmıştır. Şekil 2.22, 2.23 ve 2.24'te Canakkale İstasyonu deprem kaydı düşey bileşeninin sırasıyla ivme-zaman, hız-zaman ve yerdeğiştirme-zaman grafikleri gösterilmektedir. Dalga yayılma etkisi dikkate alınarak yapılan analizler sonucunda; kuleler, tabliye ve ana kablolarda meydana gelen yerdeğiştirmeler ile normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti gibi iç kuvvetler ile askılardaki eksenel kuvvetler elde edilmiştir.



Şekil 2.22. 1999 Kocaeli Depremi Gebze İstasyonu GBZ-UP kaydının ivme-zaman grafiği



Şekil 2.23. 1999 Kocaeli Depremi Gebze İstasyonu GBZ-UP kaydının hız-zaman grafiği



Şekil 2.23. 1999 Kocaeli Depremi Gebze İstasyonu GBZ-UP kaydının yerdeğiştirme-zaman grafiği

2.5. Yakın ve Uzak Fayların Etkisi

Yakın fay hattı hareketi, yüksek enerjili yer hareketlerinin başlangıcında yüksek şok özellikleri gösterir ve şok süresi genellikle 1 saniyeden daha uzundur. Kobe 1995, Kocaeli 1999, Chi-Chi 1999 ve Düzce 1999 depremleri özellikle yakın fay hattı hareketi özelliklerini gösterir. Bu çalışmada, Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi tarafından sağlanan deprem verileri kullanılmıştır ve Kobe 1995, Kocaeli 1999, Chi-Chi 1999 ve Düzce 1999 deprem hareketleri seçilmiştir. Veriler MATLAB programı ile kodlama yoluyla her saniye için sıralanmıştır. Bu şekilde verilerin gerçekçi analiz için doğru kullanımı garanti edilmiştir. Yakın fay hattı hareketi özelliklerine sahip deprem kayıtlarının tanımlanması için aşağıdaki kriterler izlenmiştir: Deprem kayıt istasyonundan fay hattına olan mesafe 10 km'nin altında olmalı, şok süresi 1 saniyeden daha uzun olmalı ve maksimum yer hızının maksimum yer ivmesine oranı (PGV/PGA) 0.1 saniyeden büyük olmalıdır. Bu kriterler UBC-1997, Alavi ve Krawinkler (2001), Cox ve Ashford (2002), ve Adanur ve diğerleri (2012) tarafından da kabul edilmiştir. Bu kriterlere uymayan deprem kayıtları, fay hattına mesafesi 10 km'den fazla olanlar, hız-zaman grafiklerinde şok etkisi görülmeyenler ve PGV/PGA değeri 0.1 saniyeden küçük olanlar uzak fay hattı yer hareketi kayıtları olarak tanımlanırlar.

Yer hareketlerini incelemek için dört deprem olayındaki yakın fay ve uzak fay deprem kayıtlarının 1494 verisi incelenmiştir. Bu veriler arasından, Chi-Chi depremi için TCU050 ve TCU054 yakın fay darbeleri deprem kayıtları, TCU089 yakın fay darbesiz deprem kaydı ve HWA032 uzak fay deprem kaydı; Düzce depremi için 1058 ve 531 yakın

fay darbeleri deprem kayıtları, 498 yakın fay darbesiz deprem kaydı ve BOLU uzak fay deprem kaydı; Kobe depremi için PRI ve KBU yakın fay darbeleri deprem kayıtları, NIS yakın fay darbesiz deprem kaydı ve CHY uzak fay deprem kaydı; ve Kocaeli depremi için YPT ve IZT yakın fay darbeleri deprem kayıtları ve ERG uzak fay deprem kaydı seçilmiştir. Yakın fay deprem kayıtları arasında darbesiz deprem kaydı bulunamamıştır. Bu veriler normalize edilmiş ve doğu-batı, kuzey-güney ve düşey bileşenlere göre karşılaştırılmıştır (Tablo 2.3).

Tablo 2.3. Seçilen deprem kayıtları için yapılan normalleştirmeler.

Seçilen Depremler	Normalleştirmeler		
	Doğu - Batı Bileşen	Kuzey ve Güney Bileşen	Düşey Bileşen
Chi-Chi Kaydı	0,35g	0,35g	0,20g
Düzce Kaydı	0,40g	0,35g	0,20g
Kobe Kaydı	0,55g	0,50g	0,40g
Kocaeli Kaydı	0,20g	0,30g	0,20g

Uzak fay ve yakın fay yer hareketlerinin seçilen deprem kayıtları için özellikleri Tablo 2.4 ve Tablo 2.5'te verilmektedir.

Tablo 2.4. Yer hareketlerinin Uzak fay için özellikleri

Deprem Kayıtları		d (km)	M _w	PGV (cm/sn)	PGA (g)	PGV/PGA (sn)	Fay Mekanizması
KOBİ	CHY E	49,91	6,90	5,32	0,09	0,06	YA
	CHY N	49,91	6,90	4,12	0,11	0,04	YA
	CHY V	49,91	6,90	2,43	0,07	0,04	YA
KOCALİ	ERG E	142,29	7,51	16,63	0,09	0,19	YA
	ERG N	142,29	7,51	10,91	0,10	0,11	YA
	ERG V	142,29	7,51	3,98	0,06	0,07	YA
CHI-CHI	HWA032 E	47,31	7,62	8,20	0,15	0,06	TV
	HWA032 N	47,31	7,62	8,17	0,11	0,08	TV
	HWA032 V	47,31	7,62	8,71	0,09	0,10	TV
DÜZCE	BOLU E	12,04	7,14	55,90	0,74	0,08	YA
	BOLU N	12,04	7,14	65,85	0,80	0,08	YA
	BOLU V	12,04	7,14	23,46	0,20	0,12	YA

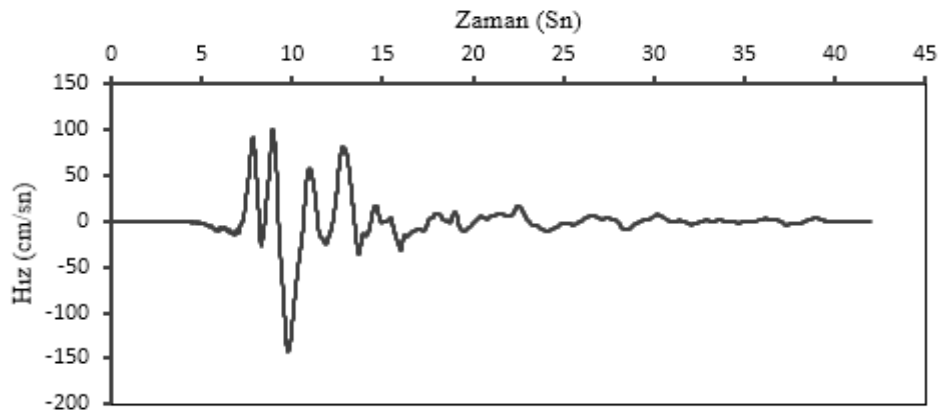
Tablo 2.5. Yer hareketlerinin yakın fay için özellikleri

Deprem Kayıtları		d (km)	M _w	PGV (cm/sn)	PGA (g)	PGV/PGA (sn)	TP (sn)	Fay Mekanizması
KOBE	PRI E	6,9	3,31	0,35	90,62	0,26	2,2	YA
	PRI N	6,9	3,31	0,29	51,11	0,18	2,7	YA
	PRI V	6,9	3,31	0,57	62,08	0,11	2,3	YA
	KBU E	6,9	0,92	0,27	55,27	0,21	2,4	YA
	KBU N	6,9	0,92	0,31	30,87	0,10	2,2	YA
	KBU V	6,9	0,92	0,45	18,57	0,04	1,7	YA
	NIS E	6,9	7,08	0,48	46,80	0,10	Darbesiz	YA
	NIS N	6,9	7,08	0,46	38,24	0,08	Darbesiz	YA
	NIS V	6,9	7,08	0,39	24,61	0,06	Darbesiz	YA
KOCAELİ	YPT E	7,5	4,83	0,23	69,68	0,31	4,4	YA
	YPT N	7,5	4,83	0,32	71,85	0,23	4,7	YA
	YPT V	7,5	4,83	0,24	30,76	0,13	4,3	YA
	IZT E	7,5	7,21	0,16	22,32	0,14	3,2	YA
	IZT N	7,5	7,21	0,23	38,27	0,17	4,7	YA
	IZT V	7,5	7,21	0,14	12,38	0,09	3,1	YA
CHI-CHI	TCU050 E	7,6	9,49	0,14	36,67	0,27	7,7	TV
	TCU050 N	7,6	9,49	0,13	43,28	0,34	7,8	TV
	TCU050 V	7,6	9,49	0,09	42,14	0,48	4,7	TV
	TCU054 E	7,6	5,28	0,15	46,00	0,31	9,2	TV
	TCU054 N	7,6	5,28	0,19	41,40	0,22	5,8	TV
	TCU054 V	7,6	5,28	0,13	30,13	0,24	5,7	TV
	TCU089 E	7,6	9,00	0,35	34,97	0,10	Darbesiz	TV
	TCU089 N	7,6	9,00	0,23	33,13	0,15	Darbesiz	TV
	TCU089 V	7,6	9,00	0,19	21,02	0,11	Darbesiz	TV
DÜZCE	1058 E	7,1	0,21	0,08	14,28	0,18	6,1	YA
	1058, N	7,1	0,21	0,11	15,81	0,15	2,9	YA
	1058 V	7,1	0,21	0,07	15,21	0,22	3,7	YA
	531 E	7,1	8,03	0,16	10,87	0,07	4,8	YA
	531 N	7,1	8,03	0,12	13,40	0,11	2,7	YA
	531 V	7,1	8,03	0,06	8,84	0,15	7,1	YA
	498 E	7,1	3,58	0,40	24,15	0,06	Darbesiz	YA
	498 N	7,1	3,58	0,35	25,22	0,07	Darbesiz	YA
	498 V	7,1	3,58	0,18	17,69	0,10	Darbesiz	YA

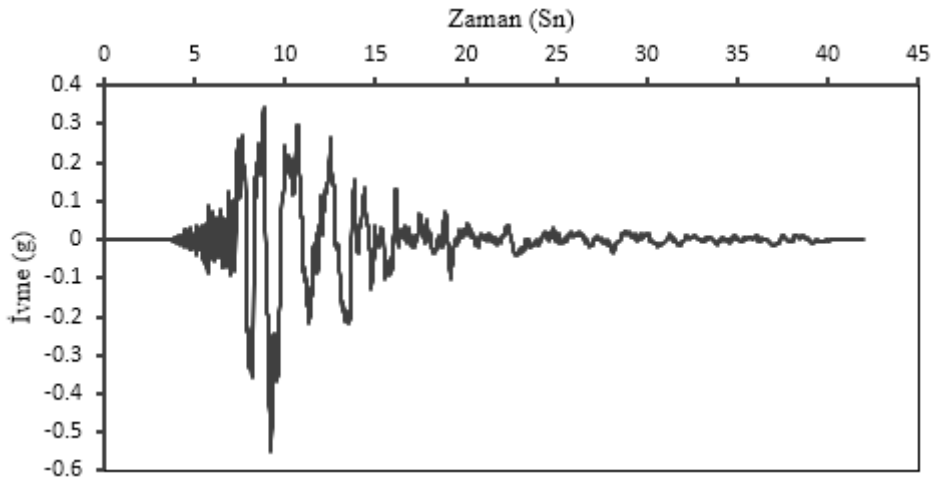
2.5.1. Kobe Deprem Kaydı

Kobe depremi PRI kaydı, yakın fay darbesine maruz kalan yer hareketini yansıtmaktadır. Hız-zaman grafikleri incelendiği zaman, darbe etkileri açık bir şekilde belli

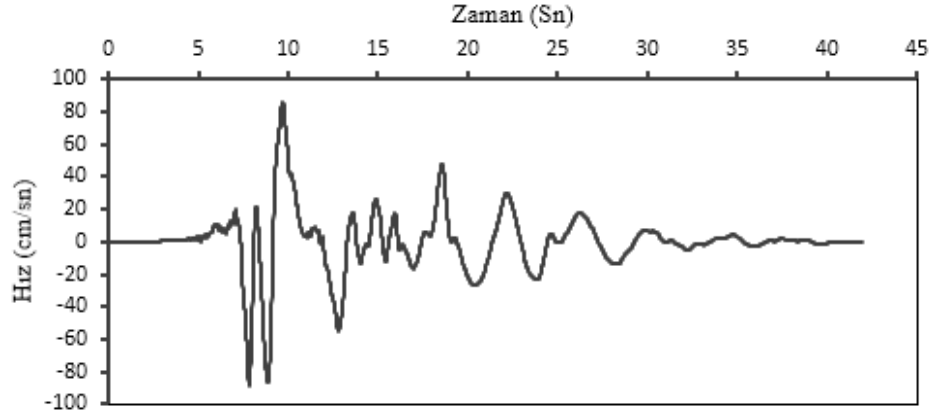
olmaktadır. Bu etkiler, deprem kaydının başlangıcında ortaya çıktığı için, kayıtların ileri yönelme etkisi sonucunda oluştuğu anlaşılmaktadır. Darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 2,7 saniye; kuzey-güney doğrultusun 2,2 saniye ve düşey yönde ise 2,3 saniyedir. Doğubatı doğrultusunda en büyük yer ivmesi (PGA) değeri 0,29g ve en büyük yer hızı (PGV) değeri ise 51,11cm/s; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,35g ve PGV değeri ise 90,62cm/s; düşey yönde PGA değeri 0,57g ve PGV değeri ise 62,08cm/s'dir. (Şekil 2.26-2.31).



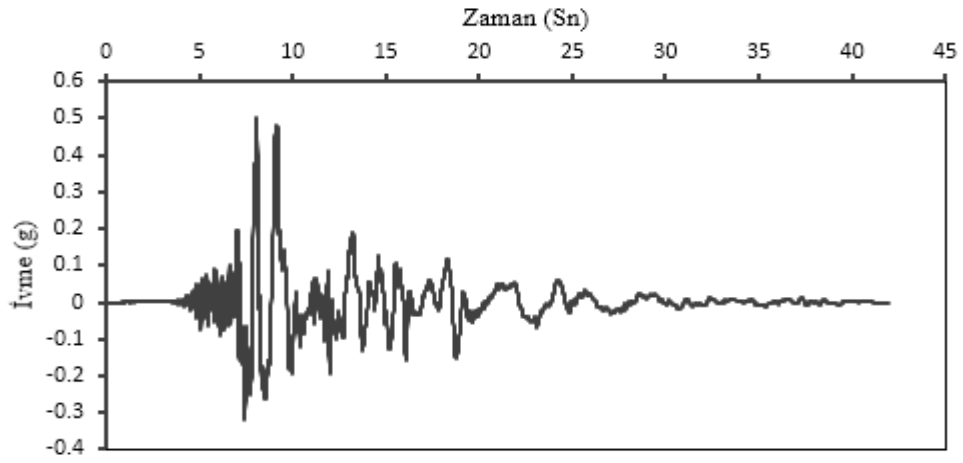
Şekil 2.15. Kobe depremi PRI kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği



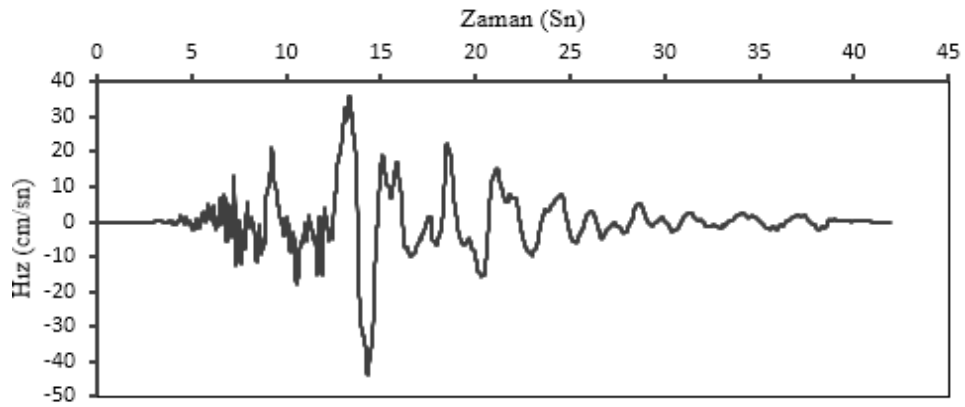
Şekil 2.16. Kobe depremi PRI kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



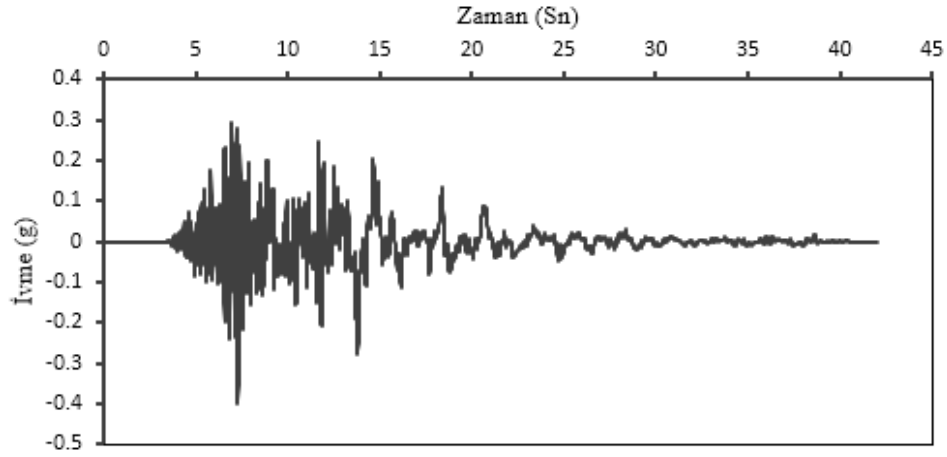
Şekil 2.17. Kobe depremi PRI kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği



Şekil 2.18. Kobe depremi PRI kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği

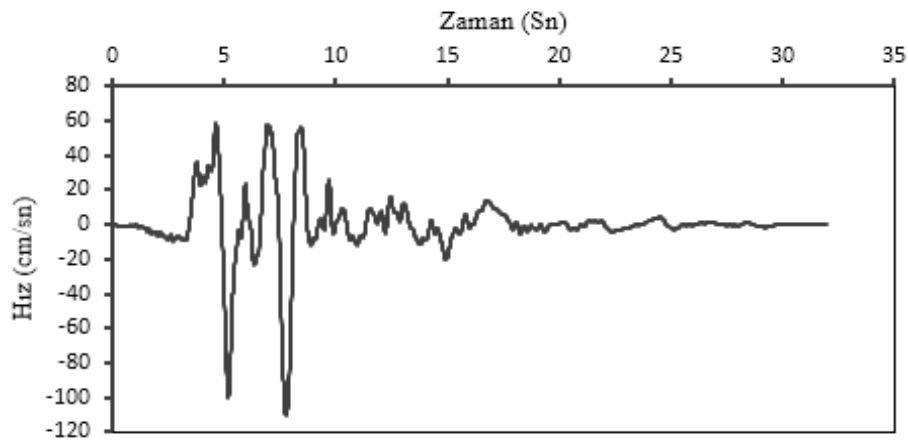


Şekil 2.19. Kobe depremi PRI kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği

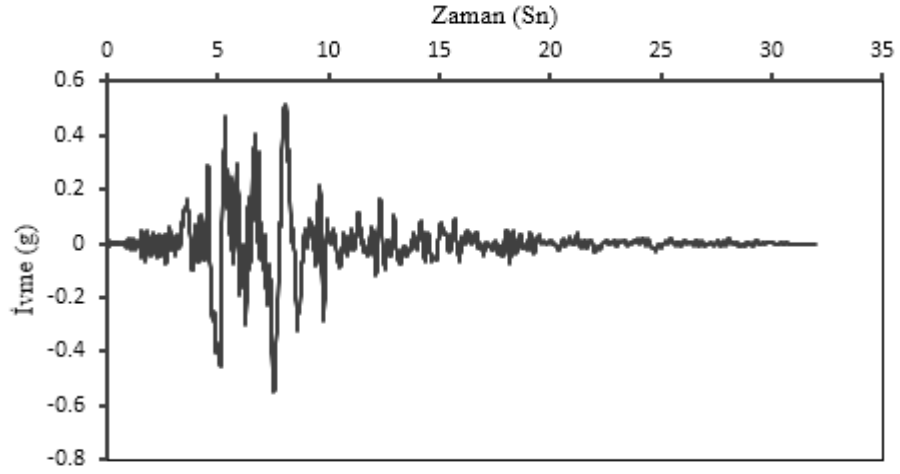


Şekil 2.20. Kobe depremi PRI kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

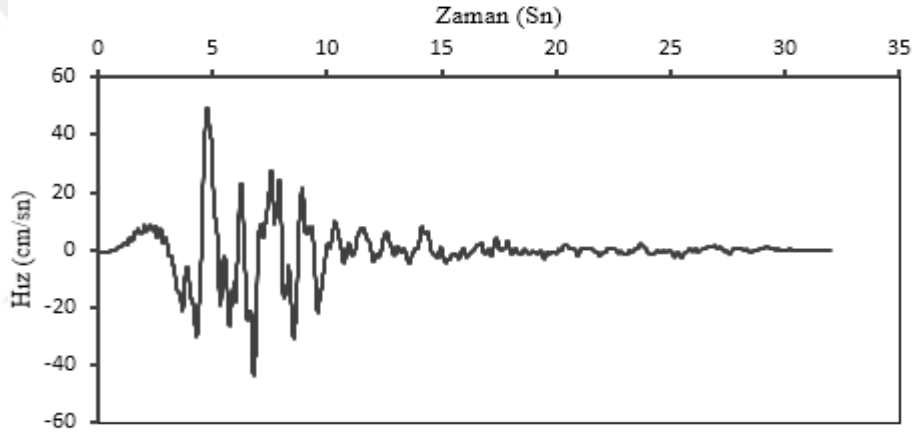
Kobe depremi KBU kaydı, yakın fay darbesine maruz kalan yer hareketini yansıtmaktadır. Hız-zaman grafikleri incelendiğinde, darbe etkileri açıkça belirgin olmaktadır. Bu etkiler, deprem kaydının başlangıcında ortaya çıktığı için, kayıtların ileri yönelme etkisi sonucunda oluştuğu anlaşılmaktadır. Darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 2,2 saniye; kuzey-güney doğrultusunda 2,4 saniye ve düşey yönde ise 1,7 saniyedir. Doğubatı doğrultusunda PGA değeri 0,31g, PGV değeri 30,87cm/s; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,27g, PGV değeri 55,27 cm/s; düşey yönde PGA değeri 0,45g, PGV değeri 18,57cm/s'dir (Şekil 2.32-2.37).



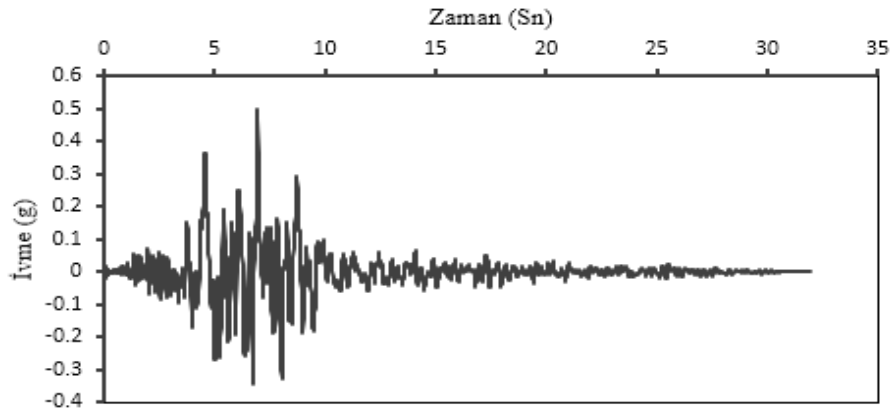
Şekil 2.21. Kobe depremi KBU kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği



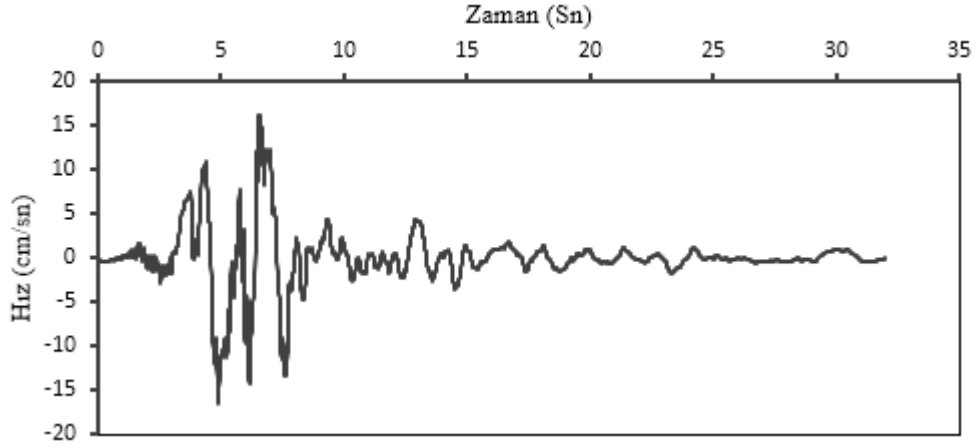
Şekil 2.22. Kobe depremi KBU kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği



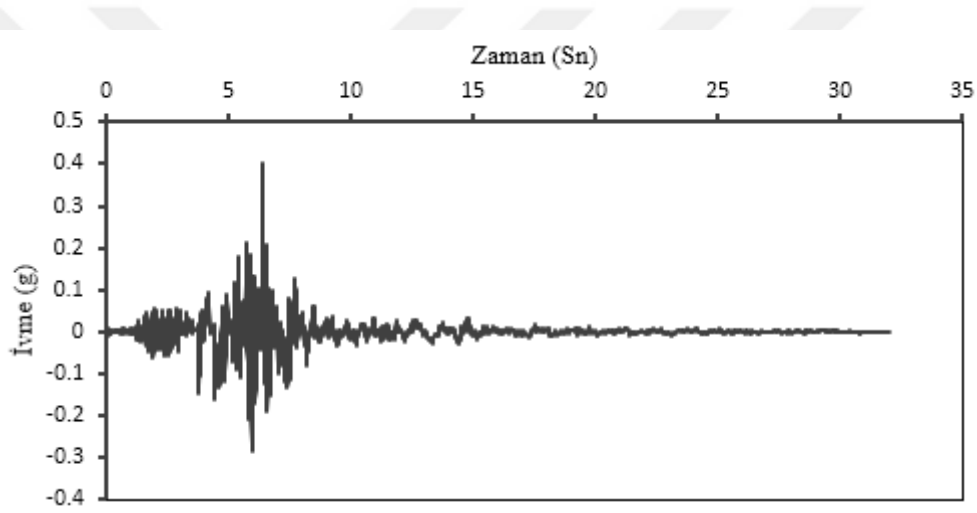
Şekil 2.23. Kobe depremi KBU kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği



Şekil 2.24. Kobe depremi KBU kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği

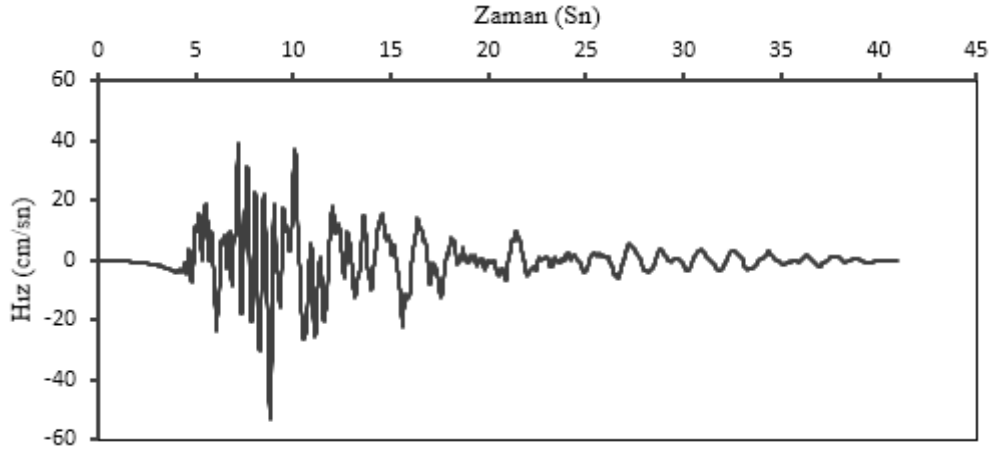


Şekil 2.25. Kobe depremi KBU kaydı düşey doğrultusu hız-zaman grafiği

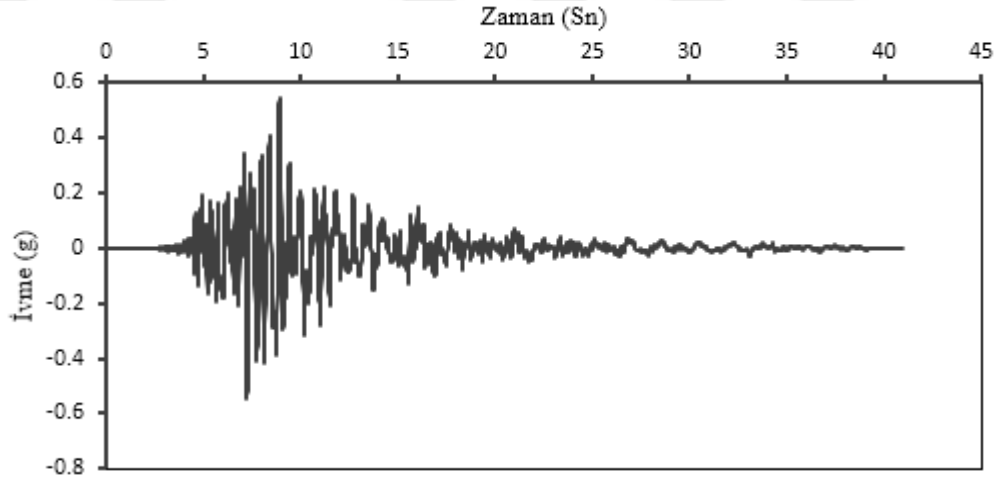


Şekil 2.26. Kobe depremi KBU kaydı düşey doğrultusu ivme-zaman grafiği

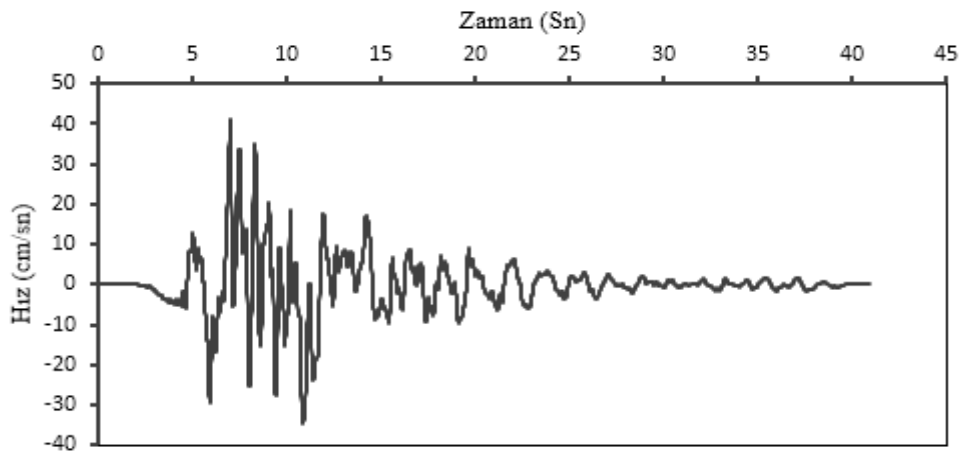
Kobe depremi NIS kayıtlarının üç bileşenindeki hız-zaman grafikleri incelendiğinde, yakın fay darbesiz yer hareketi gözlenmektedir. Bu nedenle, deprem kayıtlarında herhangi bir yönelme etkisi de olmamıştır. Doğu-batı yönünde PGA değeri 0,46g, PGV değeri 38,24cm/sn; kuzey-güney yönünde PGA değeri 0,48g, PGV değeri 46,8cm/sn; düşey yönde PGA değeri 0,39g, PGV değeri 24,61cm/sn'dir (Şekil 2.38-2.43).



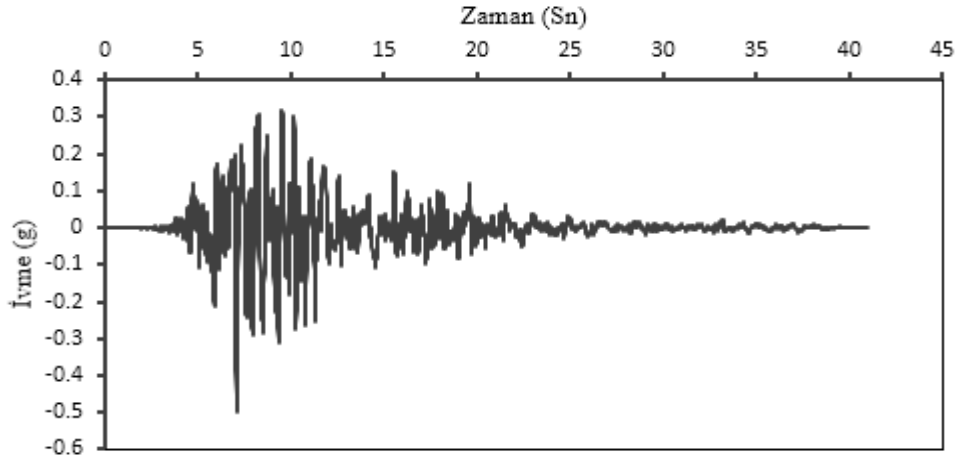
Şekil 2.27. Kobe depremi NIS kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği



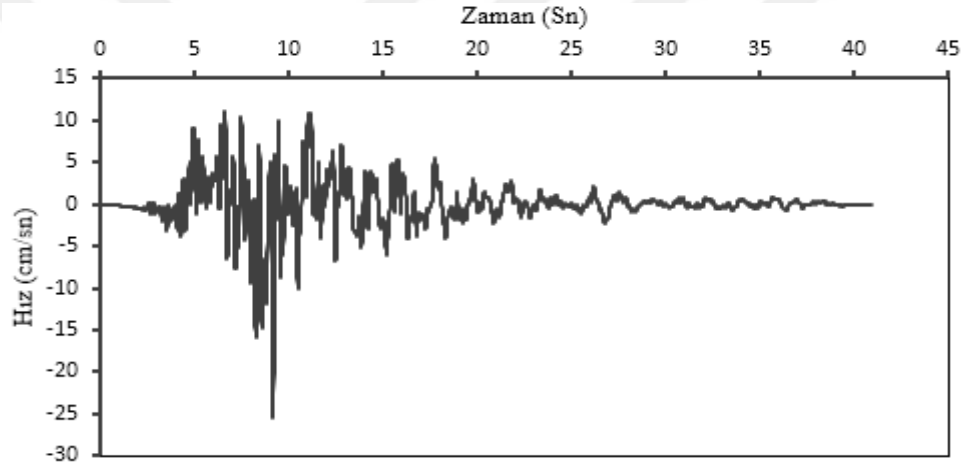
Şekil 2.28. Kobe depremi NIS kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği



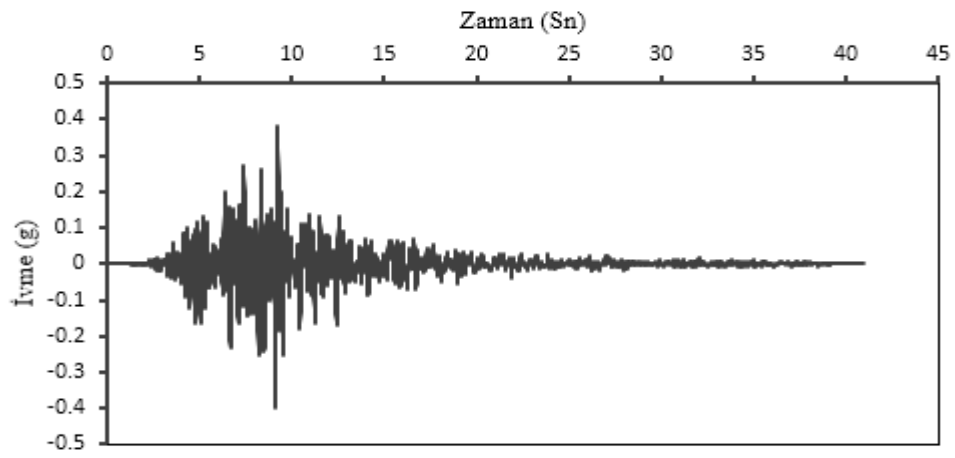
Şekil 2.29. Kobe depremi NIS kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği



Şekil 2.30. Kobe depremi NIS kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği

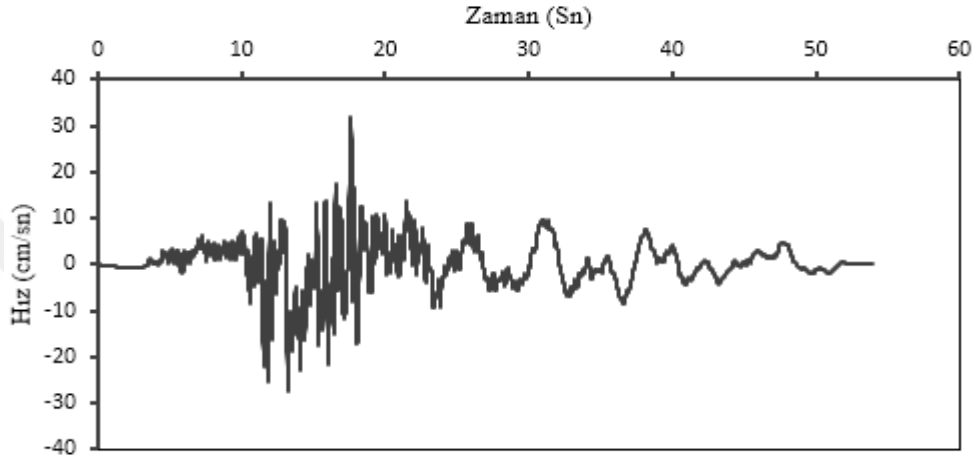


Şekil 2.31. Kobe depremi NIS kaydı düşey yöndeki hız-zaman grafiği

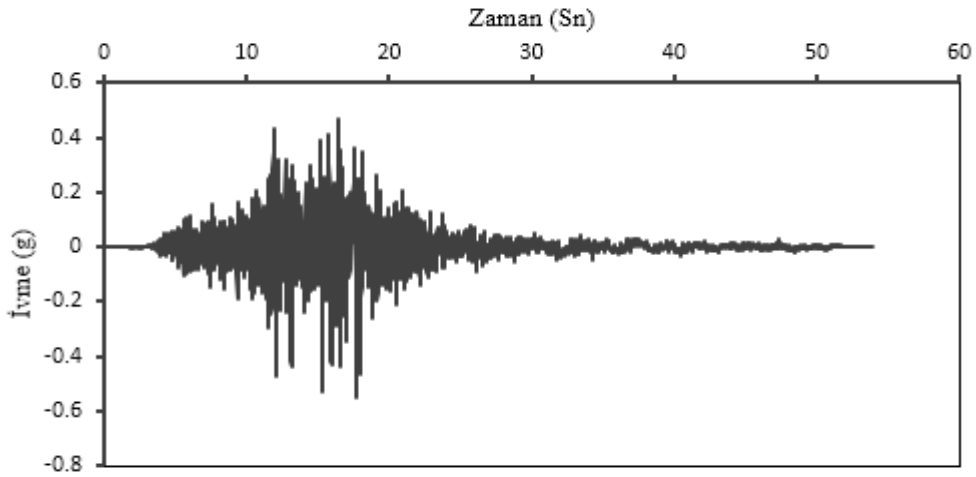


Şekil 2.32. Kobe depremi NIS kaydı düşey doğrultusu ivme-zaman grafiği

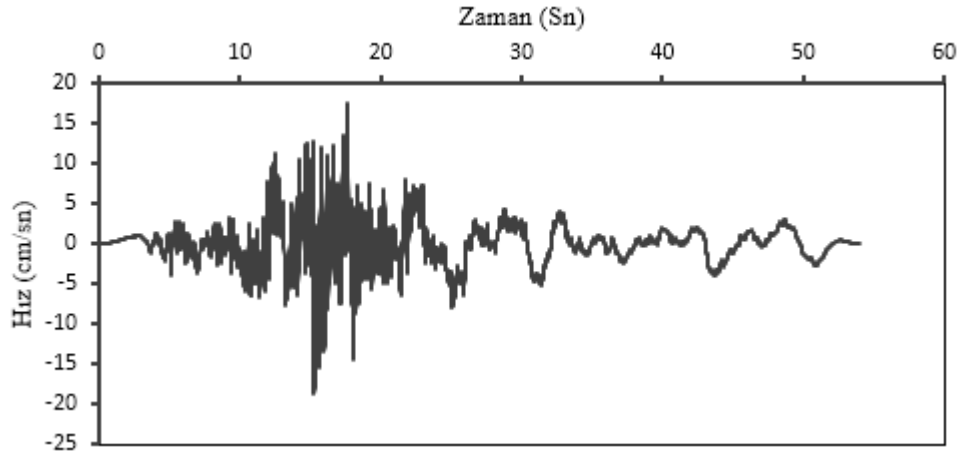
Kobe depremi CHY kayıtlarının üç bileşendeki hız-zaman grafikleri incelendiğinde, uzak fay yer hareketinin gözlenmemesi sonucu, darbe etkileri ortaya çıkmamıştır. Doğu-batı yönünde PGA değeri 0,11g, PGV değeri 4,12cm/sn; kuzey-güney yönünde PGA değeri 0,9g, PGV değeri 5,32cm/sn; düşey yönde PGA değeri 0,07g, PGV değeri 2,43 cm/sn'dir (Şekil 2.44-2.49).



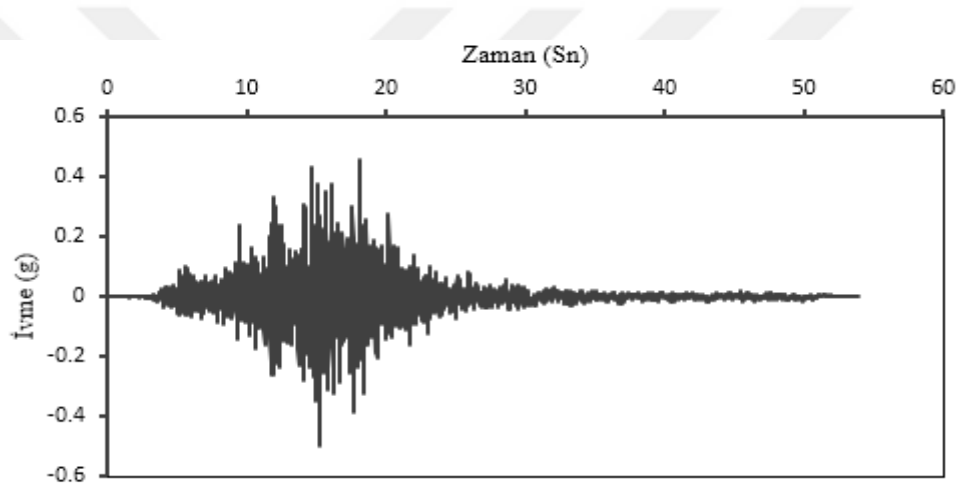
Şekil 2.33. Kobe depremi CHY kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği



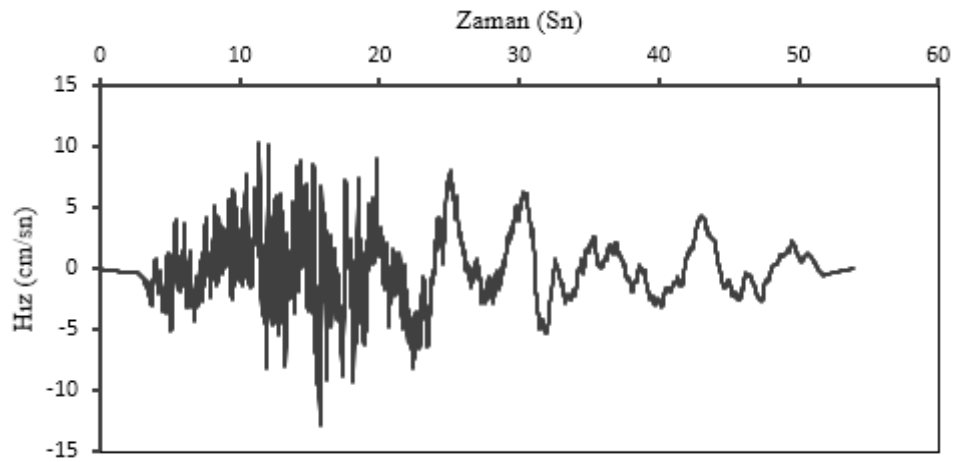
Şekil 2.34. Kobe depremi CHY kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği



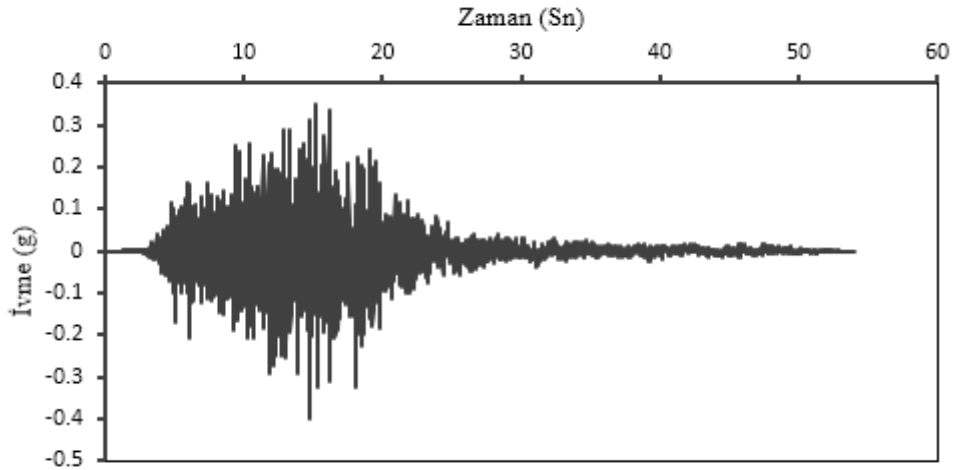
Şekil 2.35. Kobe depremi CHY kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği



Şekil 2.36. Kobe depremi CHY kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği



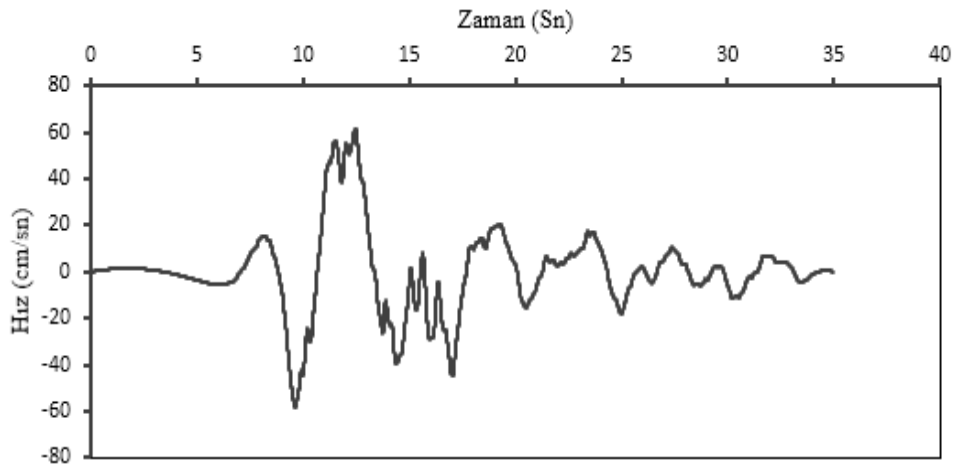
Şekil 2.37. Kobe depremi CHY kaydı düşey doğrultusu hız-zaman grafiği



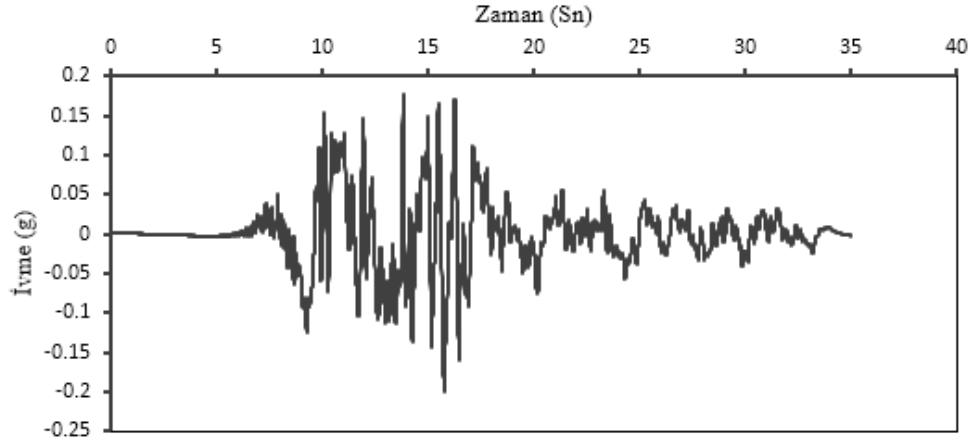
Şekil 2.38. Kobe depremi CHY kaydı düşey doğrultusu ivme-zaman grafiği

2.5.2. Kocaeli Deprem Kaydı

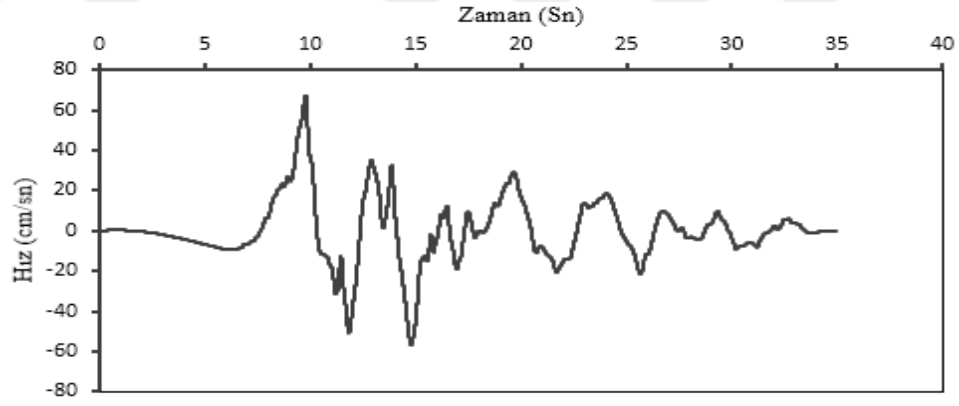
Kocaeli depremi YPT kayıtlarının hız-zaman grafikleri incelendiğinde, yakın fay darbeleri yer hareketinin etkileri açıkça görülebilmektedir. Bu etkiler, deprem kaydının başlangıcında ortaya çıkmaktadır ve kayıtların ileri yönelme altında olduğu anlaşılmaktadır. Darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 4,7 saniye, kuzey-güney doğrultusunda 4,4 saniye ve düşey doğrultuda ise 4,3 saniye olarak belirlenmiştir. Ayrıca, doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,32g, PGV değeri 71,85cm/s; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,22g, PGV değeri 69,68cm/s; düşey doğrultuda PGA değeri 0,24g, PGV değeri 30,76cm/s olarak tespit edilmiştir (Şekil 2.50-2.55).



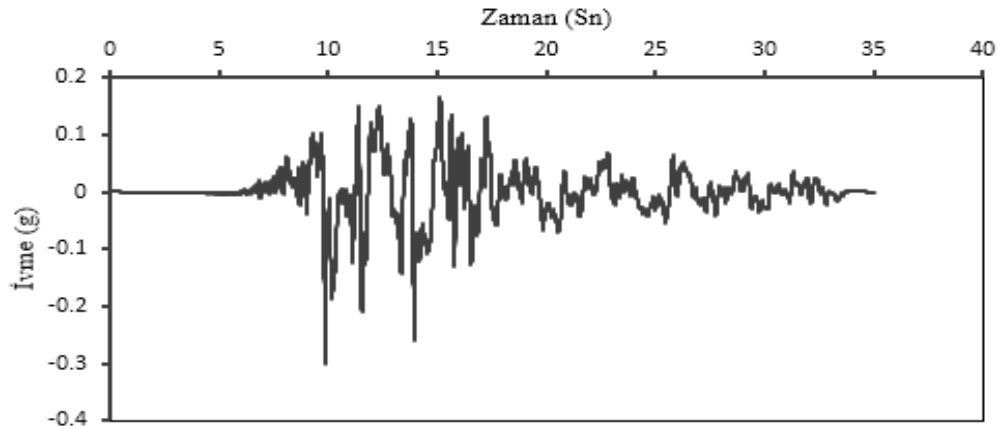
Şekil 2.39. Kocaeli depremi YPT kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği



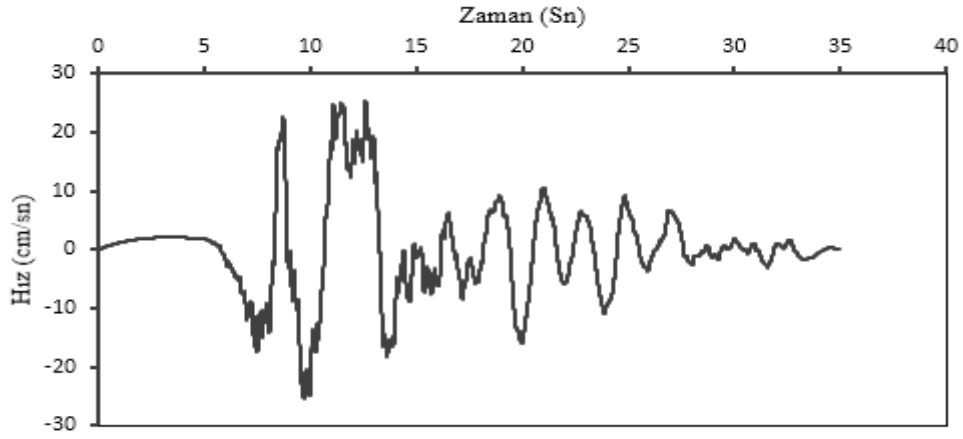
Şekil 2.40 Kocaeli depremi YPT kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği



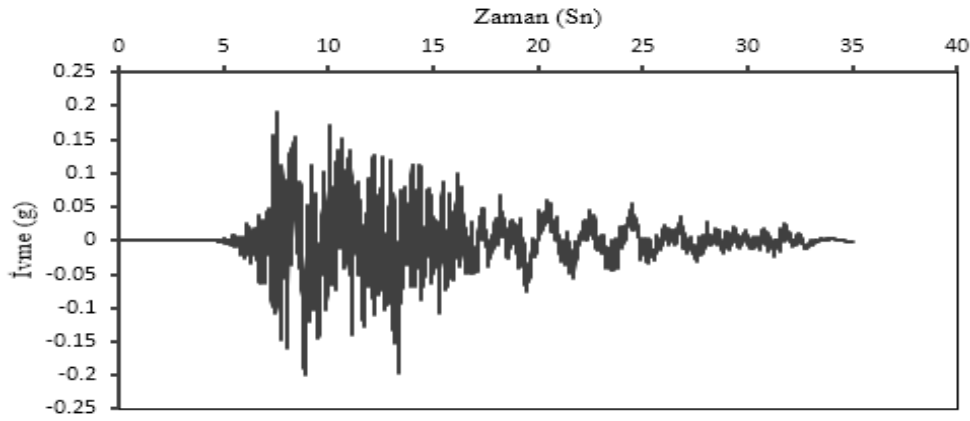
Şekil 2.41. Kocaeli depremi YPT kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği



Şekil 2.42. Kocaeli depremi YPT kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği

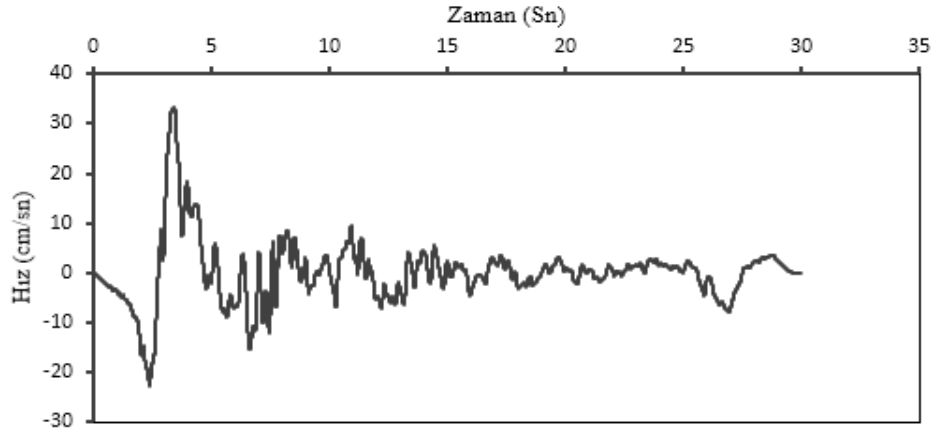


Şekil 2.43. Kocaeli depremi YPT kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği

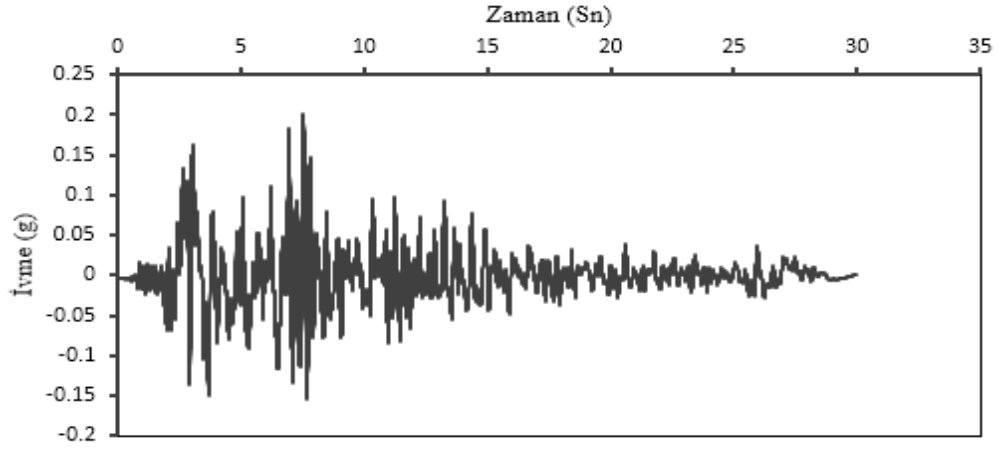


Şekil 2.44. Kocaeli depremi YPT kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği

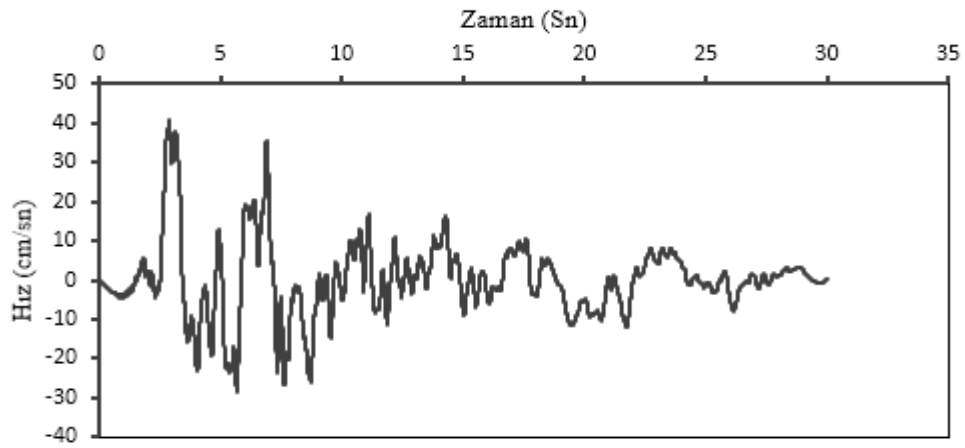
Kocaeli depremi IZT kaydının hız-zaman grafikleri incelendiğinde, yakın fay darbeli yer hareketinin etkileri açıkça görülebilmektedir. Bu etkiler, deprem kaydının başlangıcında ortaya çıkmaktadır ve kayıtların ileri yönelme altında olduğu anlaşılmaktadır. Darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 4,7 saniye, kuzey-güney doğrultusunda 3,2 saniye ve düşey doğrultuda ise 3,1 saniye olarak belirlenmiştir. Ayrıca, doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,23g, PGV değeri 38,27cm/s; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,16g, PGV değeri 22,32cm/s; düşey doğrultuda PGA değeri 0,14g, PGV değeri ise 38cm/s olarak tespit edilmiştir (Şekil 2.56-2.61).



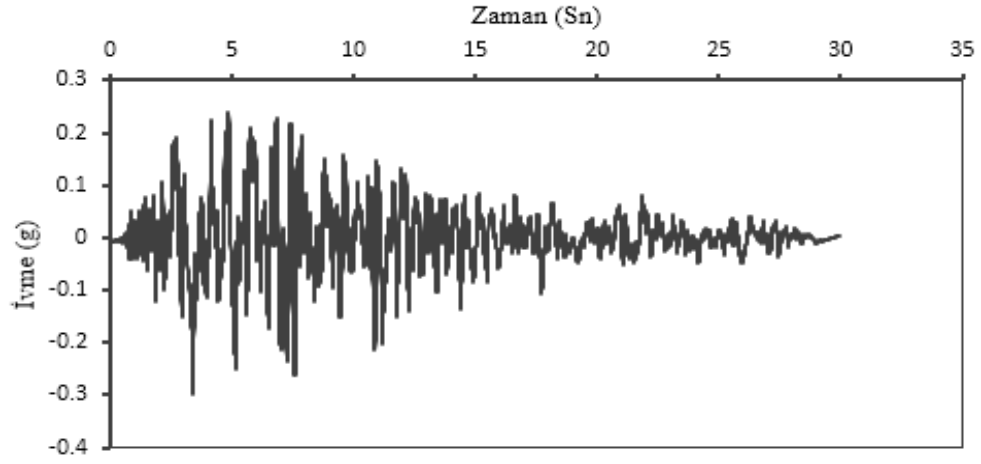
Şekil 2.45. Kocaeli depremi IZT kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği



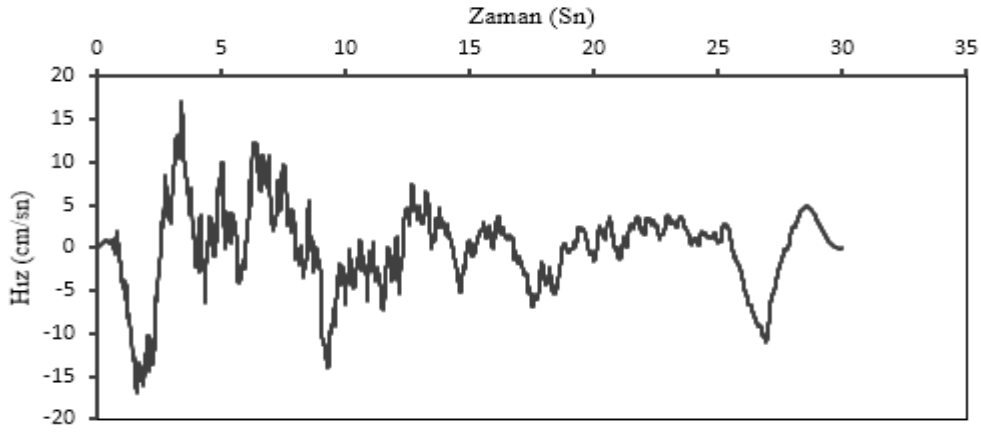
Şekil 2.46. Kocaeli depremi IZT kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği



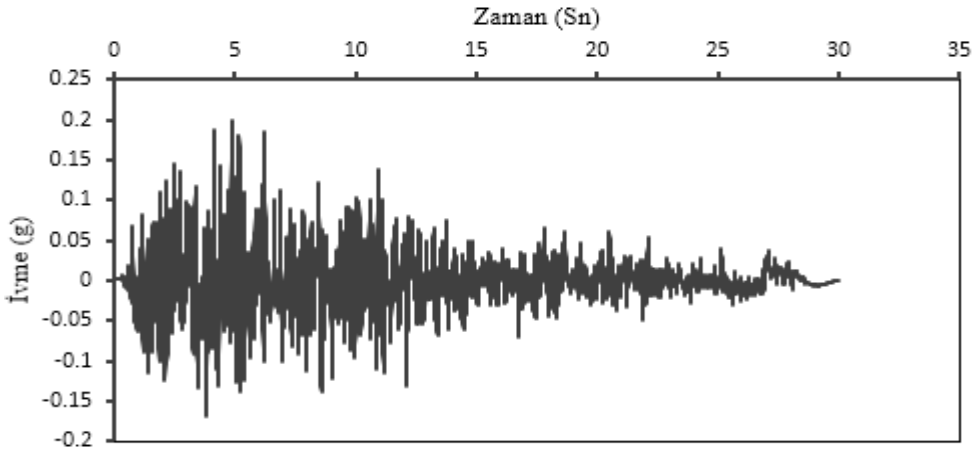
Şekil 2.47. Kocaeli depremi IZT kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği



Şekil 2.48. Kocaeli depremi IZT kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği

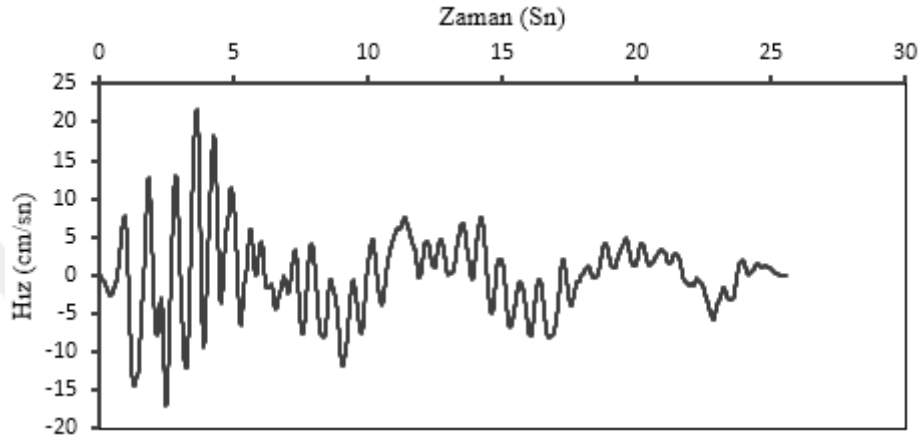


Şekil 2.49. Kocaeli depremi IZT kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği

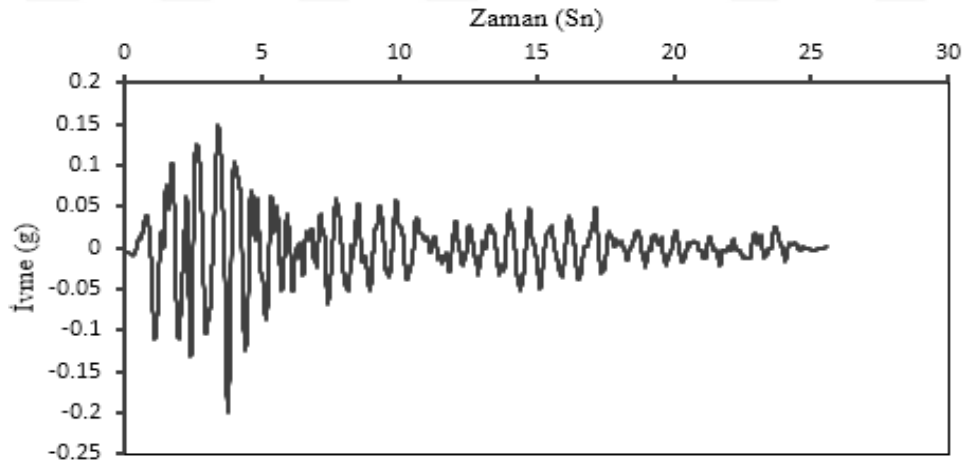


Şekil 2. 50. Kocaeli depremi IZT kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği

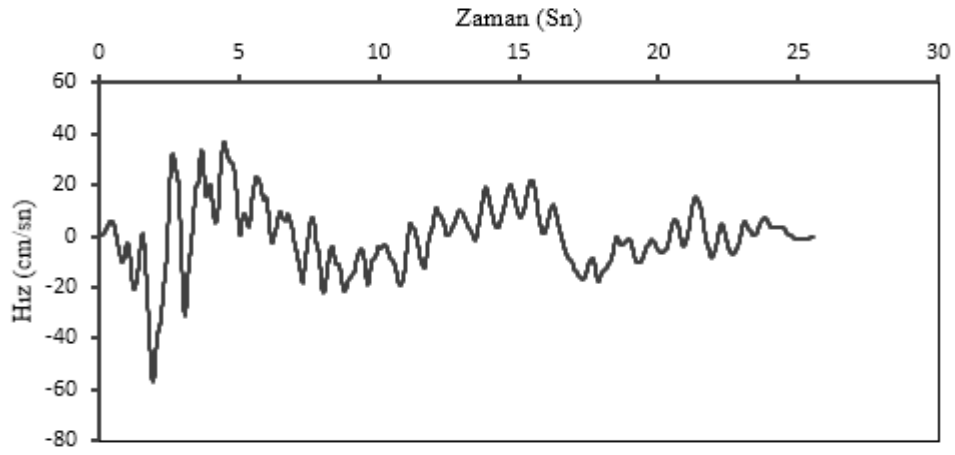
Kocaeli depremi ERG kayıtlarının hız-zaman grafikleri incelendiğinde, uzak fay yer hareketi etkilerinin görüldüğü anlaşılmaktadır. Doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,1g ve PGV değeri 10,91cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,09g ve PGV değeri 16,63cm/sn; düşey doğrultuda PGA değeri 0,06g ve PGV değeri 3,98cm/sn'dir (Şekil 2.62-2.67).



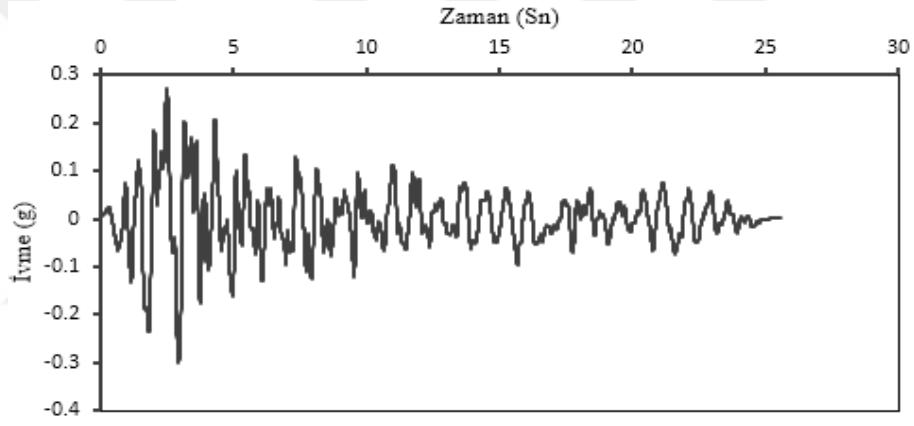
Şekil 2.51. Kocaeli depremi ERG kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği



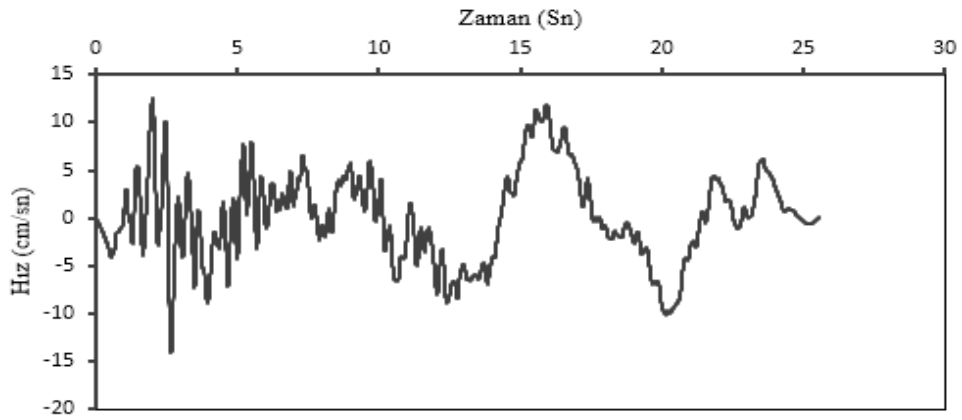
Şekil 2.52. Kocaeli depremi ERG kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği



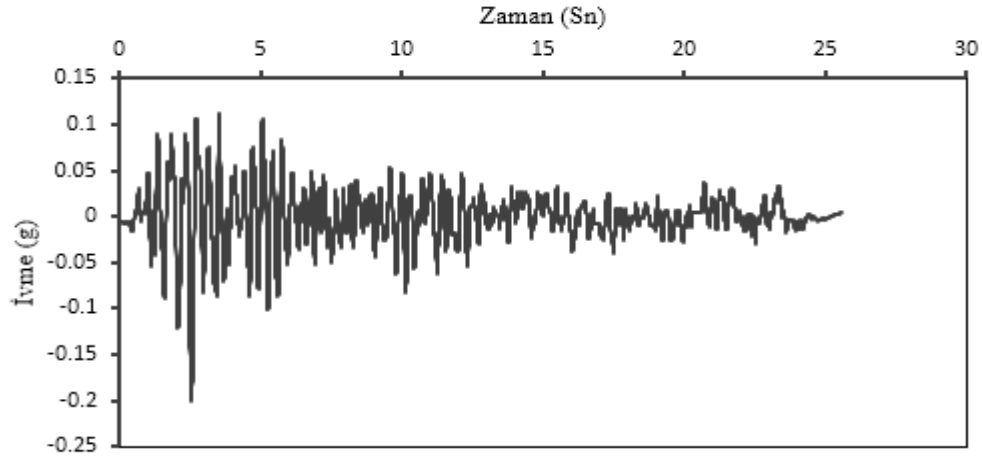
Şekil 2.53. Kocaeli depremi ERG kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği



Şekil 2.54. Kocaeli depremi ERG kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği



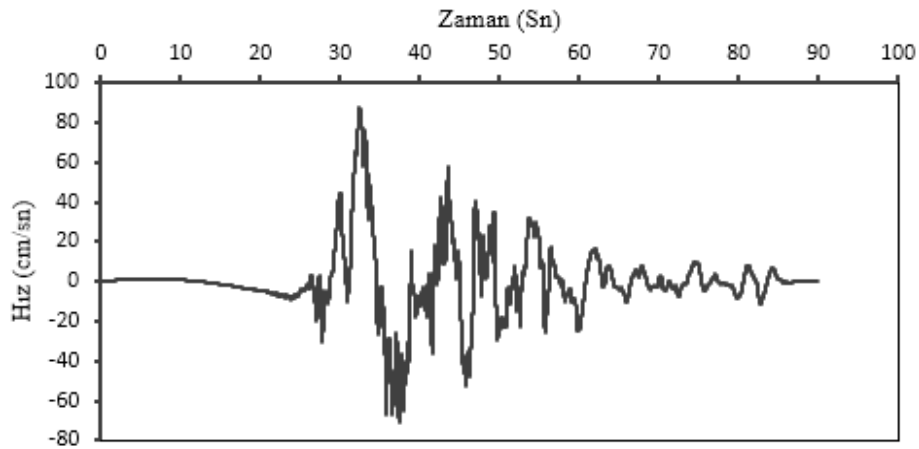
Şekil 2.55. Kocaeli depremi ERG kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği



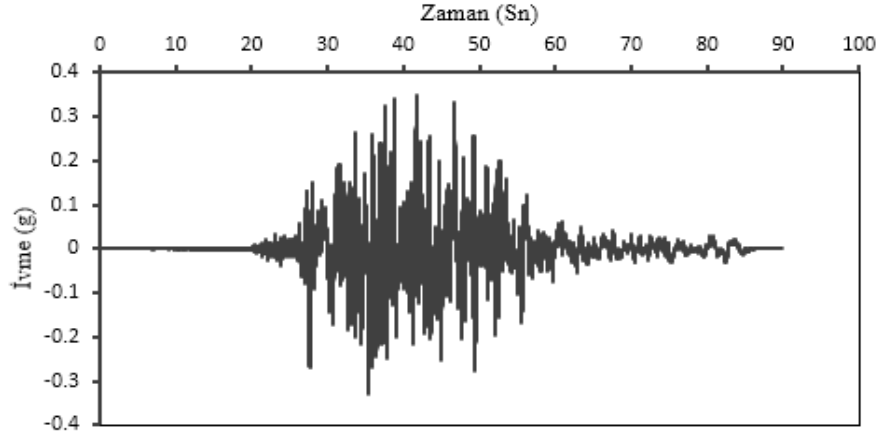
Şekil 2.56. Kocaeli depremi ERG kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği

2.5.3. Chi-Chi Deprem Kaydı

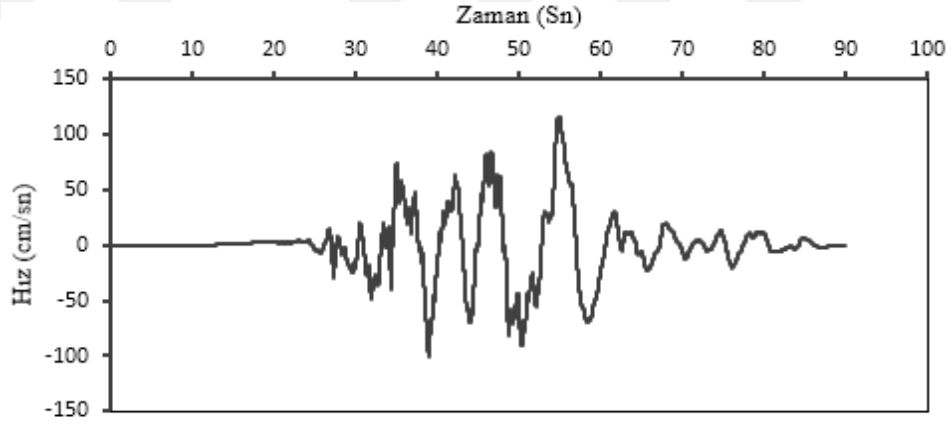
Chi-Chi depremi TCU050 kaydının hız-zaman grafikleri incelendiğinde, yakın fay darbeleri yer hareketinin etkileri açıkça görülebilmektedir. Bu etkiler, deprem kaydının başlangıcında ortaya çıkmaktadır ve kayıtların ileri yönelme altında olduğu anlaşılmaktadır. Darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 7,7 sn; kuzey-güney doğrultusunda 7,8 sn; düşey doğrultuda 4,7 sn'dir. Doğru-batı doğrultusunda PGA değeri 0,14g ve PGV değeri 36,67cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,13g ve PGV değeri 43,28cm/sn; düşey doğrultuda PGA değeri 0,09g ve PGV değeri 42,14cm/sn'dir (Şekil 2.68-2.73).



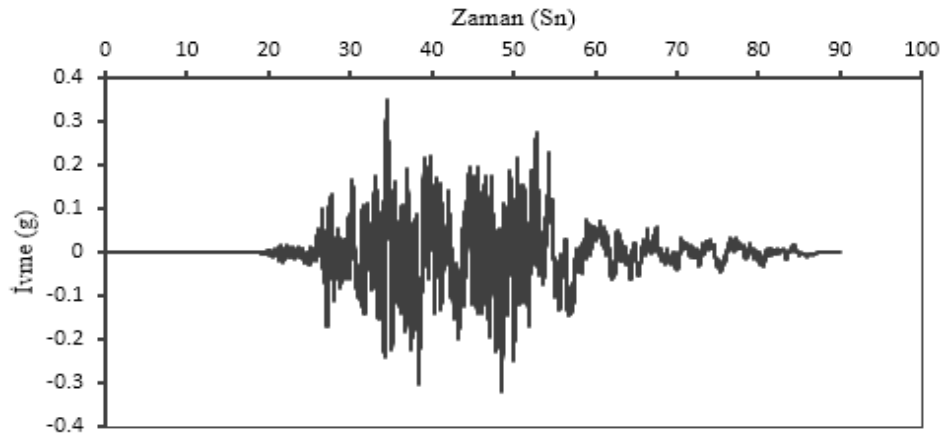
Şekil 2.57. Chi-Chi depremi TCU050 kaydı doğu-batı doğrultusu hız-zaman grafiği



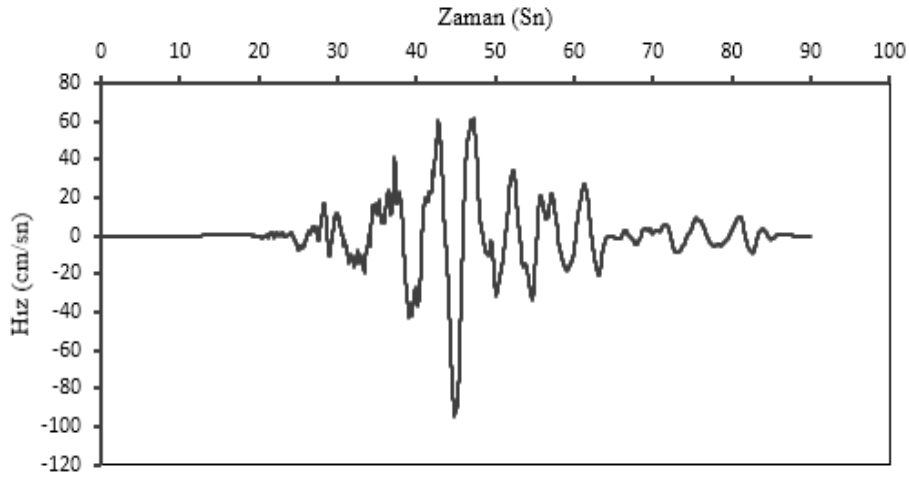
Şekil 2.58. Chi-Chi depremi TCU050 kaydı doğu-batı doğrultusu ivme-zaman grafiği



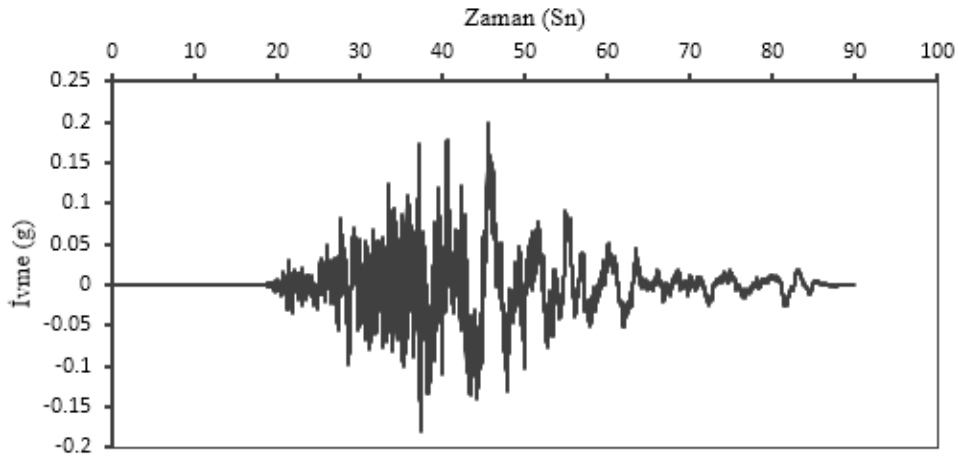
Şekil 2.59. Chi-Chi depremi TCU050 kaydı kuzey-güney doğrultusu hız-zaman grafiği



Şekil 2.60. Chi-Chi depremi TCU050 kaydı kuzey-güney doğrultusu ivme-zaman grafiği

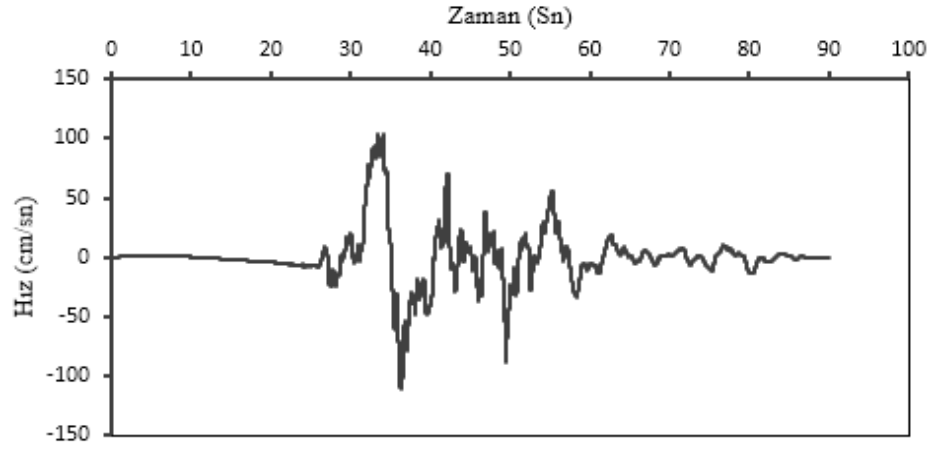


Şekil 2.61. Chi-Chi depremi TCU050 kaydı düşey doğrultudaki hız-zaman grafiği

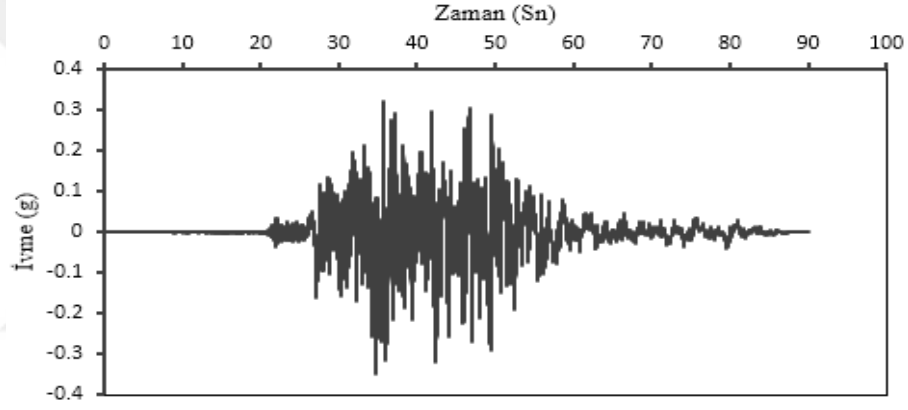


Şekil 2.62 Chi-Chi depremi TCU050 kaydı düşey doğrultudaki ivme-zaman grafiği

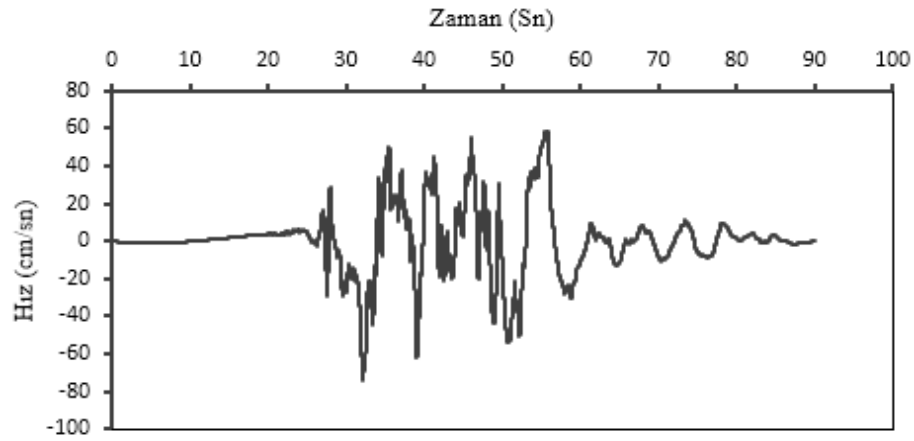
Chi-Chi TCU054 deprem kaydının darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 9,2 sn, kuzey-güney doğrultusunda 5,8 sn, düşey yönde 5,7 sn'dir. Doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,15g ve PGV değeri 46cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,19g ve PGV değeri 41,4cm/sn; düşey doğrultuda PGA değeri 0,13g ve PGV değeri 30,13cm/sn'dir (Şekil 2.74-2.79).



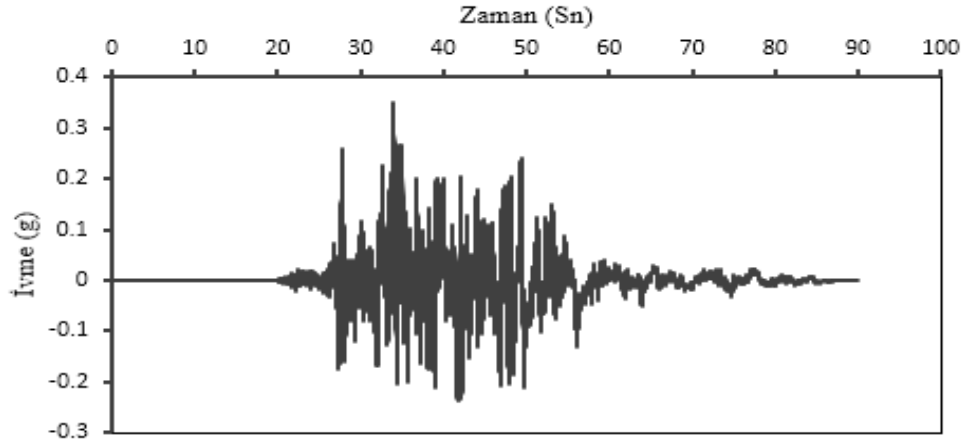
Şekil 2.63. Chi-Chi depremi TCU054 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği



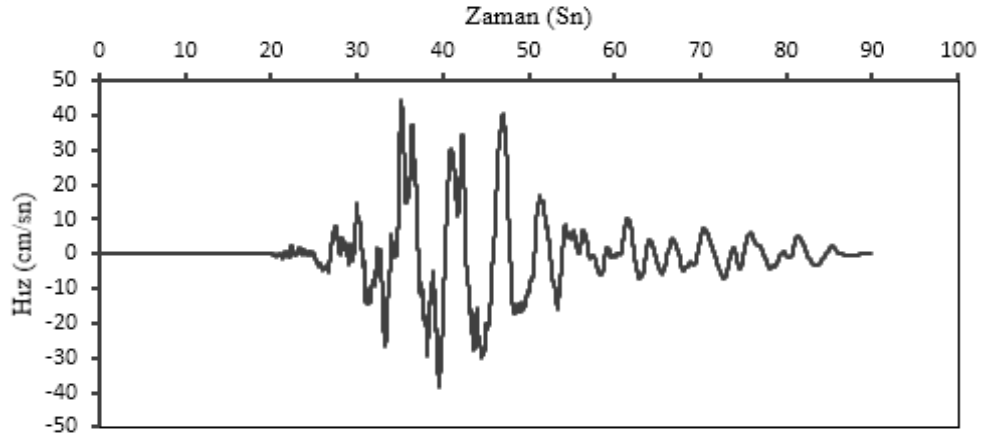
Şekil 2.64. Chi-Chi depremi TCU054 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



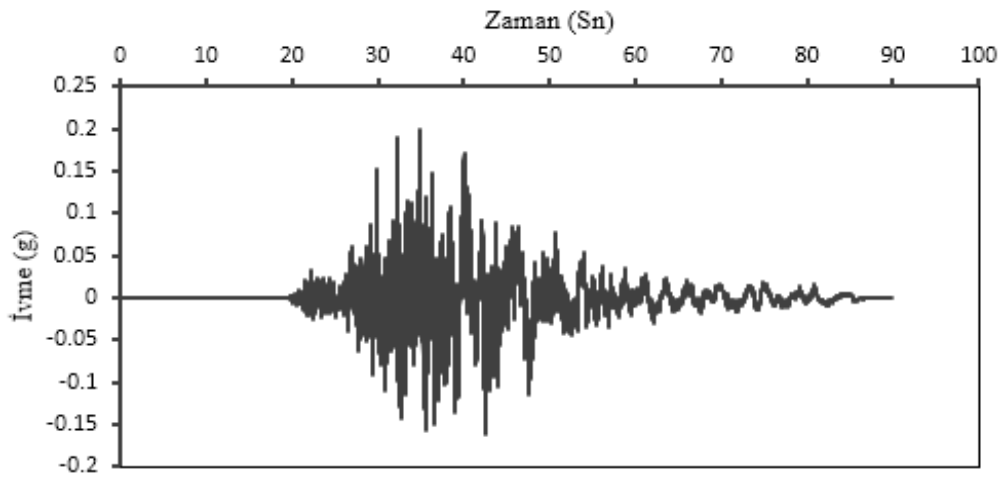
Şekil 2.65. Chi-Chi depremi TCU054 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği



Şekil 2.66. Chi-Chi depremi TCU054 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği

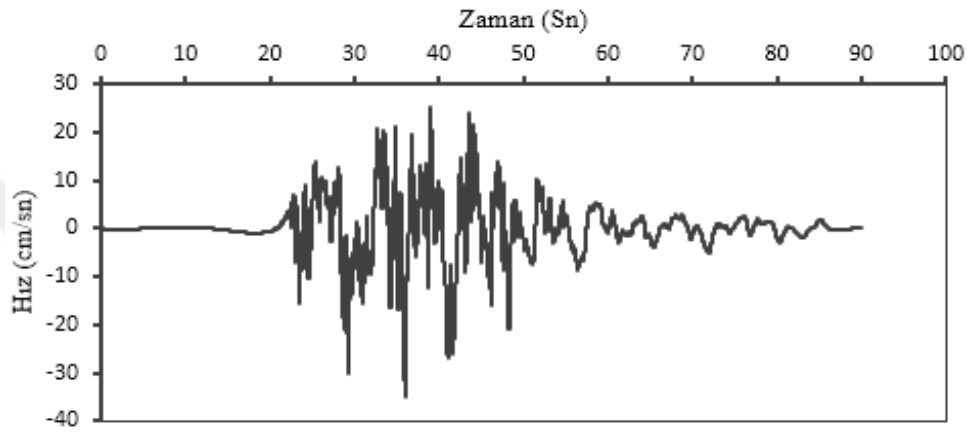


Şekil 2.67. Chi-Chi depremi TCU054 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği

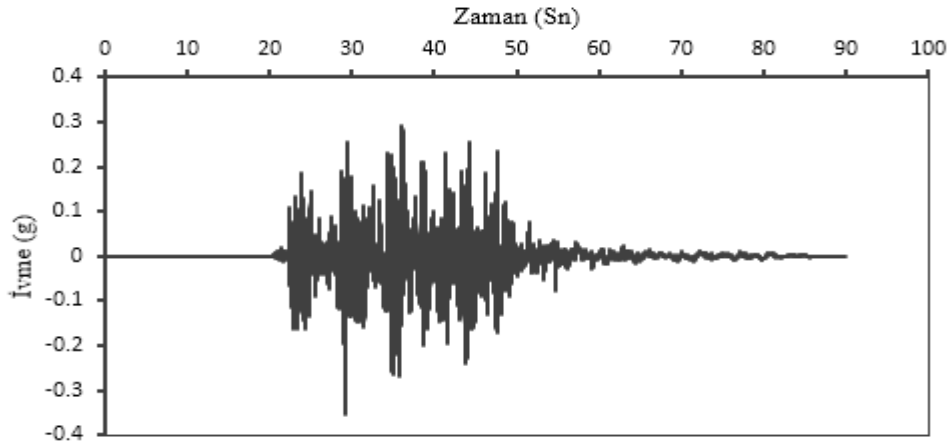


Şekil 2.68. Chi-Chi depremi TCU054 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

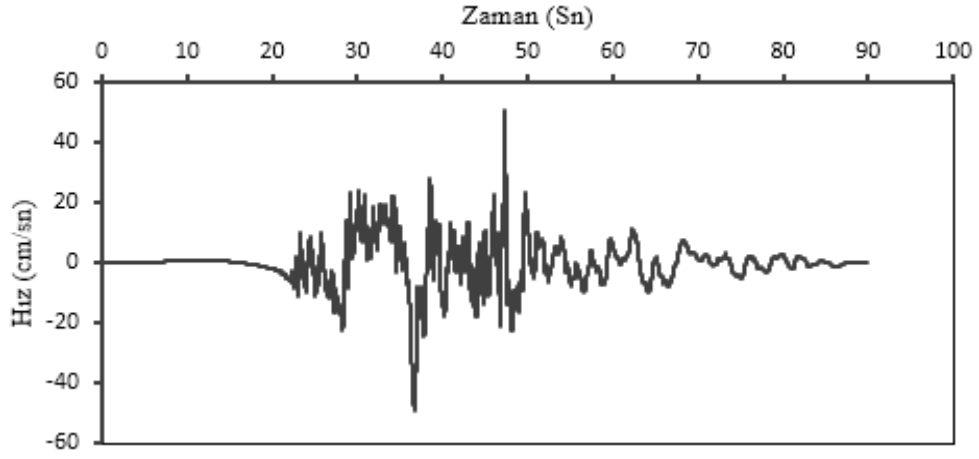
Chi-Chi depremi TCU089 kayıtlarının hız-zaman grafiklerinde, yakın fay darbesiz yer hareketi görülürken, darbe etkileri gözlenmemektedir. Bu nedenle, deprem kayıtlarında herhangi bir yönelme etkisi de mevcut değildir. Doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,35g ve PGV değeri 34,97cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,23g ve PGV değeri 33,13cm/sn; düşey yönde PGA değeri 0,19g ve PGV değeri 21,02cm/sn'dir (Şekil 2.80-2.85).



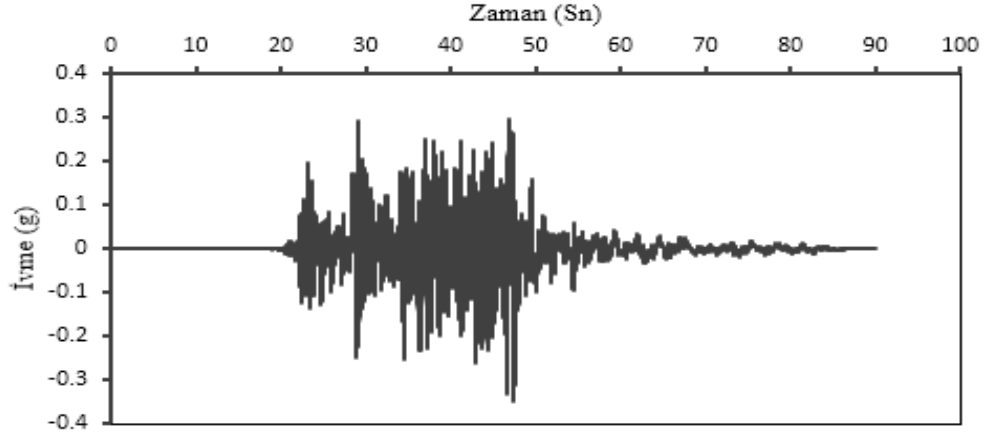
Şekil 2.69. Chi-Chi depremi TCU089 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği



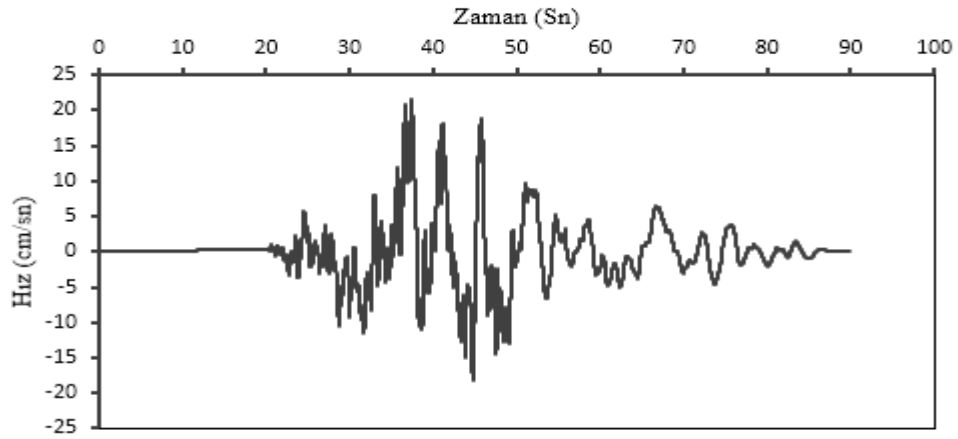
Şekil 2.70. Chi-Chi depremi TCU089 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



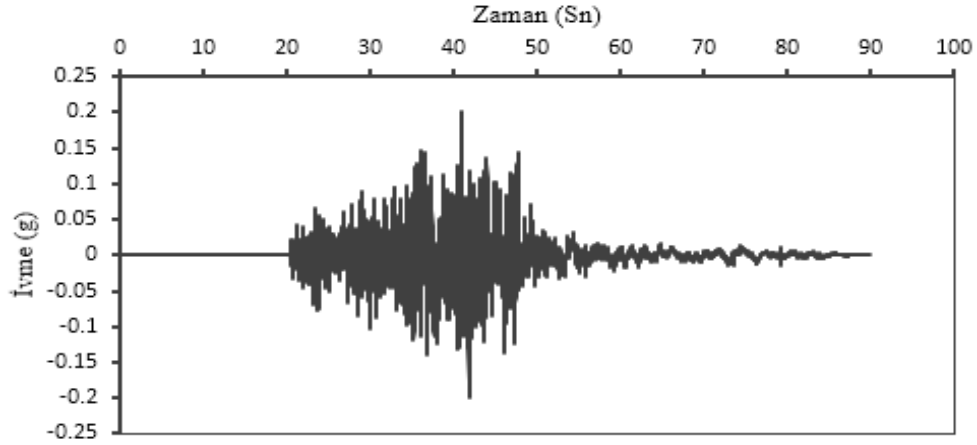
Şekil 2.71. Chi-Chi depremi TCU089 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği



Şekil 2.72. Chi-Chi depremi TCU089 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği

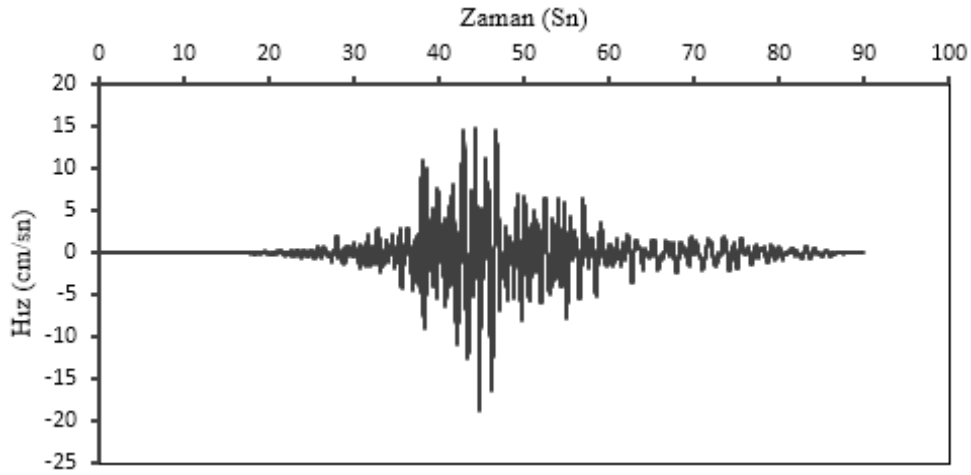


Şekil 2.73. Chi-Chi depremi TCU089 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği

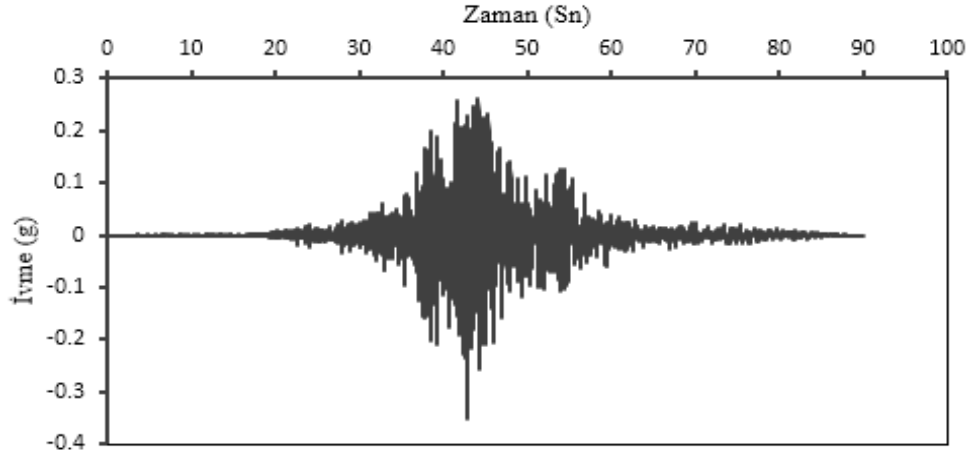


Şekil 2.74. Chi-Chi depremi TCU089 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

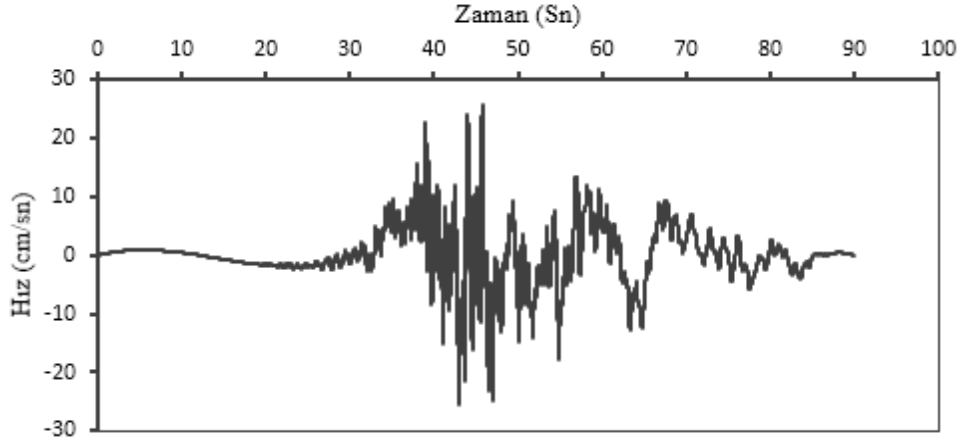
Chi-Chi depremi HWA032 kayıtlarının hız-zaman grafiklerinde, uzak fay yer hareketi görülürken, darbe etkileri gözlenmemektedir. Bu nedenle, deprem kayıtlarında herhangi bir yönelme etkisi de mevcut değildir. Doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,15g ve PGV değeri 8,2 cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,11g ve PGV değeri ise 8,17cm/sn; düşey doğrultuda PGA değeri 0,09g ve PGV değeri 8,71cm/sn'dir (Şekil 2.86-2.91).



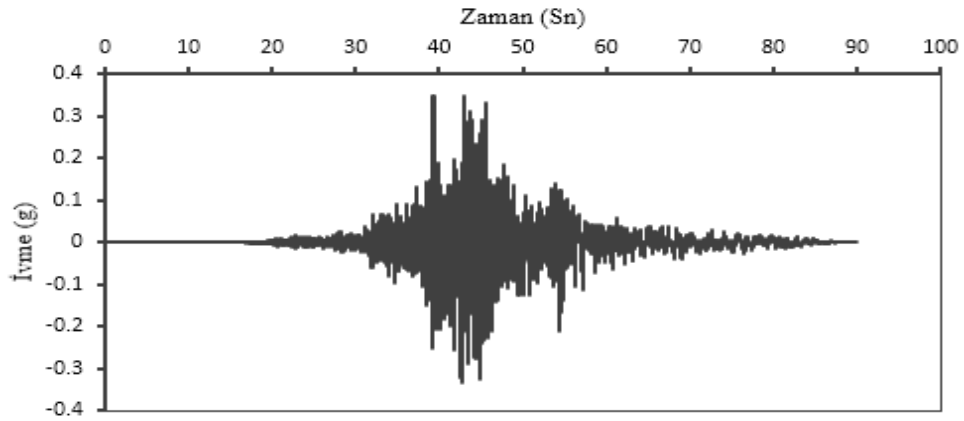
Şekil 2.75. Chi-Chi depremi HWA032 kaydı doğu-batı bileşeni hız zaman grafiği



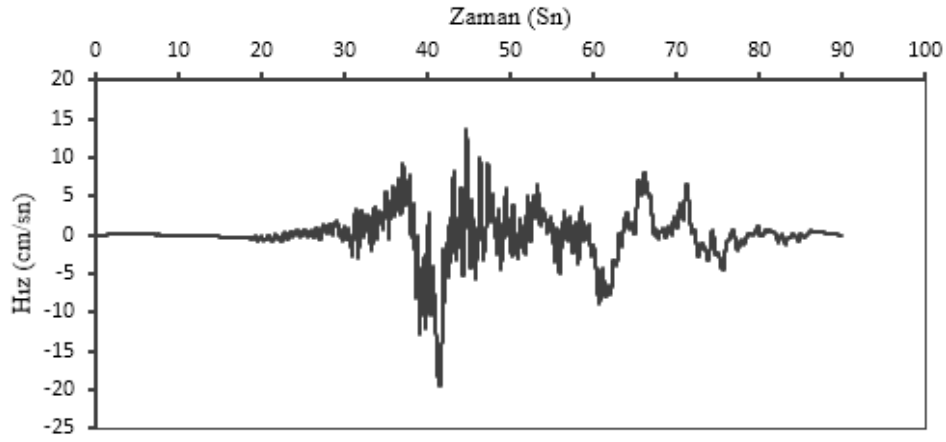
Şekil 2.76. Chi-Chi depremi HWA032 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



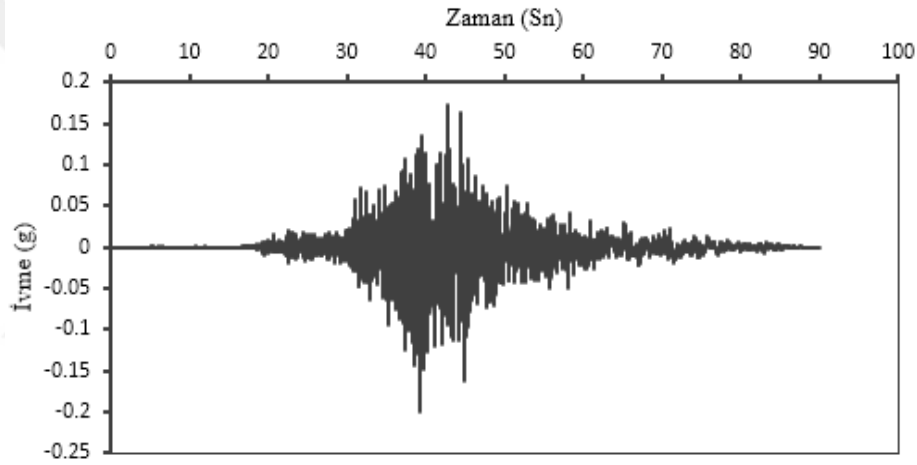
Şekil 2.77. Chi-Chi depremi HWA032 kaydı kuzey-güney bileşeni hız zaman grafiği



Şekil 2.78. Chi-Chi depremi HWA032 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme- zaman grafiği



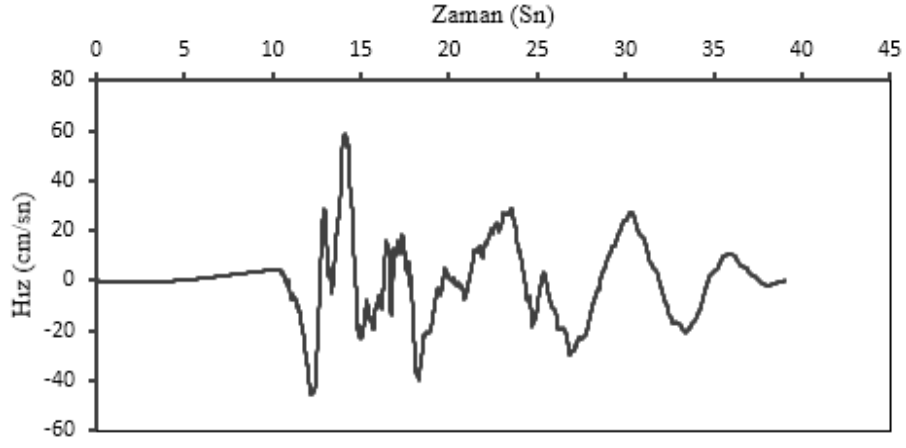
Şekil 2.79. Chi-Chi depremi HWA032 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği



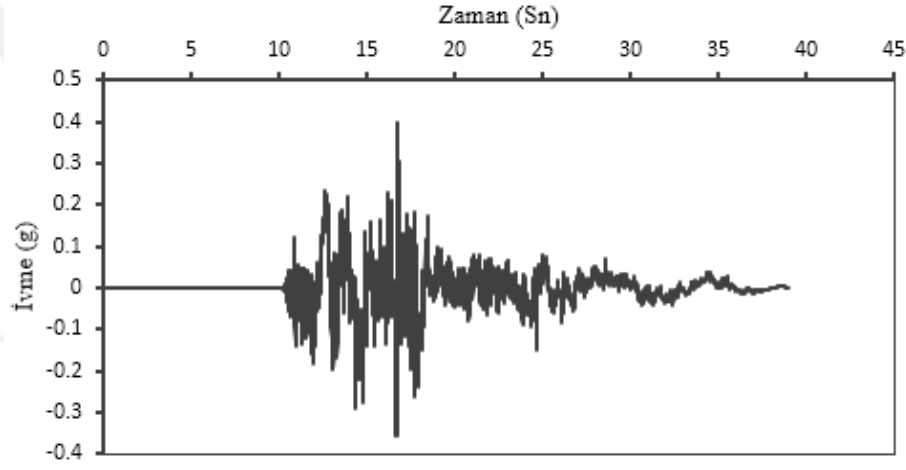
Şekil 2.80. Chi-Chi depremi HWA032 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

2.5.4. Düzce Deprem Kaydı

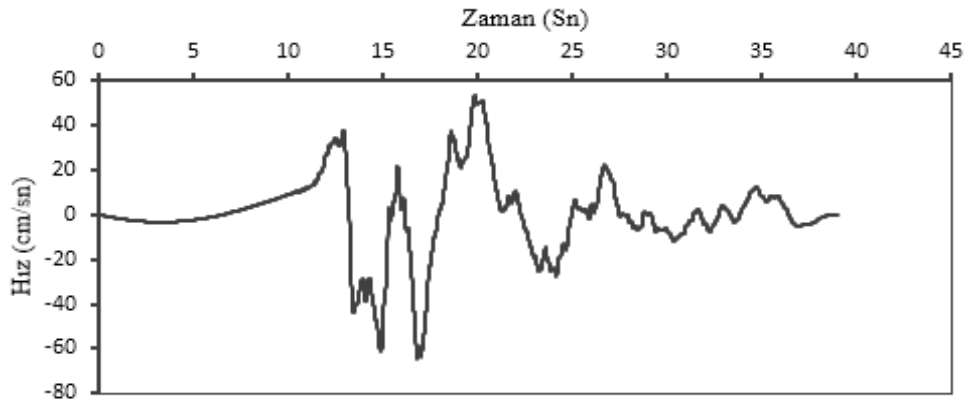
Düzce depremi 1058 kayıtlarının hız-zaman grafiklerinde, yakın fay darbeleri yer hareketi görülürken, darbe etkileri doğrudan gözlenmektedir. Bu darbe etkileri deprem kaydı başlangıcında belirlediğinden, deprem kayıtlarının ileri yönelme etkisi altında oluştuğu anlaşılmaktadır. Düzce depremi 1058 kaydının darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 2,9 sn, kuzey-güney doğrultusunda 6,1 sn, düşey doğrultuda ise 3,7 sn'dir. Doğru-batı doğrultusunda PGA değeri 0,11g ve PGV değeri 15,81cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,08g ve PGV değeri 14,28cm/sn; düşey yönde PGA değeri 0,07g ve PGV değeri 15,21cm/sn'dir (Şekil 2.92-2.97).



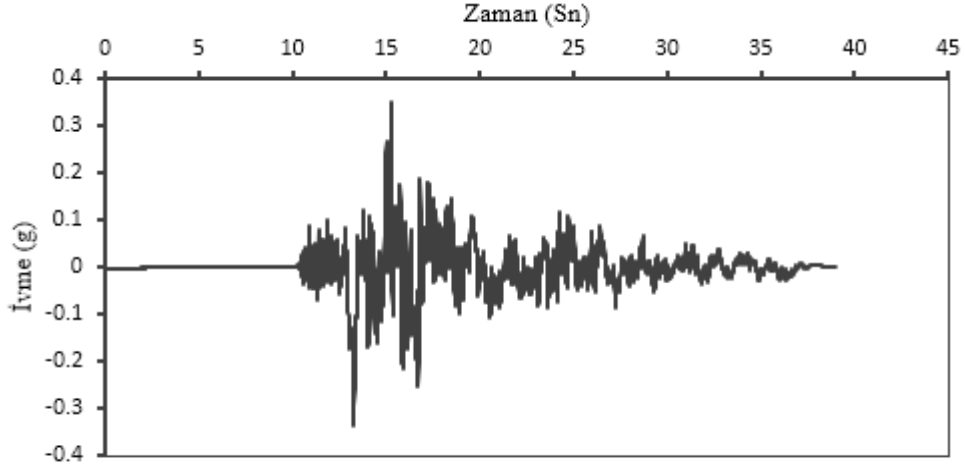
Şekil 2.81. Düzce depremi 1058 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği



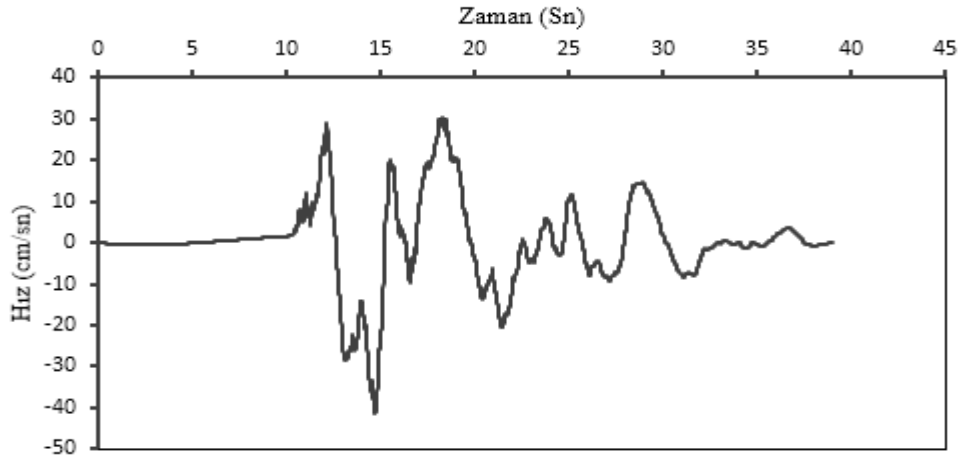
Şekil 2.82. Düzce depremi 1058 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



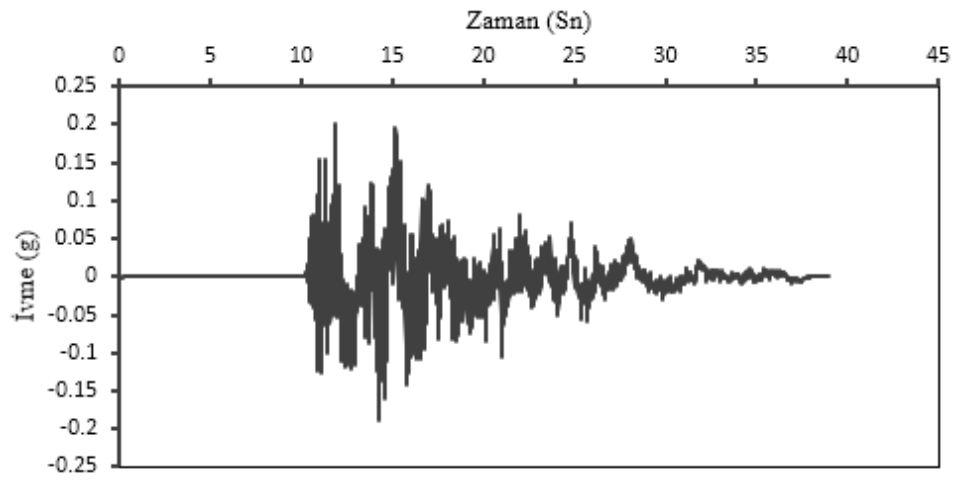
Şekil 2.83. Düzce depremi 1058 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği



Şekil 2.84. Düzce depremi 1058 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği

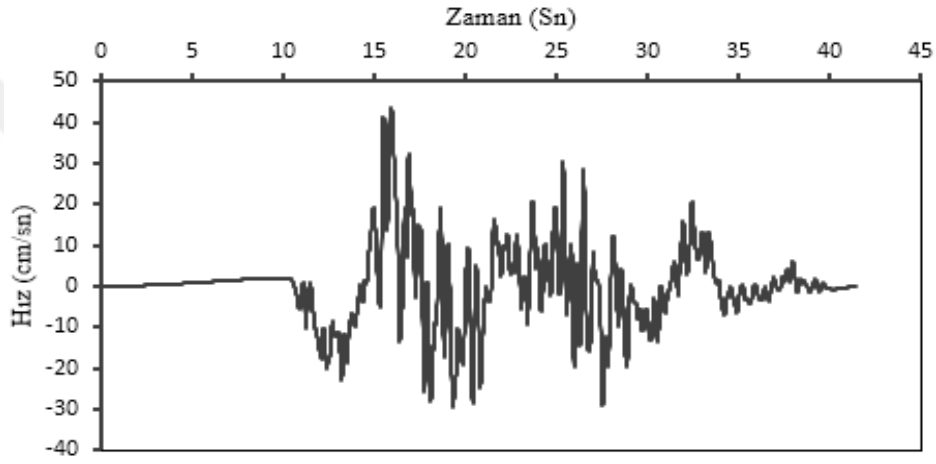


Şekil 2.85. Düzce depremi 1058 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği

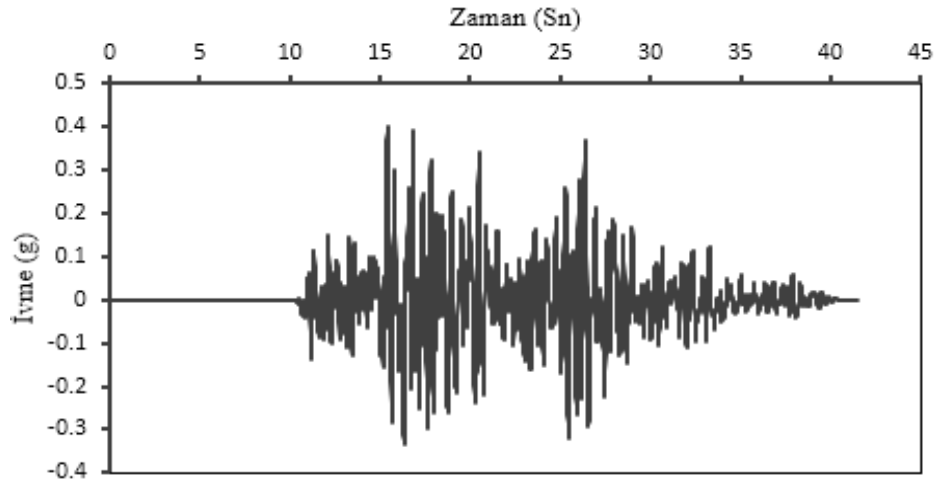


Şekil 2.86. Düzce depremi 1058 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

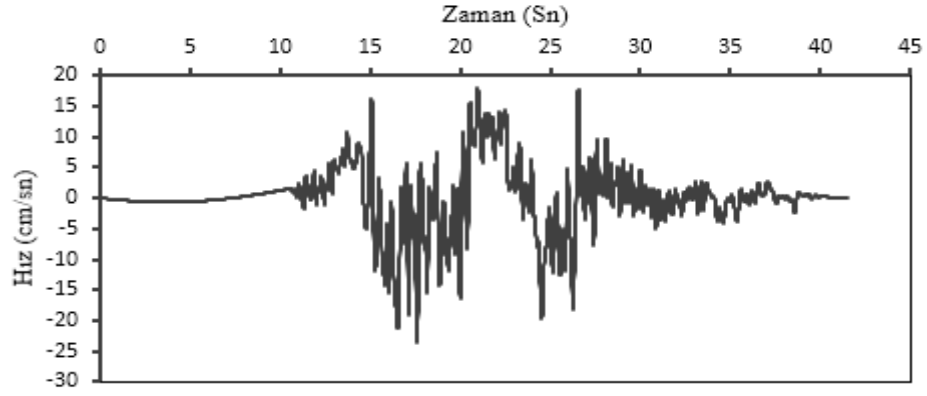
Düzce- depremi 531 kaydının hız-zaman grafikleri incelendiğinde, yakın fay darbeleri yer hareketinin etkileri açıkça görülebilmektedir. Bu etkiler, deprem kaydının başlangıcında ortaya çıkmaktadır ve kayıtların ileri yönelme altında olduğu anlaşılmaktadır. Düzce depremi 531 kaydı darbe süresi doğu-batı doğrultusunda 2,7 sn, kuzey-güney doğrultusunda 4,8 sn ve düşey doğrultuda ise 7,1 sn'dir. Doğru-batı doğrultusunda PGA değeri 0,12g ve PGV değeri 13,4cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,16g ve PGV değeri 10,87cm/sn; düşey doğrultuda PGA değeri 0,06g ve PGV değeri 8,84cm/sn'dir (Şekil 2.98-2.103).



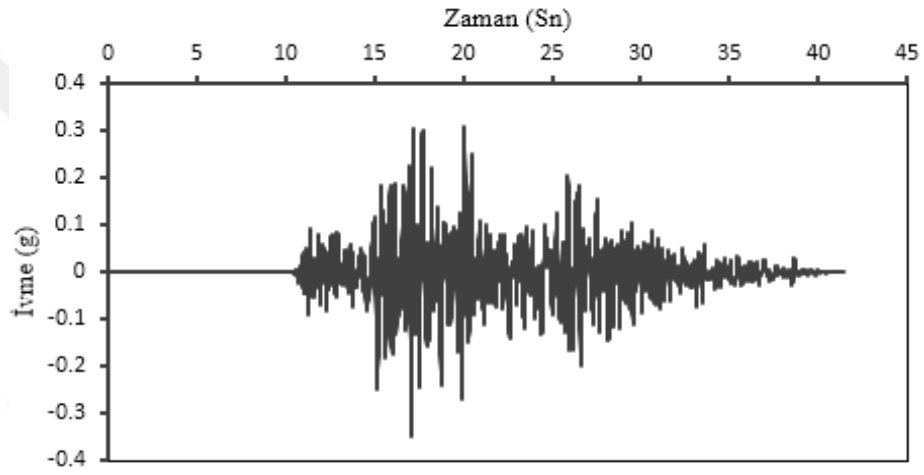
Şekil 2.87. Düzce depremi 531 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği



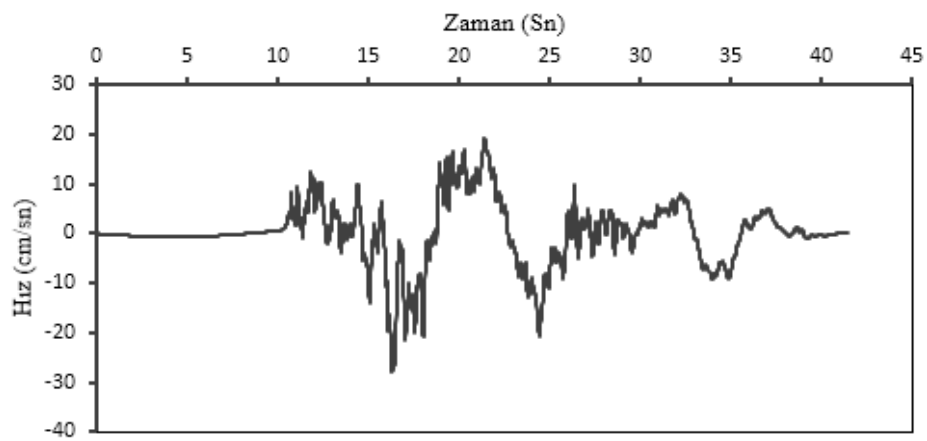
Şekil 2.88. Düzce depremi 531 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



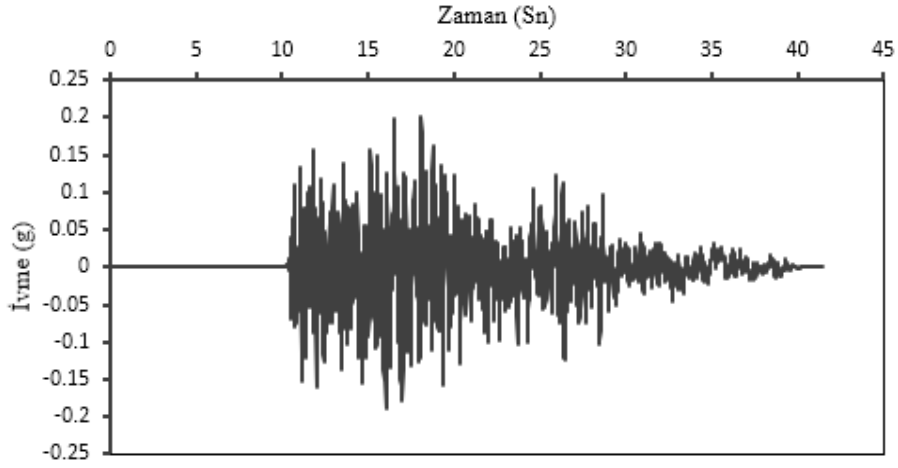
Şekil 2.89. Düzce depremi 531 kaydı kuzey-güney bileşeni hız zaman grafiği



Şekil 2.90. Düzce depremi 531 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme zaman grafiği

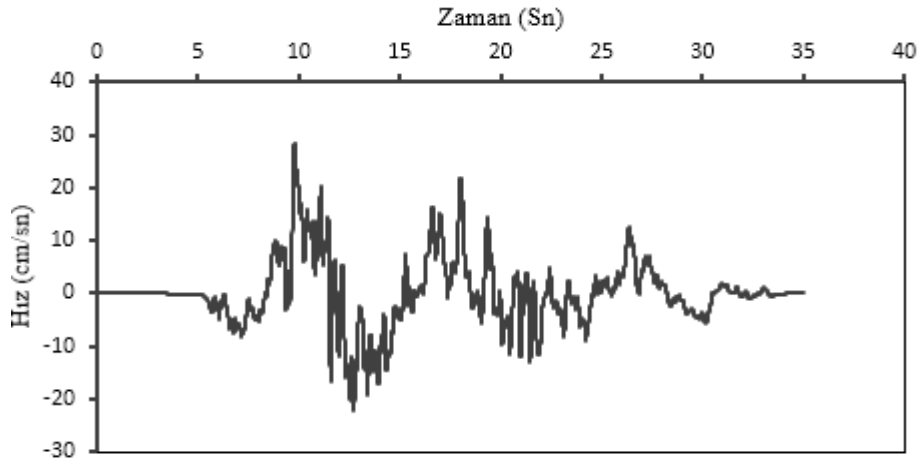


Şekil 2.91. Düzce depremi 531 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği

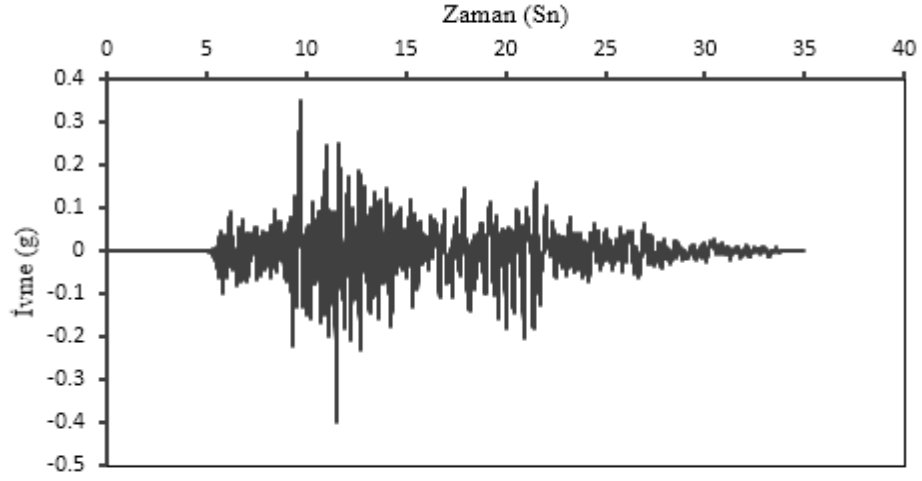


Şekil 2.92. Düzce depremi 531 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

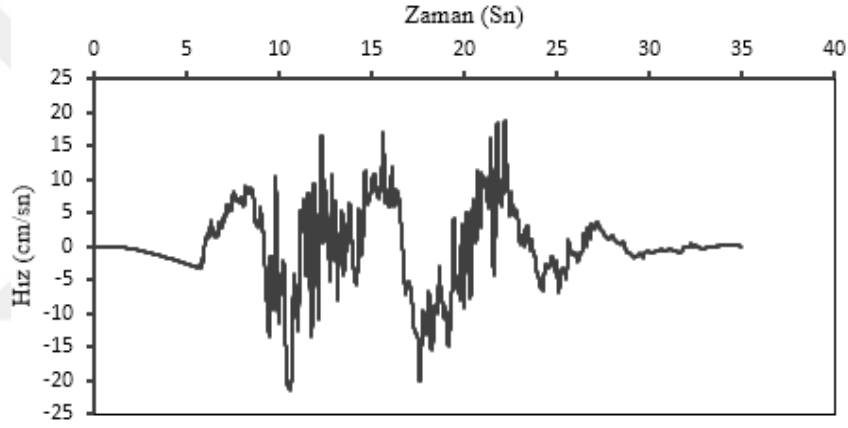
Düzce depremi 498 kaydının hız-zaman grafikleri incelendiğinde, yakın fay darbesiz yer hareketinin etkilerinin görülmediği anlaşılmaktadır. Bu nedenle, deprem kayıtlarında herhangi bir yönelme etkisi de bulunmamaktadır. Doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,35g ve PGV değeri 25,22cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,4g ve PGV değeri 24,15cm/sn; düşey yönde PGA değeri 0,18g ve PGV değeri 17,69cm/sn'dir (Şekil 2.104-2.109).



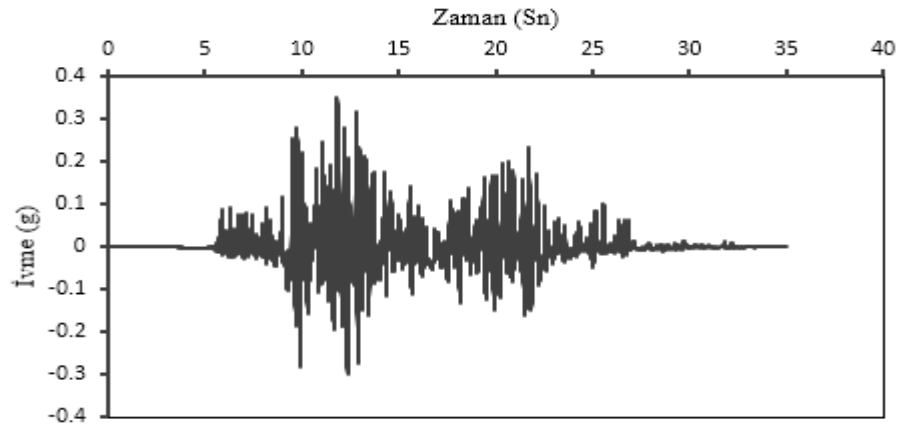
Şekil 2.93. Düzce depremi 498 kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği



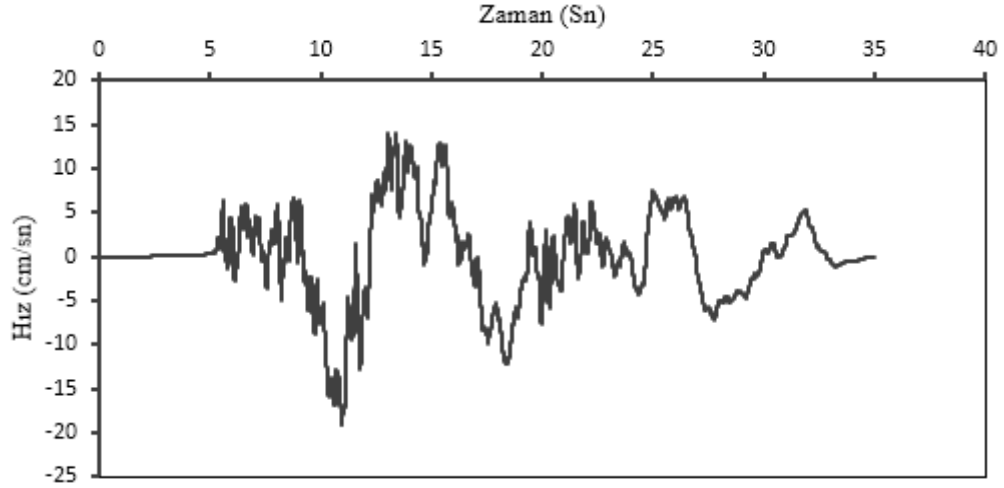
Şekil 2.94. Düzce depremi 498 kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



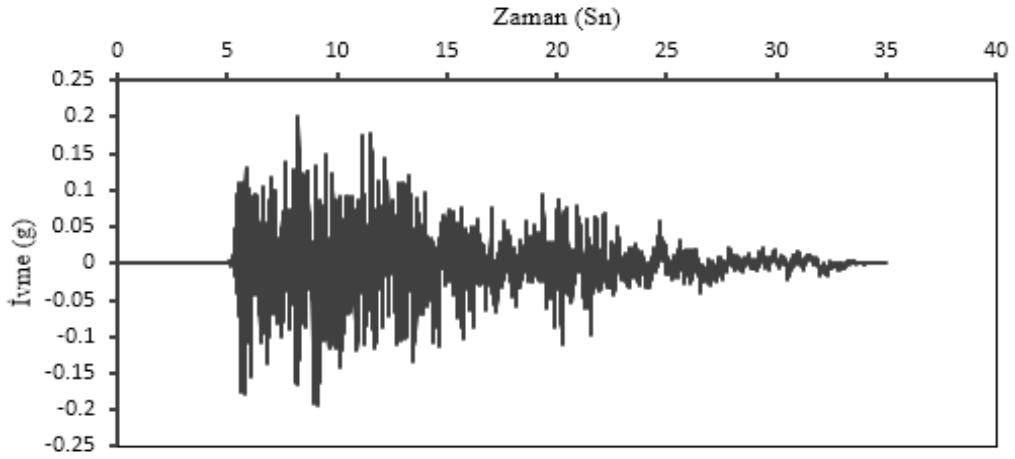
Şekil 2.95. Düzce depremi 498 kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği



Şekil 2.96. Düzce depremi 498 kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği

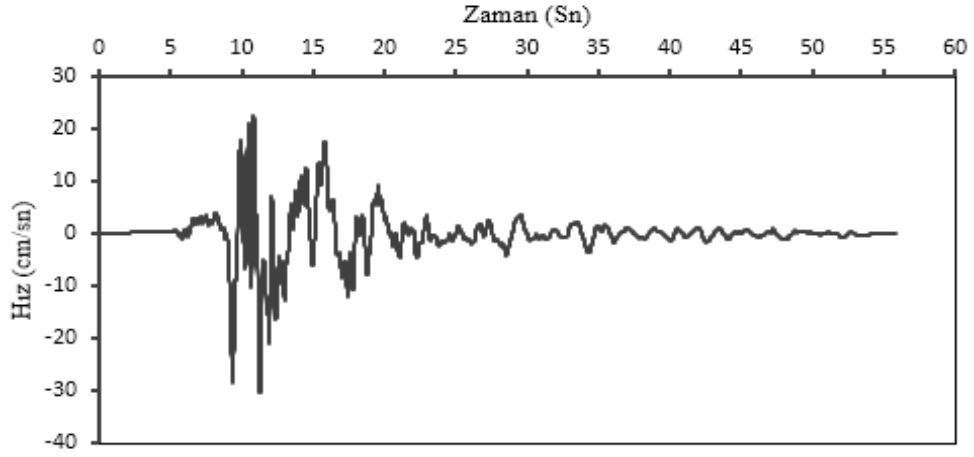


Şekil 2.97. Düzce depremi 498 kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği

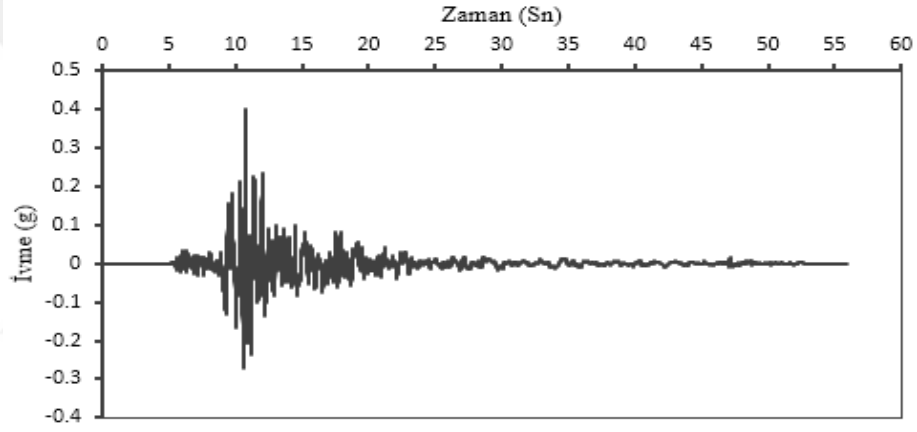


Şekil 2.98. Düzce depremi 498 kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

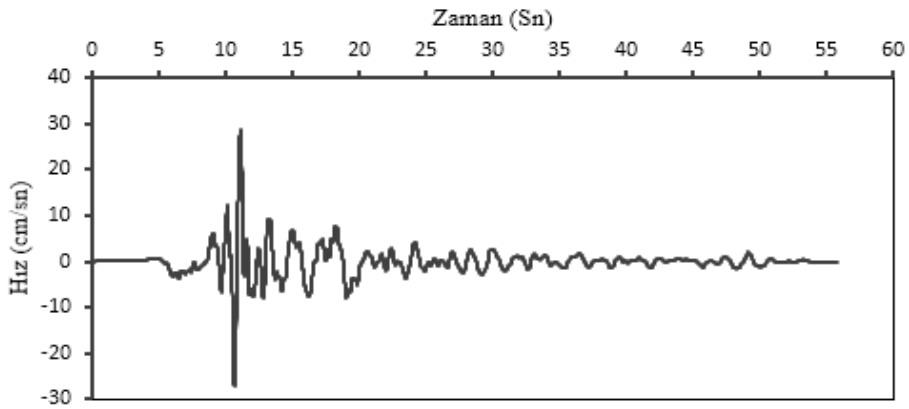
Düzce depremi BOLU kaydı hız-zaman grafiklerinde uzak fay yer hareketleri görülürken, darbe etkileri gözlenmemektedir. Bu nedenle, deprem kayıtlarında herhangi bir yönelme etkisi de oluşmamıştır. Doğu-batı doğrultusunda PGA değeri 0,8g ve PGV değeri 65,85cm/sn; kuzey-güney doğrultusunda PGA değeri 0,74g ve PGV değeri 55,9cm/sn; düşey yönde PGA değeri 0,2g ve PGV değeri 23,46cm/sn'dir (Şekil 2.110-2.115).



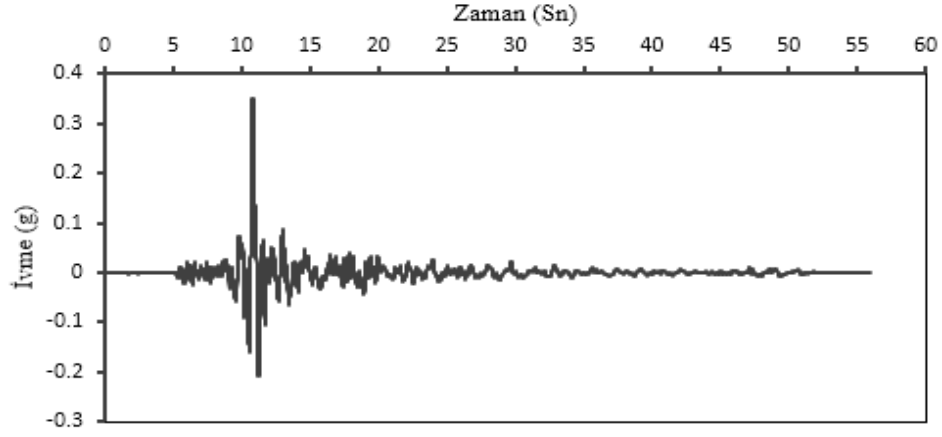
Şekil 2.99. Düzce depremi BOLU kaydı doğu-batı bileşeni hız-zaman grafiği



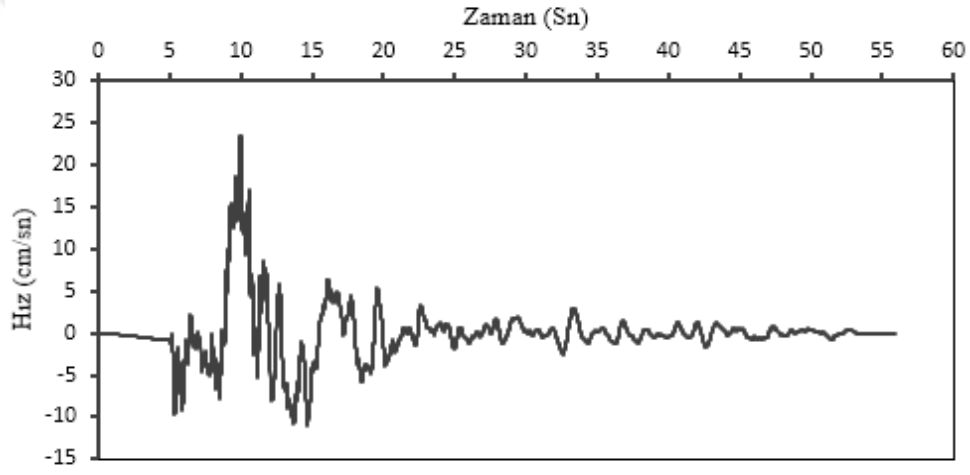
Şekil 2.100. Düzce depremi BOLU kaydı doğu-batı bileşeni ivme-zaman grafiği



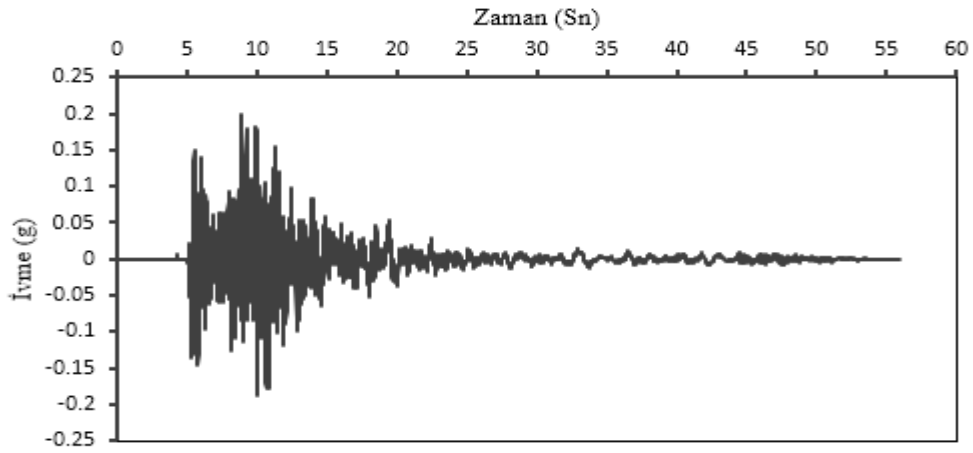
Şekil 2.101. Düzce depremi BOLU kaydı kuzey-güney bileşeni hız-zaman grafiği



Şekil 2.102. Düzce depremi BOLU kaydı kuzey-güney bileşeni ivme-zaman grafiği



Şekil 2.103. Düzce depremi BOLU kaydı düşey bileşeni hız-zaman grafiği



Şekil 2.104. Düzce depremi BOLU kaydı düşey bileşeni ivme-zaman grafiği

2.6. Stokastik Analizi

Stokastik analizler kapsamında yer hareketi olarak 1999 Kocaeli deprem kaydı Gebze istasyonu GBZ-UP bileşeni dikkate alınmıştır. Bu deprem kaydına ait ivme-zaman grafiği Şekil 2.116'da verilmektedir. Bu ivme kaydı asma köprüye düşey yönde uygulanmıştır.

Stokastik analizde yapı sistemlerinin mesnetlerine etkiyen yer hareketi l ve m mesnet noktaları arasındaki yer hareketinin çapraz güç spektral yoğunluk fonksiyonlarına bağlı olarak,

$$S_{\ddot{v}_{g_l}\ddot{v}_{g_m}}(\omega) = \gamma_{lm}(\omega) \sqrt{S_{\ddot{v}_{g_l}\ddot{v}_{g_l}}(\omega) S_{\ddot{v}_{g_m}\ddot{v}_{g_m}}(\omega)} \quad (2.1)$$

şeklinde tanımlanmaktadır (Oliveira vd., 1991; Abrahamson vd., 1991; Schneider vd., 1992; Abrahamson, 1993; Heredia-Zavoni ve Vanmarcke, 1994). Burada, $\gamma_{lm}(\omega)$ korelasyon fonksiyonunu göstermektedir. Zeminin homojen olması halinde,

$$S_{\ddot{v}_{g_l}\ddot{v}_{g_l}}(\omega) = S_{\ddot{v}_{g_m}\ddot{v}_{g_m}}(\omega) = S_{\ddot{v}_g}(\omega) \quad (2.2)$$

Olmaktadır (Hindy ve Novak, 1980). Bu durumda (2.1) denklemi,

$$S_{\ddot{v}_{g_l}\ddot{v}_{g_m}}(\omega) = \gamma_{lm}(\omega) S_{\ddot{v}_g}(\omega) \quad (2.3)$$

Şekline dönüşebilir. Burada, $S_{\ddot{v}_{g_l}\ddot{v}_{g_m}}(\omega)$ l ve m mesnet noktaları arasındaki yer hareket ivmelerine ait güç spektral yoğunluk fonksiyonunu, $S_{\ddot{v}_g}(\omega)$ ise yer hareket ivmesinin güç spektral yoğunluk fonksiyonunu göstermektedir. Bu çalışmada, Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilerek elde edilen filtre edilmiş beyaz gürültü spektral yoğunluk fonksiyonu kullanılmaktadır. Bu fonksiyon,

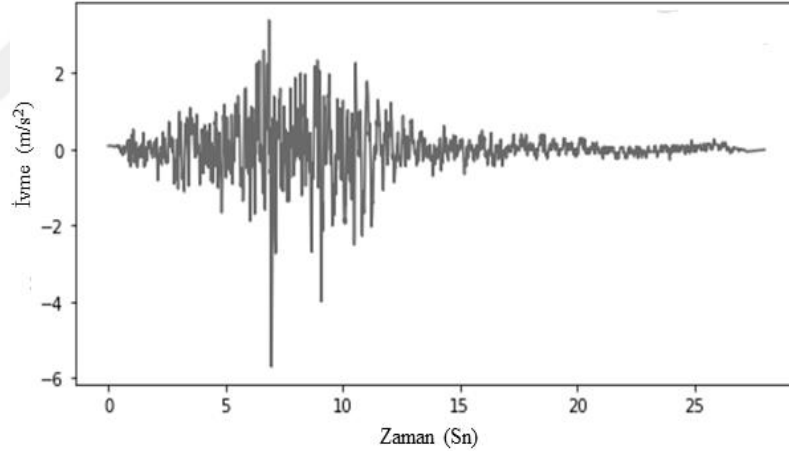
$$S_{\ddot{v}_g}(\omega) = S_0 |H_f(\omega)|^2 |H_g(\omega)|^2 \quad (2.4)$$

Şeklinde ifade edilmektedir. Burada, S_0 beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerini, $H_f(\omega)$ ve $H_g(\omega)$ zemine ait birinci ve ikinci filtre fonksiyonlarını göstermekte olup,

$$|H_f(\omega)|^2 = \frac{\omega^4 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (2.5)$$

$$|H_g(\omega)|^2 = \frac{\omega^4}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \quad (2.6)$$

(2.5) ve (2.6) denklemleri ile hesaplanmaktadır (Hindy ve Novak, 1980; Datta ve Mashaly, 1986; Der Kiureghian ve Neuenhofer, 1991; Allam ve Datta, 1999; 2000). Burada ω_f , ξ_f ve ω_g , ξ_g sırasıyla birinci ve ikinci filtreye ait doğal frekansı ve sönüm oranını göstermektedir.



Şekil 2.105. Kocaeli depremi Gebze istasyonu GBZ-UP bileşeni ivme-zaman grafiği

Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından önerilen sert, orta ve yumuşak zemin için filtre parametreleri Tablo 2.6'da verilmektedir. Bu çalışmada zemin cinsi olarak sert, orta ve yumuşak zemin cinsleri seçilmiş olup Tablo 2.6'da önerilen spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri kullanılmaktadır.

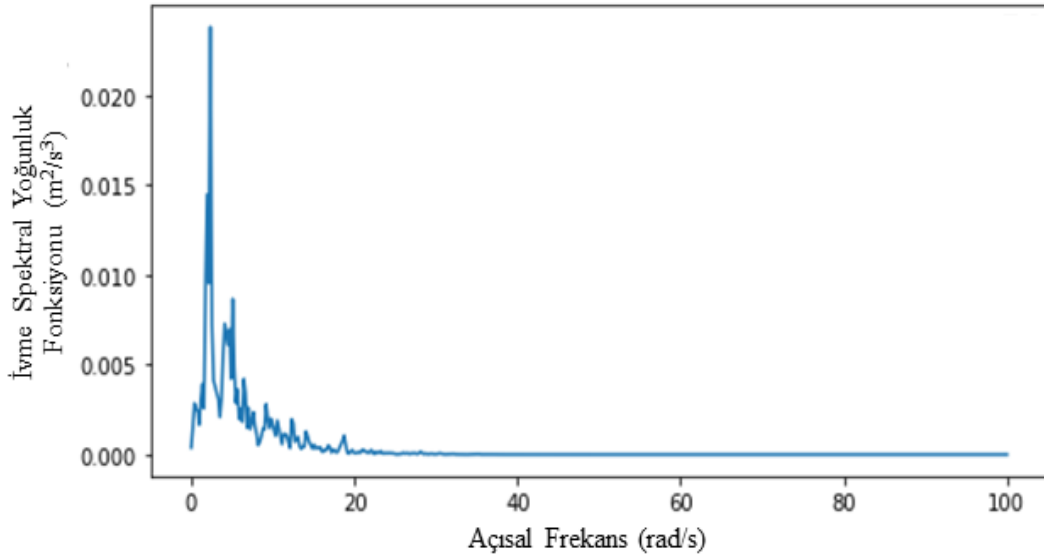
Tablo 2.4. Çeşitli zemin türleri için spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri (Der Kiureghian ve Neuenhofer, 1991)

Zemin Cinsi	ω_f (rad/sn)	ξ_f	ω_g (rad/sn)	ξ_g
Sert	15	0.6	1.5	0.6
Orta	10	0.4	1.0	0.6
Yumuşak	5	0.2	0.5	0.6

Beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değeri S_0 ,

$$S_0 = \frac{\sigma_{\ddot{v}_g}^2}{\int_0^\infty |H_f(\omega)|^2 |H_g(\omega)|^2 d\omega} = \frac{\sigma_{\ddot{v}_g}^2}{\Phi} \quad (2.7)$$

Denklemleri ile elde edilmektedir (Hindy ve Novak, 1980; Datta ve Mashaly, 1986; Der Kiureghian ve Neuenhofer, 1991; Alam ve Datta, 1999; 2000). Burada, $\sigma_{\ddot{v}_g}^2$ yer hareketi ivmesinin varyansını göstermektedir. (2.7) denkleminde verilen S_0 her bir zemin cinsi için yer hareketi ivmesinin spektral yoğunluk fonksiyonu, seçilen deprem kayıtlarının enerjisine ayrı ayrı eşitlenerek bulunmaktadır. 1999 Kocaeli depreminin Gebze İstasyonu GBZ-UP bileşenine ait güç spektral yoğunluk fonksiyonları Şekil 2.117’de verilmektedir.



Şekil 2. 106. Kocaeli depremi Gebze istasyonu GBZ-UP bileşeni ivme kaydına ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

STOCAL-II (Wung ve Der Kiureghian, 1989) bilgisayar programı kullanılarak 1999Kocaeli depreminin Gebze İstasyonundan kaydedilen GBZ-UP bileşenine ait varyans ifadesi $\sigma_{\ddot{v}_g}^2 = 0.0807162 \text{ m}^2/\text{sn}^4$ olarak elde edilmiştir. Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından önerilen sert, orta ve yumuşak zeminler için Tablo 2.6’da verilen filtre parametreleri kullanılarak, üç farklı zemin türü için Φ değerleri Tablo 2.7’de verilmiştir.

Tablo 2.5. Çeşitli zemin türleri için hesaplanan Φ değerleri

Zemin Cinsi	Φ (1/sn)
Sert	47.109
Orta	31.703
Yumuşak	22.581

(2.7) denklem bağıntısı kullanılarak 1999 Kocaeli depreminin Gebze İstasyonundan kaydedilen GBZ-UP bileşeni varyans değeri farklı zemin türleri için elde edilen Φ değerlerine bölünmek suretiyle beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerleri (S_0) Tablo 2.8’deki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 2.6. Beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerleri, S_0

Zemin Cinsi	$S_0(\text{m}^2/\text{sn}^2)$
Sert	0.00171
Orta	0.00255
Yumuşak	0.00357

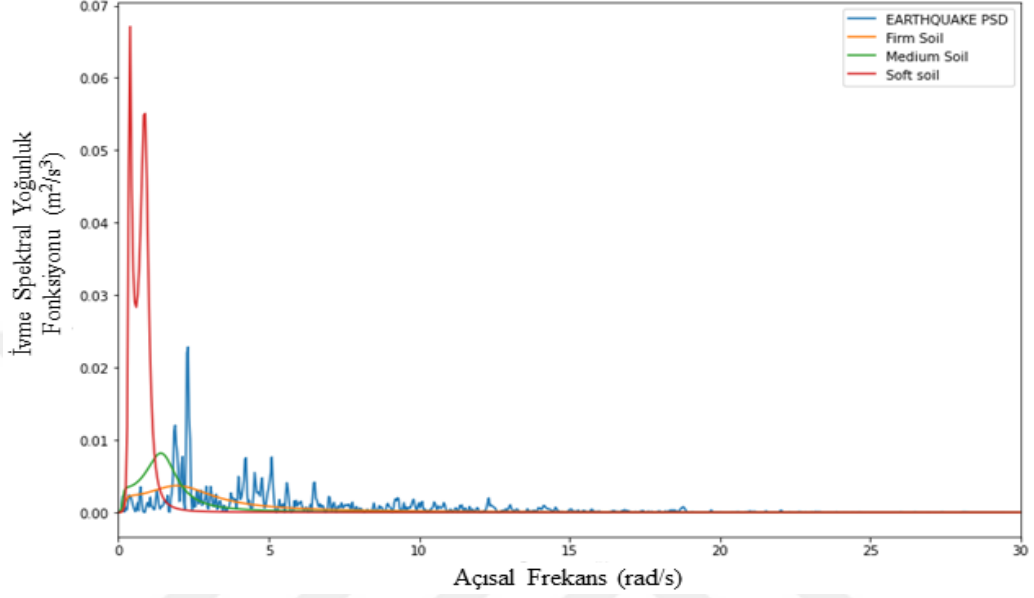
Yer değiştirme spektral yoğunluk fonksiyonu ise ivme spektral yoğunluk fonksiyonuna bağlı olarak,

$$S_{\ddot{v}_g} = \frac{S_{\ddot{v}_g}}{\omega^4} \quad (2.8)$$

şeklinde hesaplanmaktadır (Zerva,1992).

İvme kayıtlarına ait varyans değeri ivme spektral yoğunluk fonksiyonunun alanından, yerdeğiştirme varyans değeri ise yerdeğiştirme spektral yoğunluk fonksiyonu

alanından hesaplanmaktadır. Her bir zemin türü için Şekil 2.118’de verilen ivme spektral yoğunluk fonksiyonlarının varyans değerleri birbirine eşit olup, Kocaeli depreminin Gebze İstasyonundan kaydedilen GBZ-UP bileşeni için $0.0687162 \text{ m}^2/\text{s}^4$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 2.107. 1999 Kocaeli Depremi GBZ-UP bileşeni için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeline ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu grafiği

(2.1) denklem bağıntısında verilen korelasyon fonksiyonu $\gamma_{lm}(\omega)$ yer hareketi değişimini frekans alanında tanımlamakta olup,

$$\gamma_{lm}(\omega) = |\gamma_{lm}(\omega)|^k \gamma_{lm}(\omega)^d \gamma_{lm}(\omega)^z = |\gamma_{lm}(\omega)|^k \exp \left[i \left(\theta_{lm}(\omega)^d + \theta_{lm}(\omega)^z \right) \right] \quad (2.9)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir (Der Kiureghian vd. 1997). Korelasyon fonksiyonu boyutsuz ve karmaşık bir ifade olup, $0 \leq |\gamma_{lm}(\omega)| \leq 1$ aralığında değerler almakta ve $\ddot{v}_l(t)$ ve $\ddot{v}_m(t)$ işlemleri arasındaki istatistiksel bağımlılığı ifade etmektedir. $\gamma_{lm}(\omega) = 1$, iki işlem arasındaki lineer bağımlılığı, $\gamma_{lm}(\omega) = 0$ ise iki işlem arasındaki istatistiksel bağımsızlığı ifade etmektedir. (2.9) denklem bağıntısında $|\gamma_{lm}(\omega)|^k$ mesnetlere etkiyen yer hareketleri arasındaki korelasyon etkisini, $\gamma_{lm}(\omega)^d$ dalga yayılma etkisini ve $\gamma_{lm}(\omega)^z$ mesnetlerdeki farklı zemin etkisini ifade etmektedir.

3. BULGULAR VE İRDELEMELER

Bu çalışmada, 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak üç boyutlu analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde geometrik olarak lineer olmama durumu dikkate alınmıştır. Çalışma kapsamında; statik, modal, dinamik, yapım aşaması, dalga yayılma etkisi, yakın ve uzak fay hattı etkisi ve stokastik analizler yapılmıştır. Analizler SAP2000 sonlu eleman programı kullanılarak yapılmıştır. Dinamik analizlerde yer hareketi olarak 1999 Kocaeli Depremi GBZ ve CNK istasyon kayıtları kullanılmıştır. Uzak ve yakın fay etkileri için yapılan analizlerde 1995 Kobe Depremi CHY-PRI-KBU-NIS istasyon kayıtları, 1999 Kocaeli Depremi ERG-IZT-YPT istasyon kayıtları, 1999 Chi-Chi Depremi istasyon HWA-TCU050-TCU054-TCU089 istasyon kayıtları ve 1999 Düzce Depremi BOLU-1058-531-498 istasyon kayıtları kullanılmıştır. Analizler sonucunda köprüye ait mod şekilleri, frekans ve periyotlar belirlenmiştir. Analizlerden, köprü kule ve tabliyesine ait yerdeğiştirme ile eğilme momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvet gibi iç kuvvetler de elde edilmiştir.

3.1. Statik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

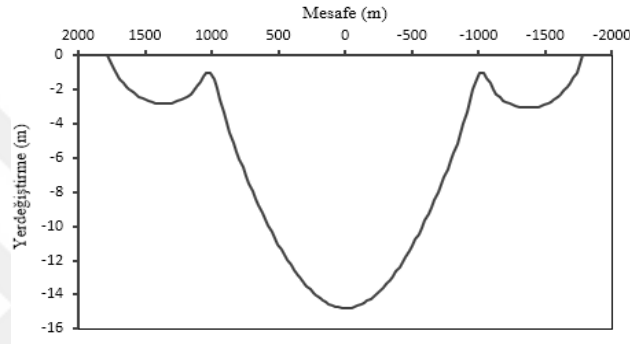
1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün zati (kendi) ağırlığı altında statik analizi gerçekleştirilmiştir. Bu analiz ile köprünün yapısal davranışı belirlenmiştir. SAP2000 programı yardımıyla, tüm yapı elemanlarının kendi ağırlıkları statik analizler için hesaplanmıştır. Bunun yanında, statik analizde ikinci mertebe teorisinden doğan geometrik olarak lineer olmama (P-Delta) durumu da göz önünde bulundurulmuştur.

SAP2000 programı yardımıyla gerçekleştirilen statik analizlere sonucunda kule ve tabliyede elde edilen kesit tesirleri ve yer değiştirmeler ile askı ve kablolarda oluşan normal kuvvetler incelenmiştir.

3.1.1. Tabliye Sonuçları

3.1.1.1. Tabliye Yer Değiştirmeleri

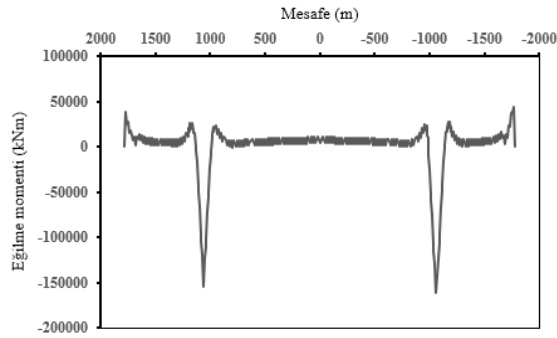
1915 Çanakkale Köprüsü'nün SAP2000 programı yardımıyla gerçekleştirilen statik analizleri sonucu tabliyede elde edilen düşey yer değiştirmelerin değişimi Şekil 3.1'de verilmektedir. Analizler sonucunda asma köprü'nün tabliye orta noktasındaki düşey yer değiştirme değeri 14,79 m olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.1. Statik analiz ile elde edilen tabliye düşey yer değiştirmeleri

3.1.1.2. Tabliye Eğilme Momentleri

1915 Çanakkale Köprüsü'nün SAP2000 programı yardımıyla gerçekleştirilen statik analizleri sonucu tabliye boyunca elde edilen tabliye eğilme momentlerinin değişimi Şekil 3.2'de verilmektedir. Analizler sonucunda tabliye orta noktasında eğilme momenti değeri 5158,63 kNm olarak elde edilmiştir. Tabliyede maksimum eğilme momenti 1062,01 m mesafesinde 161352,83 kNm olarak tespit edilmiştir.

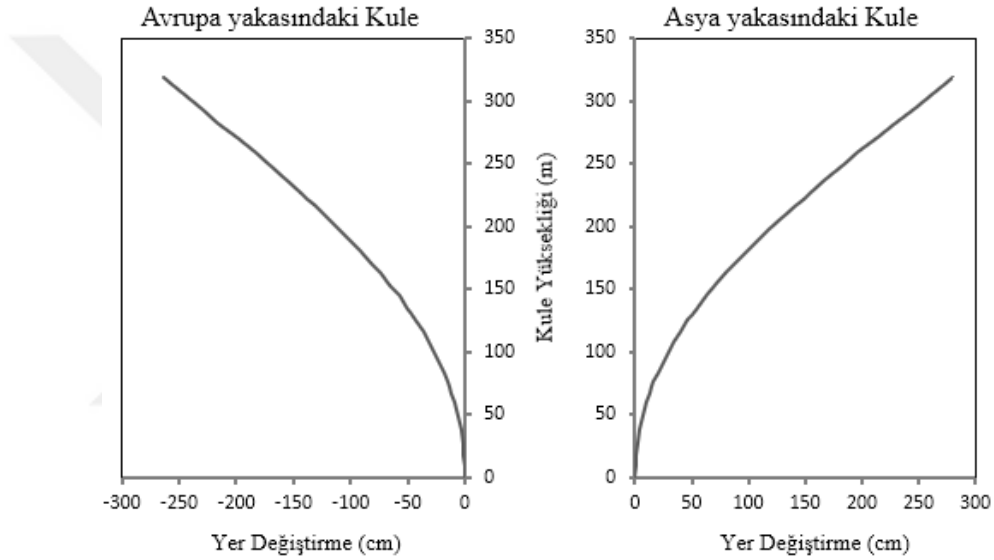


Şekil 3.2. Statik analizlerde elde edilen tabliye eğilme momentleri

3.1.2. Kule Sonuçları

3.1.2.1. Kule Yer Değiştirmeleri

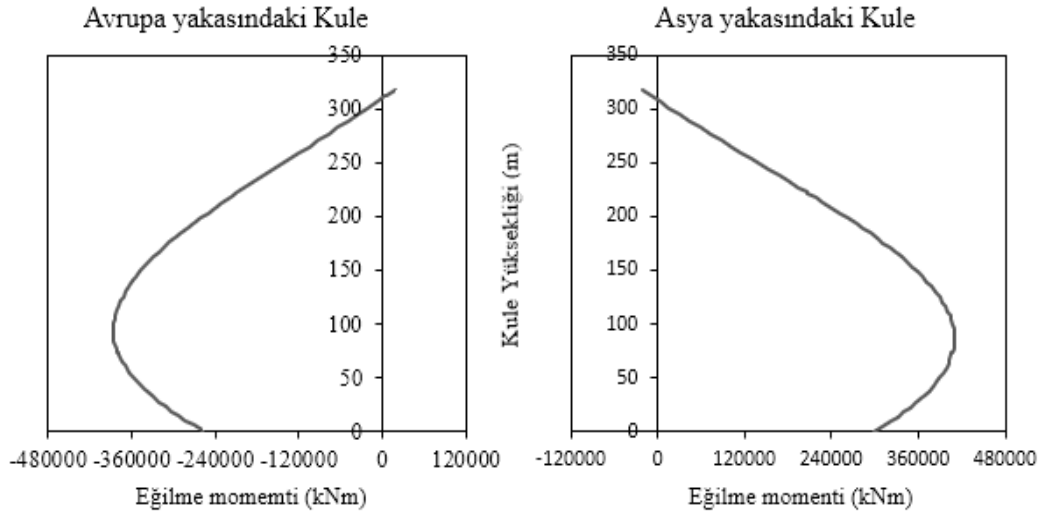
1915 Çanakkale Asma Köprüsünün gerçekleştirilen statik analizler sonucu Asya ve Avrupa yakasındaki kulelerinde oluşan yatay yer değiştirmeler Şekil 3.3'te gösterilmektedir. Yatay yer değiştirmelerin kuleler boyunca arttığı ve en büyük yer değiştirme değerinin kule tepe noktasında, Avrupa kulesinde 262,90 cm, Asya kulesinde 279,77 cm olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.3. Statik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kuleleri yatay yer değiştirmeleri

3.1.2.2. Kule Eğilme Momentleri

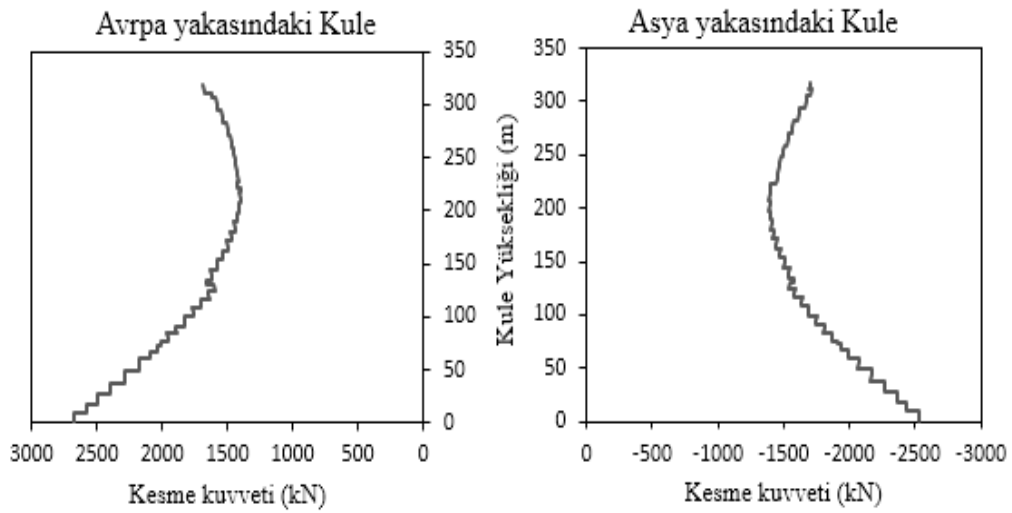
1915 Çanakkale Asma Köprüsünün gerçekleştirilen statik analizler sonucunda Asya ve Avrupa yakasındaki kulelerinde meydana gelen eğilme momenti değerleri Şekil 3.4'te gösterilmektedir. Maksimum eğilme momenti kule yüksekliğinin yaklaşık 83,68 m'sinde maksimum olmaktadır. Maksimum eğilme momenti değerleri, Asya yakasındaki kule için 385404,07 kNm; Avrupa yakasındaki kule için 410385,33 kNm'dir.



Şekil 3.4. Statik analizlerden elde edilen kule eğilme momentleri

3.1.2.3. Kule Kesme Kuvvetleri

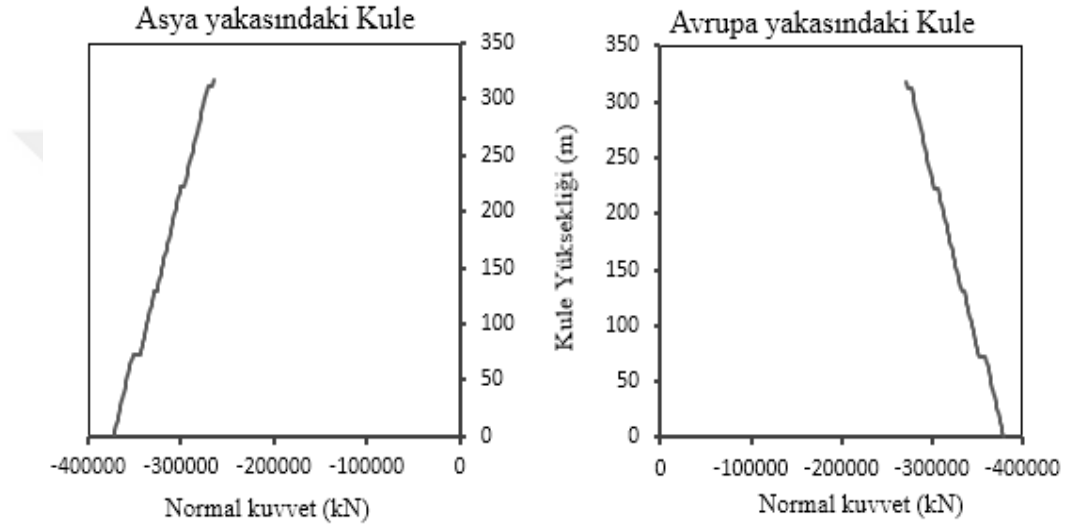
1915 Çanakkale Asma Köprüsünün gerçekleştirilen statik analizleri sonucunda Asya ve Avrupa yakasındaki kulelerinde oluşan kesme kuvveti değerleri Şekil 3.5'te gösterilmektedir. Kesme kuvveti değerleri kule yüksekliği boyunca değişkenlik göstermektedir.



Şekil 3.5. Statik analizlerde elde edilen kule kesme kuvvetleri

3.1.2.4. Kule Normal Kuvvetleri

1915 Çanakkale Asma Köprüsünün gerçekleştirilen statik analizler sonucu Asya ve Avrupa yakasındaki kulelerinde oluşan normal kuvvet değerleri Şekil 3.6'da gösterilmektedir. En büyük normal kuvvet değerinin Asya yakasındaki kule için ise 372397,09 kN, Avrupa yakasındaki kule için 379486,21 kN olarak elde edildiği ve normal kuvvet değerlerinin kule yüksekliği boyunca azaldığı görülmektedir.



Şekil 3.6. Statik analizlerden elde edilen kule normal kuvvetleri

3.1.3. Kablo Sonuçları

3.1.3.1. Avrupa Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün gerçekleştirilen statik analizleri sonucu Avrupa yakasındaki kablo normal kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerlerin kablolarına göre değişimi dikkate alınmıştır. Statik analizlerinden elde edilen kablo normal kuvvet değerleri Tablo 3.1'de verilmektedir. Buna göre, en büyük normal kuvvet 294733,55 kN olarak tespit edilmiştir.

Tablo 3.1. Statik analizlerden elde edilen Avrupa yakasındaki kablo normal kuvvetleri

Kablo Numarası	Mesafe (m)	Normal Kuvvetleri (kN)	Kablo Numarası	Mesafe (m)	Normal Kuvvetleri (kN)
1	1067,89	294733,54	17	652,54	273078,38
	1052,91	294480,82		639,90	272928,72
	1037,93	294228,10		627,26	272779,05
2	1037,93	293020,79	18	627,26	271910,57
	1024,89	292801,94		614,65	271765,97
	1011,84	292583,08		602,03	271621,38
3	1011,84	291567,03	19	602,03	270772,16
	998,83	291352,02		589,44	270632,65
	985,82	291137,01		576,85	270493,15
4	985,82	290496,83	20	576,85	269663,36
	972,8	290285,15		564,28	269528,96
	959,85	290073,48		551,72	269394,57
5	959,85	289259,87	21	551,72	268584,06
	946,89	289051,93		539,17	268454,79
	933,94	288844,00		526,63	268325,53
6	933,94	287889,17	22	526,63	267533,89
	921,01	287685,44		514,10	267409,77
	908,09	287481,72		501,58	267285,66
7	908,09	286443,31	23	501,58	266512,26
	895,19	286244,13		489,08	266393,33
	882,29	286044,96		476,58	266274,39
8	882,29	284974,92	24	476,58	265519,73
	869,42	284780,50		464,10	265405,99
	856,55	284586,08		451,62	265292,25
9	856,55	283519,28	25	451,62	264561,93
	843,7	283329,74		439,16	264453,38
	830,87	283140,19		426,70	264344,83
10	830,87	282094,64	26	426,70	263659,52
	818,05	281910,02		414,26	263556,06
	805,24	281725,40		401,82	263452,61
11	805,24	280707,14	27	401,82	262865,33
	792,45	280527,47		389,40	262766,71
	779,66	280347,80		376,98	262668,10
12	779,66	279356,57	28	376,98	261873,17
	766,89	279181,86		364,58	261780,04
	754,13	279007,16		352,18	261686,91
13	754,13	278040,29	29	352,18	261046,55
	741,39	277870,56		339,80	260958,37
	728,66	277700,83		327,42	260870,20

Tablo 3.1'in devamı

14	728,66	276755,70	30	327,42	260237,45
	715,95	276590,95		315,06	260153,71
	703,23	276426,21		302,69	260069,97
15	703,23	275500,94	31	302,69	259465,15
	690,55	275341,21		278,79	259310,59
	677,86	275181,47		254,89	259156,03
16	677,86	274275,22	32	254,89	262816,08
	665,20	274120,51		127,44	261878,68
	652,54	273965,80		0	260941,27

3.1.3.2. Asya Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri

Statik analizler sonucunda 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün Asya yakasındaki kablo normal kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerlerin, kabloları göre değişimi dikkate alınmıştır. Statik analizlerinden elde edilen kablo normal kuvvet değerleri Tablo 3.2'de verilmektedir. Buna göre, en büyük normal kuvvet 291316,00 kN olarak elde edilmiştir.

Tablo 3.2.Statik analizlerde elde edilen Asya yakasındaki kablo normal kuvvetleri

Kablo Numarası	Mesafe (m)	Normal Kuvvetleri (kN)	Kablo Numarası	Mesafe (m)	Normal Kuvvetleri (kN)
1	0,00	259810,10	17	752,52	271415,79
	178,11	261059,40		765,10	271560,96
	356,22	262308,70		777,68	271706,12
2	356,22	257952,87	18	777,68	272574,74
	380,09	258092,17		790,285	272724,91
	403,97	258231,46		802,88	272875,07
3	403,97	258611,97	19	802,88	273764,08
	416,31	258686,27		815,50	273919,23
	428,65	258760,58		828,12	274074,38
4	428,65	259292,08	20	828,12	274984,52
	441,01	259370,65		840,76	275144,63
	453,37	259449,23		853,40	275304,74
5	453,37	260024,43	21	853,40	276237,72
	465,74	260108,02		866,05	276402,77
	478,12	260191,60		878,718	276567,82
6	478,12	260909,95	22	878,718	277526,15
	490,50	260999,08		891,39	277696,12
	502,89	261088,21		904,07	277866,09

Tablo 3.2'nin devamı

7	502,89	261604,09	23	904,07	278852,13
	515,30	261698,01		916,77	279027,01
	527,70	261791,94		929,47	279201,88
8	527,70	262405,14	24	929,47	280215,57
	540,12	262504,11		942,19	280395,31
	552,54	262603,13		954,91	280575,06
9	552,54	263269,09	25	954,91	281609,82
	564,98	263373,29		967,65	281794,38
	577,42	263477,48		980,40	281978,94
10	577,42	264174,71	26	980,40	283016,32
	589,87	264284,11		993,16	283205,55
	602,33	264393,51		1005,92	283394,78
11	602,33	265114,06	27	1005,92	284399,69
	614,80	265228,65		1018,71	284593,34
	627,27	265343,25		1031,49	284786,99
12	627,27	266085,23	28	1031,49	285707,85
	639,76	266204,99		1044,30	285905,53
	652,25	266324,74		1057,11	286103,22
13	652,25	267088,17	29	1057,11	286883,51
	664,76	267213,06		1069,93	287084,73
	677,26	267337,95		1082,76	287285,95
14	677,26	268122,95	30	1082,76	287895,24
	689,79	268252,95		1095,62	288099,55
	702,316	268382,94		1108,47	288303,86
15	702,316	269189,45	31	1108,47	289265,11
	714,85	269324,53		1121,34	289472,97
	727,40	269459,61		1134,22	289680,82
16	727,40	270287,23	32	1134,22	290837,63
	739,96	270427,37		1149,00	291076,81
	752,52	270567,50		1163,78	291316,00

3.1.3.3. Ana Kablo Normal Kuvvetleri

Statik analizler sonucunda 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün ana kablo normal kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerlerin, mesafeye göre değişimi dikkate alınmıştır. Ana kablo normal kuvvet sonuçları Tablo 3.3'te verilmektedir. Kablo orta noktasındaki normal kuvvet 254746,11 kN ve maksimum normal kuvvet 1044,782 m mesafesinde 289876,20 kN olarak elde edilmiştir.

Tablo 3.3. Statik analizlerden elde edilen ana kablo normal kuvvetleri

Kablo Numarası	Mesafe (m)	Normal Kuvvetleri (kN)	Kablo Numarası	Mesafe (m)	Normal Kuvvetleri (kN)
1	-1044,78	289876,20	43	0	254746,10
	-1029,73	289640,91		12,00	254748,64
	-1014,68	289405,62		24,00	254751,17
2	-1014,68	288153,11	44	24,00	254892,65
	-1001,60	287952,69		36,00	254900,24
	-988,53	287752,27		48,00	254907,83
3	-988,53	286783,59	45	48,00	255140,45
	-975,50	286587,55		60,00	255153,10
	-962,47	286391,51		72,01	255165,75
4	-962,47	285800,66	46	72,02	255467,38
	-949,49	285608,24		84,02	255485,10
	-936,52	285415,83		96,02	255502,81
5	-936,52	284676,97	47	96,02	255852,86
	-923,59	284488,59		108,04	255875,62
	-910,66	284300,21		120,05	255898,39
6	-910,66	283434,60	48	120,05	256281,28
	-897,77	283250,70		132,07	256309,10
	-884,89	283066,81		144,09	256336,92
7	-884,89	282126,41	49	144,09	256743,32
	-872,06	281947,32		156,12	256776,19
	-859,22	281768,23		168,15	256809,05
8	-859,22	280802,23	50	168,15	257233,36
	-846,43	280628,12		180,19	257271,27
	-833,64	280454,01		192,23	257309,18
9	-833,64	279496,35	51	192,23	257748,87
	-820,89	279327,31		204,28	257791,82
	-808,14	279158,27		216,33	257834,76
10	-808,14	278223,17	52	216,33	258288,87
	-795,44	278059,22		228,39	258336,85
	-782,74	277895,27		240,45	258384,84
11	-782,74	276991,86	53	240,45	258853,28
	-770,07	276833,00		252,53	258906,30
	-757,41	276674,14		264,60	258959,32
12	-757,41	275800,64	54	264,60	259442,54
	-744,79	275646,85		276,69	259500,59
	-732,16	275493,07		288,78	259558,65
13	-732,16	274645,96	55	288,787	260057,09
	-719,58	274497,24		300,89	260120,17
	-707,00	274348,52		313,00	260183,26

Tablo 3.3'ün devamı

14	-707,00	273524,75	56	313,00	260697,79
	-694,45	273381,08		325,12	260765,91
	-681,91	273237,41		337,25	260834,03
15	-681,91	272435,03	57	337,25	261365,21
	-669,40	272296,40		349,39	261438,36
	-656,89	272157,77		361,53	261511,51
16	-656,89	271375,70	58	361,53	262060,02
	-644,42	271242,12		373,70	262138,20
	-631,95	271108,53		385,86	262216,38
17	-631,95	270346,82	59	385,86	262782,86
	-619,51	270218,27		398,05	262866,07
	-607,07	270089,72		410,23	262949,28
18	-607,07	269349,73	60	410,23	263534,16
	-594,66	269226,22		422,44	263622,40
	-582,26	269102,71		434,65	263710,64
19	-582,26	268381,79	61	434,65	264314,51
	-569,88	268263,31		446,88	264407,78
	-557,51	268144,84		459,11	264501,06
20	-557,51	267445,09	62	459,11	265124,16
	-545,17	267331,65		471,37	265222,00
	-532,83	267218,21		483,63	265320,77
21	-532,83	266539,25	63	483,63	265963,25
	-520,51	266430,85		495,91	266066,58
	-508,20	266322,45		508,20	266169,91
22	-508,20	265663,87	64	508,20	266832,73
	-495,91	265560,50		520,51	266941,10
	-483,63	265457,13		532,83	267049,46
23	-483,63	264819,39	65	532,83	267732,25
	-471,37	264721,06		545,17	267845,65
	-459,11	264622,73		557,51	267959,05
24	-459,11	264004,89	66	557,51	268662,30
	-446,88	263911,59		569,88	268780,74
	-434,65	263818,29		582,26	268899,17
25	-434,65	263220,27	67	582,26	269623,38
	-422,44	263132,00		594,66	269746,84
	-410,23	263043,74		607,07	269870,31
26	-410,23	262465,38	68	607,07	270613,44
	-398,05	262382,14		619,51	270741,94
	-385,86	262298,91		631,95	270870,43
27	-385,86	261739,73	69	631,95	271634,86
	-373,70	261661,53		644,42	271768,39
	-361,53	261583,33		656,89	271901,93

Tablo 3.3'ün devamı

28	-361,53	261043,04	70	656,89	272686,15
	-349,39	260969,87		669,40	272824,72
	-337,25	260896,70		681,91	272963,29
29	-337,25	260374,83	71	681,91	273767,29
	-325,12	260306,70		694,45	273910,90
	-313,00	260238,56		707,00	274054,52
30	-313,00	259734,64	72	707,00	274879,38
	-300,89	259671,54		719,58	275028,04
	-288,78	259608,44		732,16	275176,70
31	-288,78	259122,17	73	732,16	276024,33
	-276,69	259064,11		744,79	276178,04
	-264,60	259006,04		757,41	276331,76
32	-264,60	258536,87	74	757,41	277205,18
	-252,53	258483,85		770,07	277363,97
	-240,45	258430,82		782,74	277522,75
33	-240,45	257978,71	75	782,74	278425,62
	-228,39	257930,72		795,44	278589,49
	-216,33	257882,73		808,14	278753,36
34	-216,33	257447,79	76	808,14	279688,06
	-204,28	257404,84		820,89	279857,02
	-192,23	257361,89		833,64	280025,98
35	-192,23	256944,83	77	833,65	280984,04
	-180,19	256906,92		846,43	281158,06
	-168,15	256869,01		859,22	281332,09
36	-168,15	256471,64	78	859,22	282299,61
	-156,12	256438,78		872,06	282478,63
	-144,09	256405,92		884,89	282657,65
37	-144,09	256031,79	79	884,89	283601,88
	-132,07	256003,98		897,77	283785,74
	-120,05	255976,17		910,66	283969,59
38	-120,05	255632,01	80	910,66	284842,71
	-108,04	255609,25		923,59	285031,11
	-96,02	255586,49		936,52	285219,51
39	-96,02	255282,79	81	936,52	285969,83
	-84,02	255265,09		949,49	286162,36
	-72,01	255247,39		962,47	286354,89
40	-72,01	255000,32	82	962,47	286958,81
	-60,00	254987,68		975,50	287155,08
	-48,00	254975,04		988,53	287351,35
41	-48,00	254804,77	83	988,530	288335,97
	-36,00	254797,19		1001,60	288536,75
	-24,00	254789,61		1014,68	288737,52

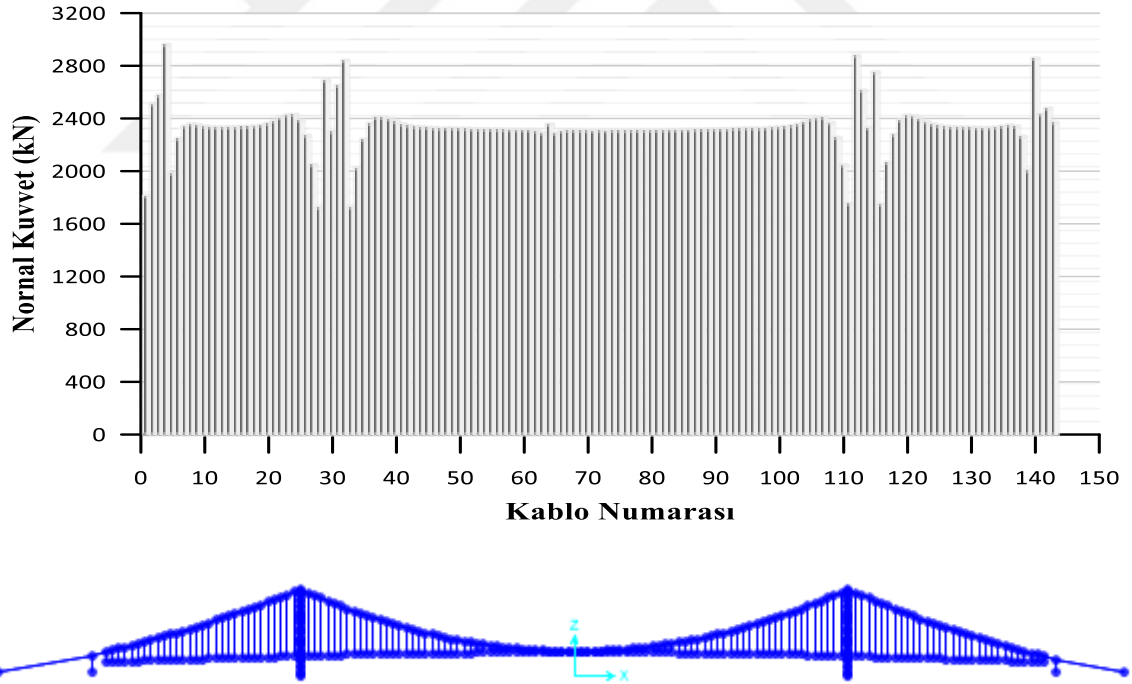
Tablo 3.3'ün devamı

42	-24,00	254716,10	84	1014,68	289970,40
	-12,00	254713,58		1029,73	290206,00
	0	254711,05		1044,782	290441,61

3.1.4. Askı Sonuçları

3.1.4.1. Askı Normal Kuvvetleri

Statik analizi sonucu 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün askı normal kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerlerin, kablo numarasına göre değişimi dikkate alınmıştır. Elde edilen askı normal kuvvet sonuçları Şekil 3.7'de verilmektedir. Elde edilen sonuçlara göre maksimum normal kuvvet 4 ve 140 nolu kablolarda 2958,66 kN ve 2854,42kN olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.7. Statik analizlerde elde edilen askı normal kuvvetleri

3.2. Modal Analiz Sonuçlarının İncelemesi

Yapıların dinamik davranışlarının doğru bir şekilde belirlenebilmesi için yeterli sayıda mod şeklinin dikkate alınması gerekmektedir. Asma köprüler diğer yapılara göre

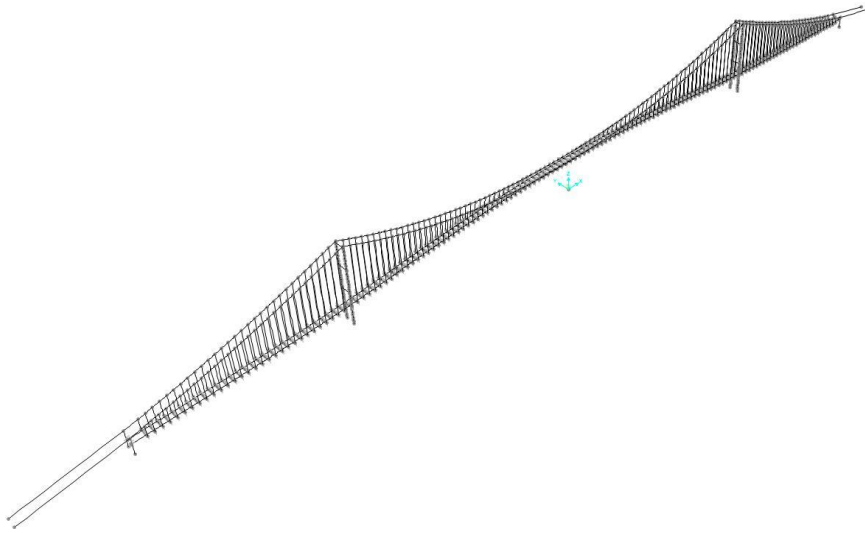
daha kompleks yapılar olduklarından dinamik analizlerde daha fazla mod şeklinin dikkate alınması gerekmektedir [Dumanoğlu ve Sevem 1987]. Bu çalışmada ilk yüz mod şekli dikkate alınmıştır. İlk 30 mod şekline ait frekans ve periyot değerleri Tablo 3.4’te, bazı önemli mod şekillerine ait frekans ve periyot değerleri Tablo 3.5’te, mod şekilleri ise Şekil 3.8 - Şekil 3.16’da verilmiştir.

Tablo 3.4. Mod ve Frekans Tablosu

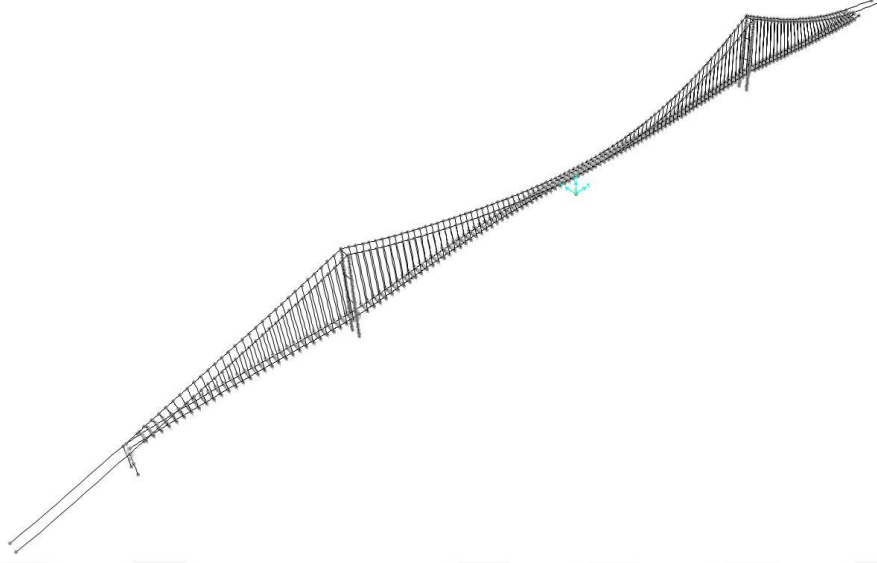
Mod No	Periyot sn	Frekans devir/sec	Açısal Frekans rad/sec	Özdeğer $\text{rad}^2/\text{sec}^2$
1	23,52	0,043	0,267	0,071
2	14,99	0,067	0,419	0,176
3	13,86	0,072	0,453	0,206
4	11,79	0,085	0,533	0,284
5	10,63	0,094	0,591	0,349
6	10,60	0,094	0,593	0,351
7	10,26	0,097	0,613	0,375
8	9,11	0,110	0,690	0,476
9	7,69	0,130	0,816	0,667
10	7,64	0,131	0,822	0,676
11	7,11	0,141	0,884	0,782
12	6,77	0,148	0,928	0,862
13	6,59	0,152	0,953	0,908
14	6,55	0,153	0,959	0,920
15	6,28	0,159	1,000	1,000
16	5,99	0,167	1,048	1,099
17	5,94	0,168	1,058	1,120
18	5,87	0,170	1,070	1,145
19	5,83	0,172	1,078	1,162
20	5,75	0,174	1,092	1,192
21	5,73	0,175	1,097	1,202
22	5,35	0,187	1,174	1,379
23	5,25	0,190	1,197	1,433
24	5,23	0,191	1,201	1,442
25	5,10	0,196	1,232	1,518
26	5,07	0,197	1,239	1,536
27	4,85	0,206	1,294	1,675
28	4,46	0,224	1,407	1,981
29	4,44	0,225	1,414	1,999
30	4,29	0,233	1,466	2,149

Tablo 3.5. Mod Şekli, Periyot ve Frekans Tablosu

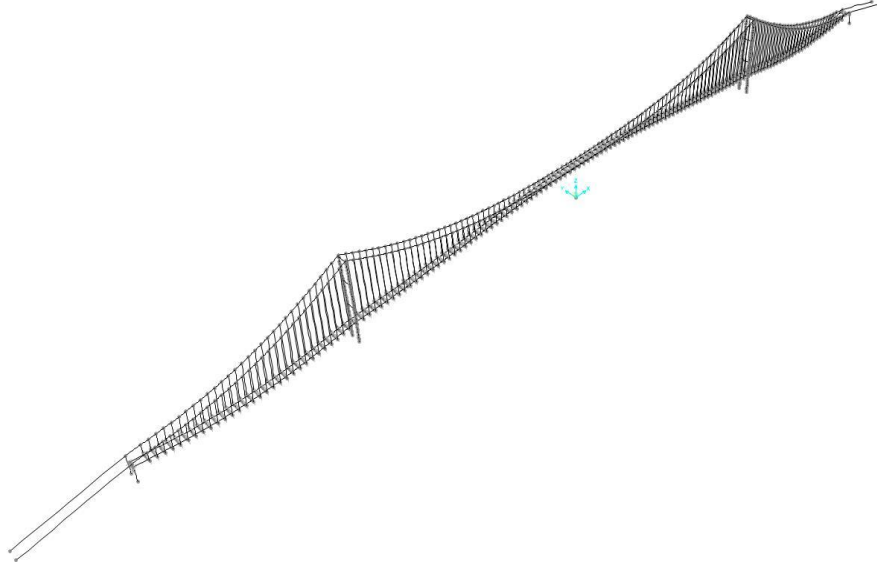
Mod Şekli	Periyot (sn)	Frekans (devir/sn)
1. Yanal - Simetrik	23,53	0,043
1. Düşey - Asimetrik	14,99	0,067
1. Düşey - Simetrik	13,86	0,072
2. Düşey - Asimetrik	11,79	0,085
2. Yanal - Asimetrik	10,63	0,094
2. Düşey - Simetrik	9,11	0,110
1. Burulma - Simetrik	5,99	0,167
3. Düşey - Asimetrik	6,77	0,148
1. Burulma - Asimetrik	5,35	0,187



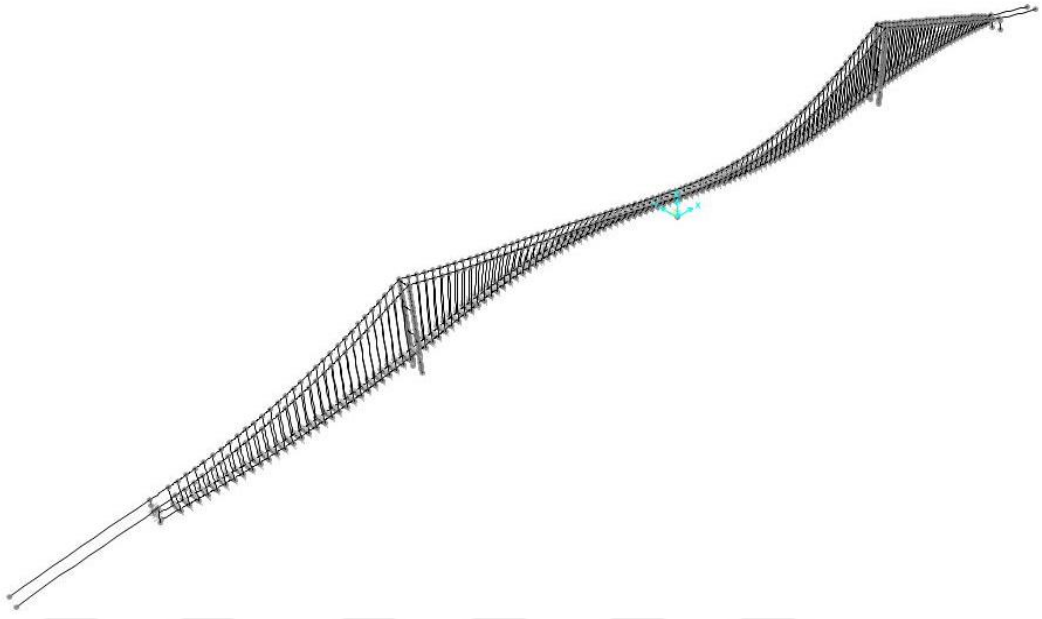
Şekil 3.8. Mod 1 Yanal - Simetrik 23,53 s 0,043 Hz



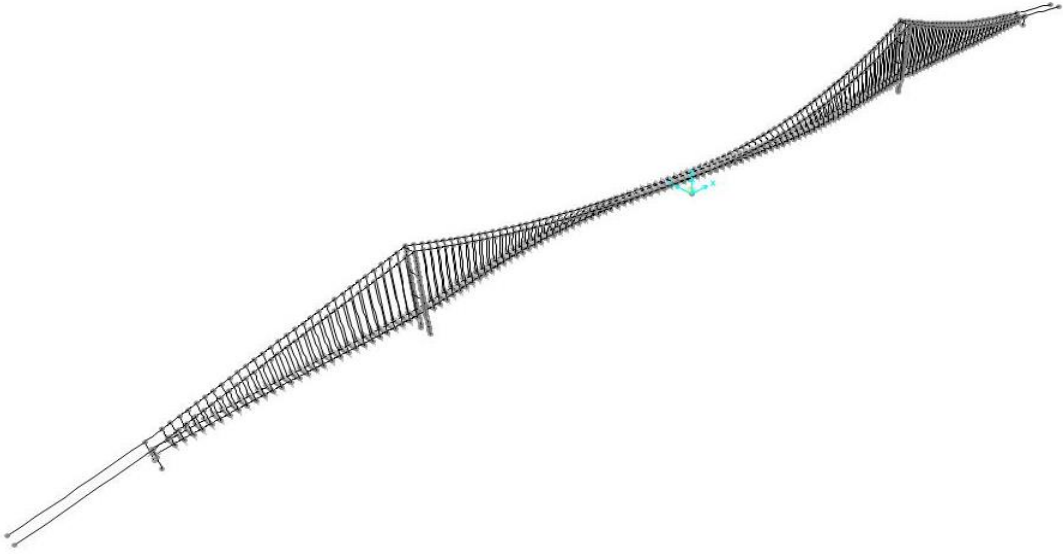
Şekil 3.9. Mod 2 Düşey - Asimetrik 14,99 s 0,067 Hz



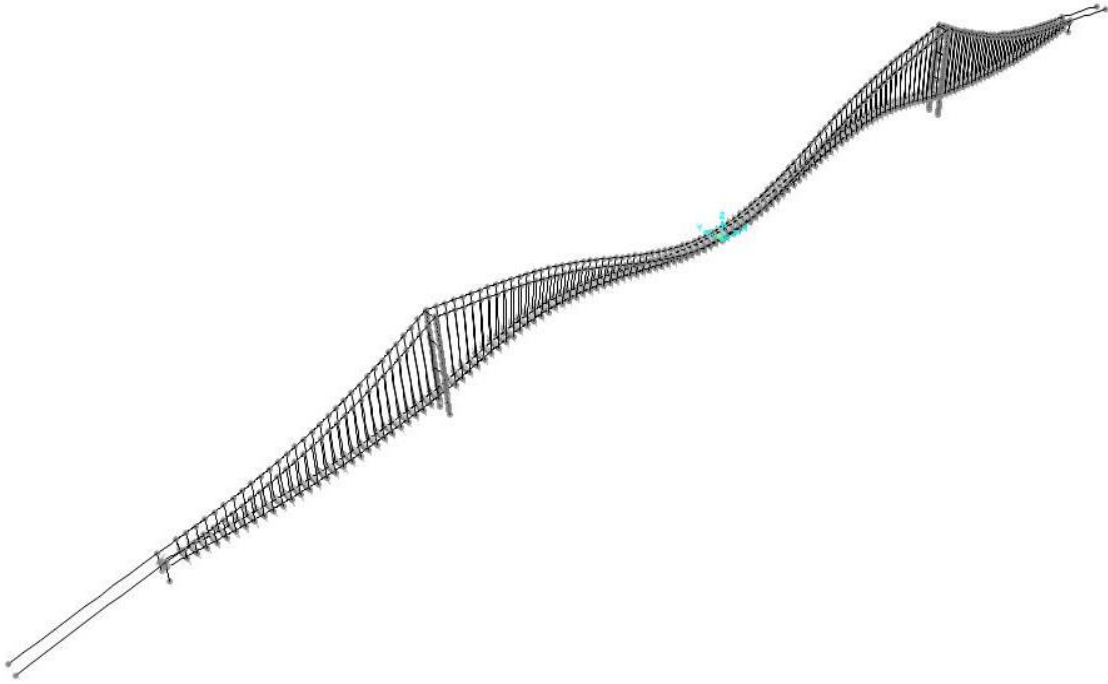
Şekil 3.10. Mod 3 Düşey - Simetrik 13,86 s 0,072 Hz



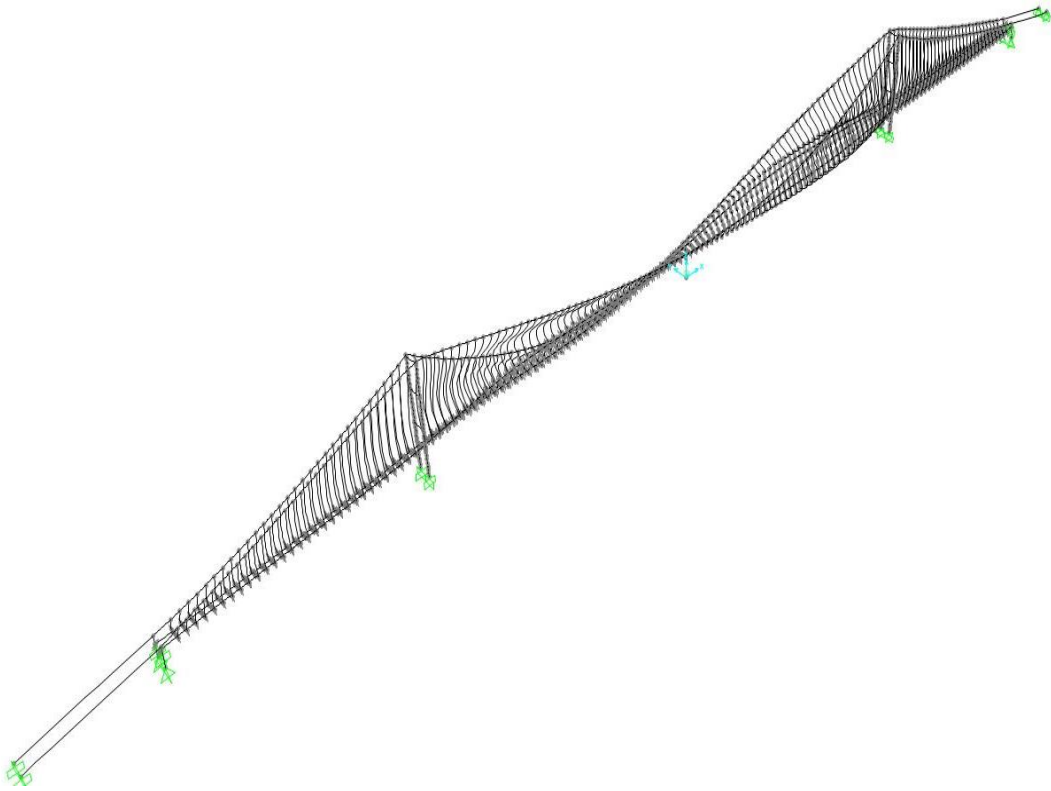
Şekil 3.11. Mod 4 Düşey - Asimetrik 11,79 s 0,085 Hz



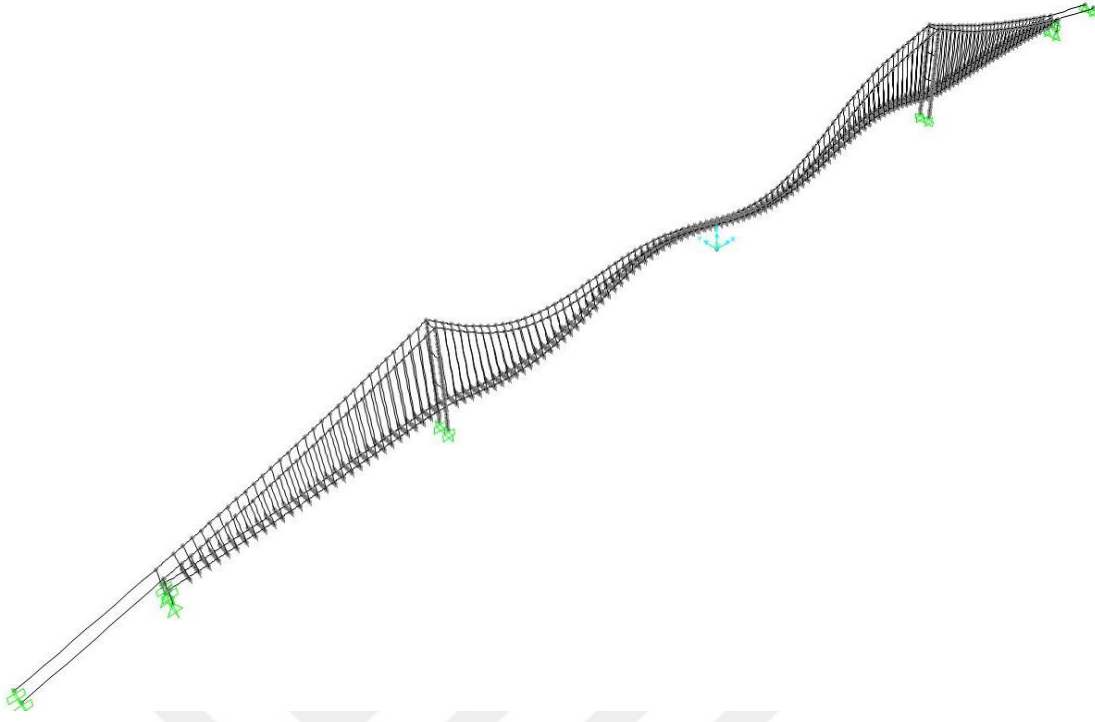
Şekil 3.12. Mod 5 Yanal - Asimetrik 10,63 s 0,094 Hz



Şekil 3.13. Mod 6 Düşey - Simetrik 9,11 s 0,110Hz



Şekil 3.14. Mod 7 Burulma - Simetrik 5,99 s 0,167 Hz

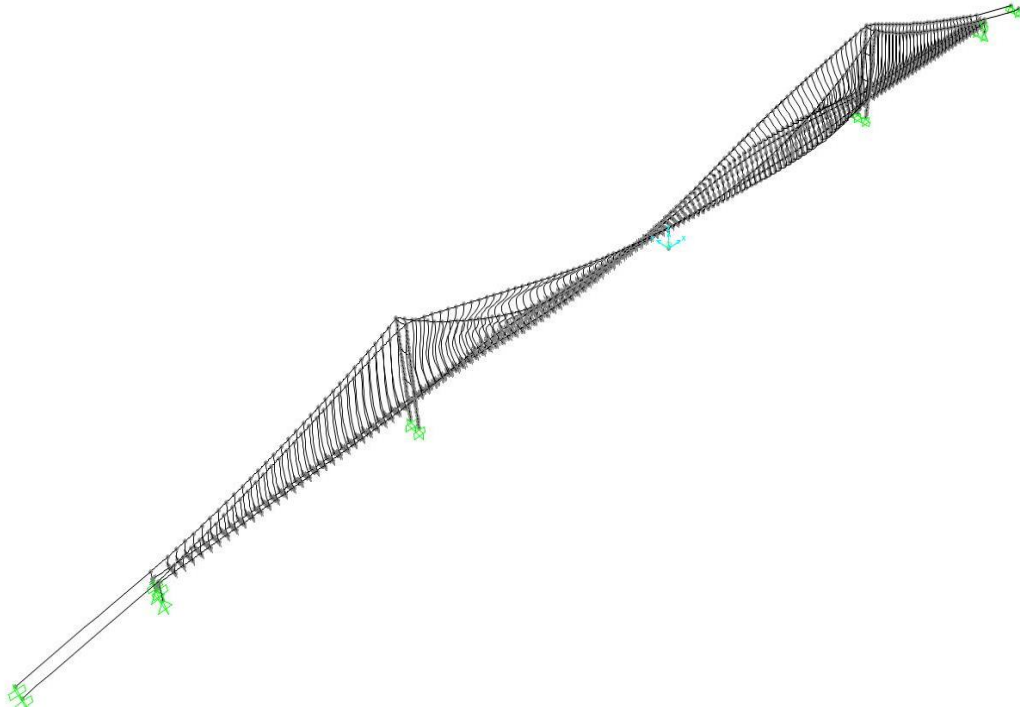


Şekil 3.15. Mod 8

Düşey - Asimetrik

6,77 s

0,148 Hz



Şekil 3.16. Mod 9

Burulma - Asimetrik

5,35 s

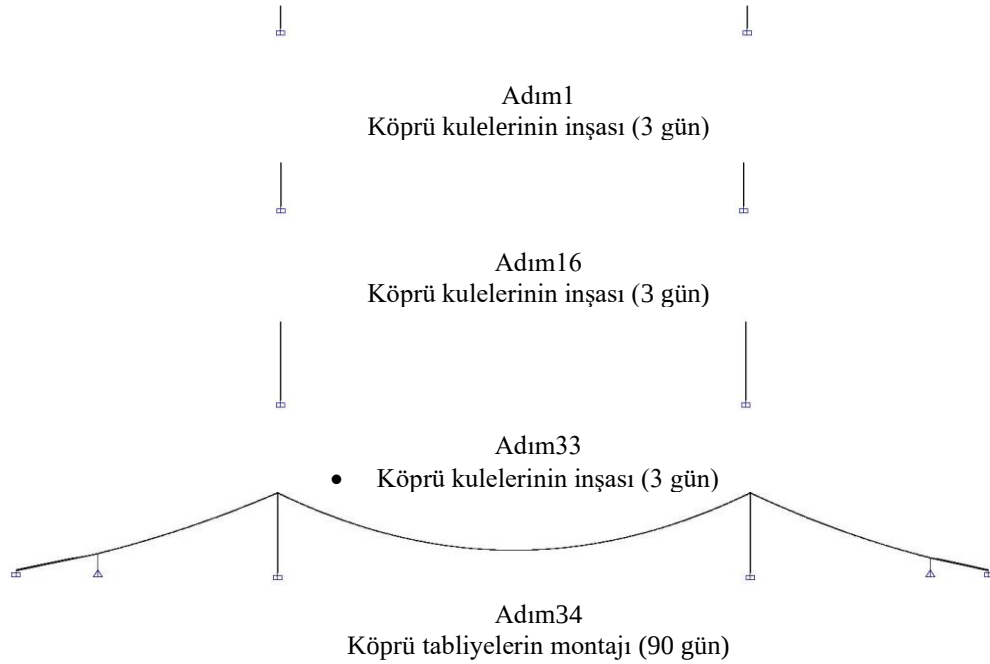
0,187 Hz

3.3. Yapım Aşaması Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün zaman içindeki yapısal davranışının köprü yapım aşamalarına göre etkisi 106 adım ile sonlu eleman modeli oluşturularak incelenmiştir. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün toplam inşaat süresi 570 gün olarak kabul edilmiştir. Modelleme sürecinde, adımların toplam sayısı ve maksimum iterasyon sayısı sırasıyla 200 ve 50 olarak kabul edilmiştir. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün bazı inşaat aşamalarına ait sonlu eleman modeli Şekil 3.17'de gösterilmektedir.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün zamana bağlı malzeme deformasyonlarının köprü'nün yapısal davranışına olan etkisini tespit etmek için, çelik malzemesi için yapım aşamalı sonlu eleman modelinde çeliğin gevşeme özelliği göz önünde bulundurulmuştur. Yükleme durumlarına ve iklim şartlarına bağlı olarak çelik gibi yapı malzemesinin özellikleri sürekli olarak değişiklik sergileyebilmektedir. Çeliğe ait zamana bağlı olarak değişen malzeme özellikleri ile gerilme-şekil değiştirme grafikleri Şekil 3.18'de gösterilmektedir. Yapılan analizlerde kullanılan bu değerler, SAP2000 programında bulunan CEB-FIP tasarım kodu aracılığıyla bulunmuştur. Bu değerlerle ilişkin Şekil 3.18'de verilen grafikler otomatik olarak değişmektedir.

Yapı aşaması analizinde aşağıda belirtilen bazı özel hususlar dikkate alınmalıdır:



Şekil 3. 17. 1915 Çanakkale Köprüsü'nün çeşitli yapım aşamalarına ait sonlu eleman modelleri

Şekil 3.17'nin devamı



Adım35

- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



Adım36

- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



Adım47

- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



Adım58

- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



Adım 73

- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



Adım 93

- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



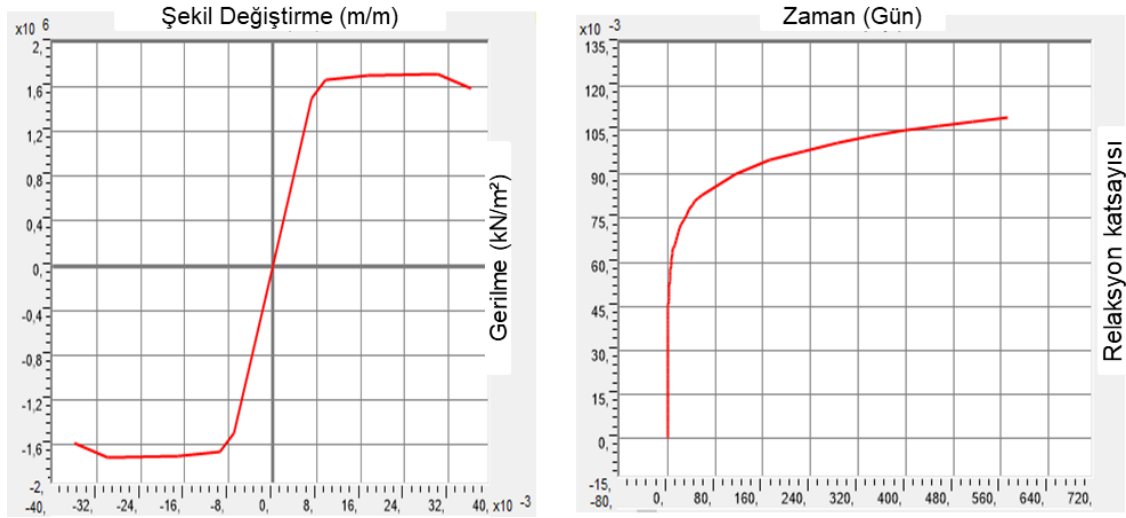
Adım 105

- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



Adım 106

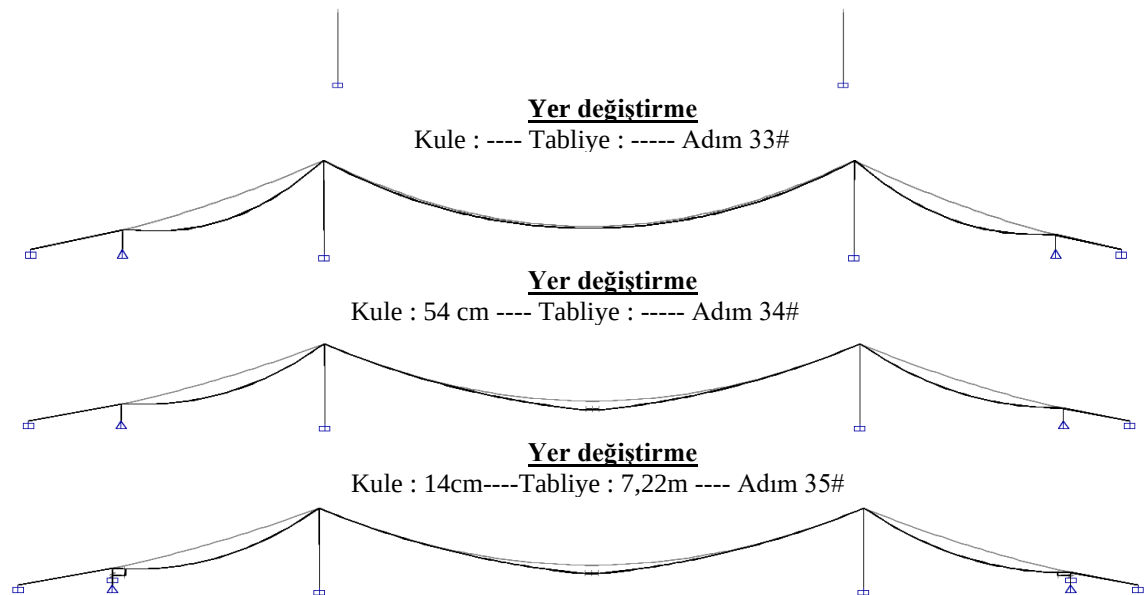
- Köprü tabliyelerin montajı (2 gün)



Şekil 3.18. Öngerilmeli çelik için gerilme şekil değiştirme (a) ve zamana bağlı malzeme özellikleri değişimi (b) diyagramları

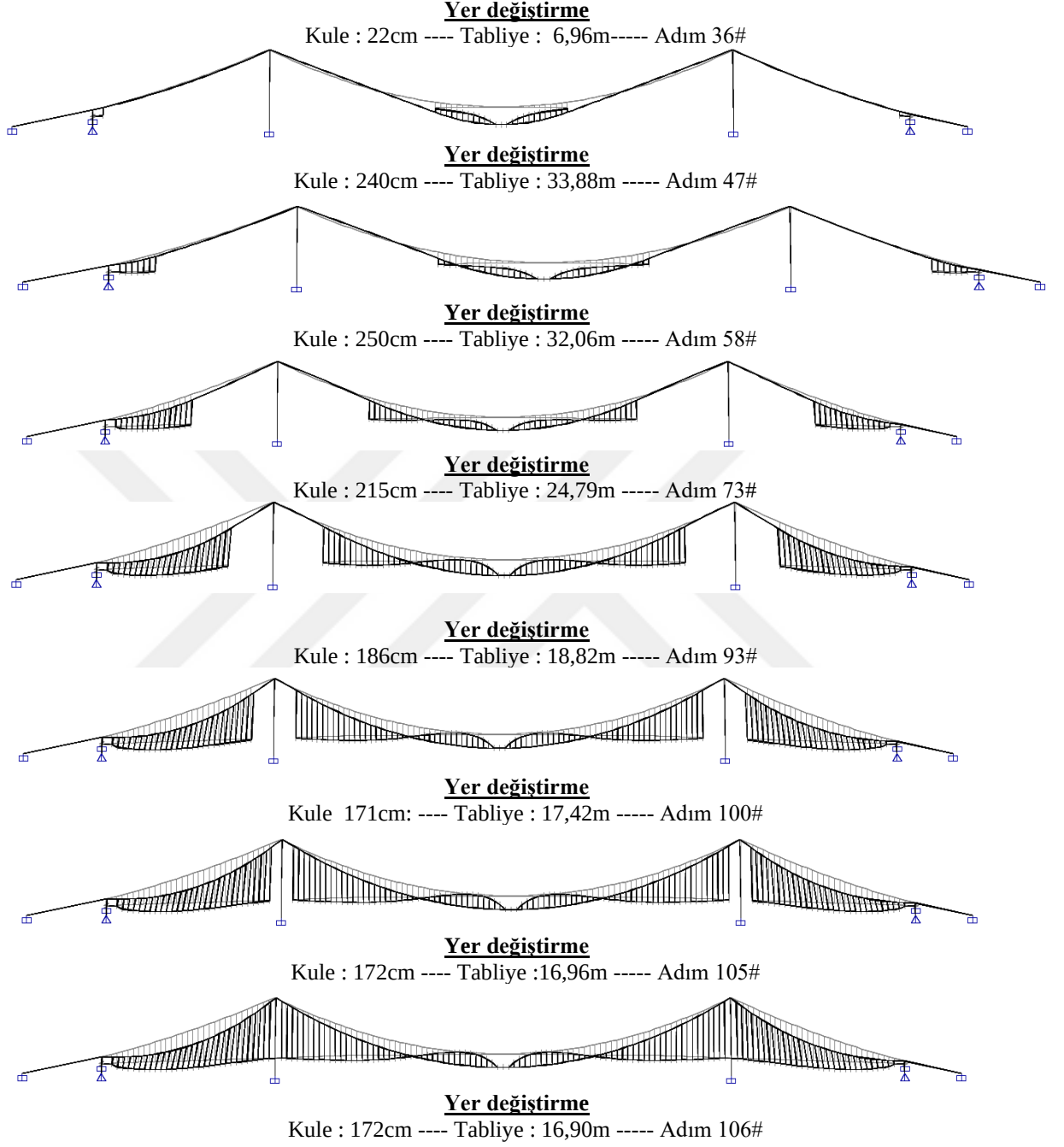
3.3.1. Yapım Aşamalarına Bağlı Deformasyon Şekillerinin Gösterimi

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün yapım aşamalarına bağlı olarak tabliye ve kulelerine ait deformasyon değerleri Şekil 3.19'da gösterilmektedir. Buna göre, kulelerde oluşan yatay deformasyonlar ile tabliyede oluşan düşey deformasyonlar köprü yapımı ilerledikçe artmaktadır.



Şekil 3.19. 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün yapım aşaması analizleri sonucunda elde edilen yer değiştirmeler

Şekil 3.19'un devamı

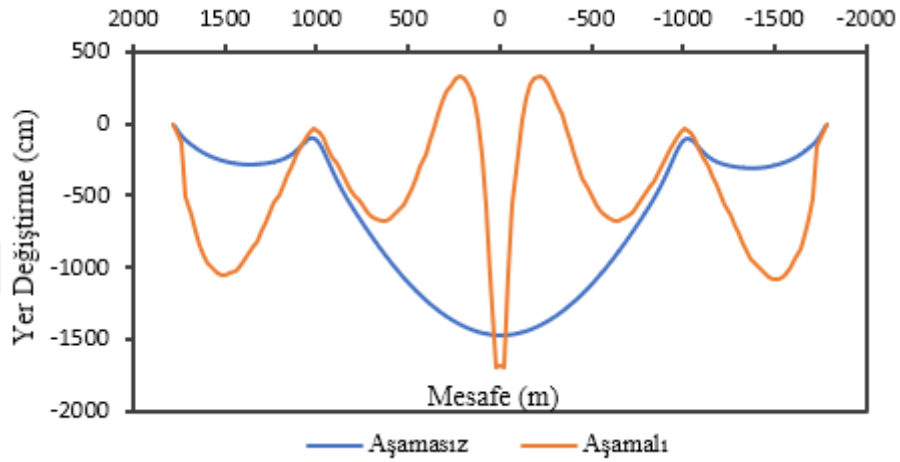


3.3.2. Tabliye Sonuçları

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün eğilme momentleri ile düşey yer değiştirmelerinin köprü yapım aşamalarına ait analiz sonuçlarından elde edilen tabliye boyunca değişimi Şekil 3.19'da gösterilmektedir. Zamana bağlı malzeme deformasyonları

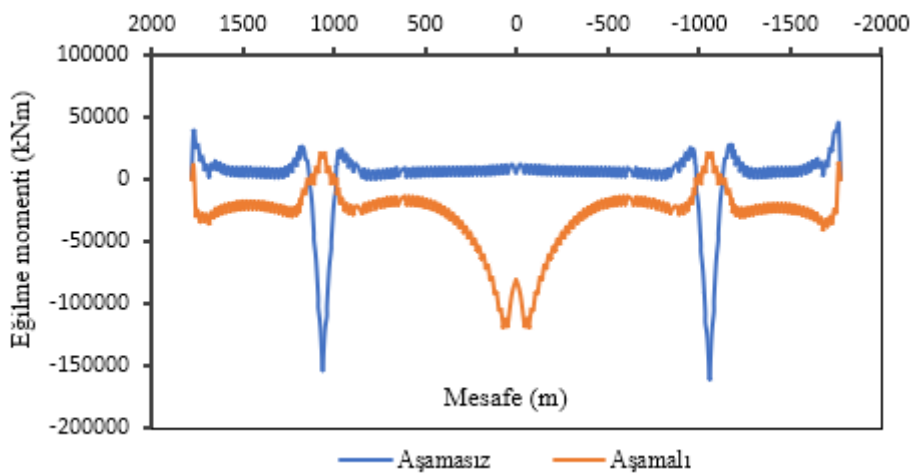
ile yapım aşamaları göz önünde bulundurularak yapılan analizlerin etkisini daha iyi görmek amacıyla elde edilen veriler yapım aşamalarının dikkate alınmadığı analiz sonuçları ile karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Köprü ana açıklık ortasına doğru eğilme momenti ile yer değiştirme değerleri artmaktadır (Şekil 3.20 - Şekil 3.21).

3.3.2.1. Tabliye Yer Değiştirmeleri



Şekil 3.20. Yapım aşamalı analizlerde elde edilen tabliye düşey yer değiştirmeleri

3.3.2.2. Tabliye Eğilme Momentleri

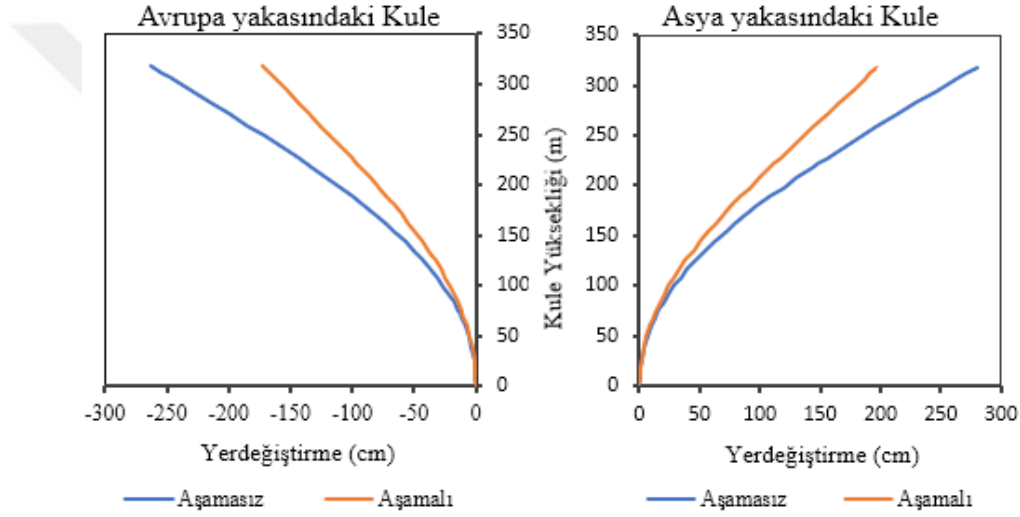


Şekil 3.21. Yapım aşamalı analizlerde elde edilen tabliye eğilme momenti

3.3.3. Kule Sonuçları

3.3.3.1. Kule Yerdeğiştirmeleri

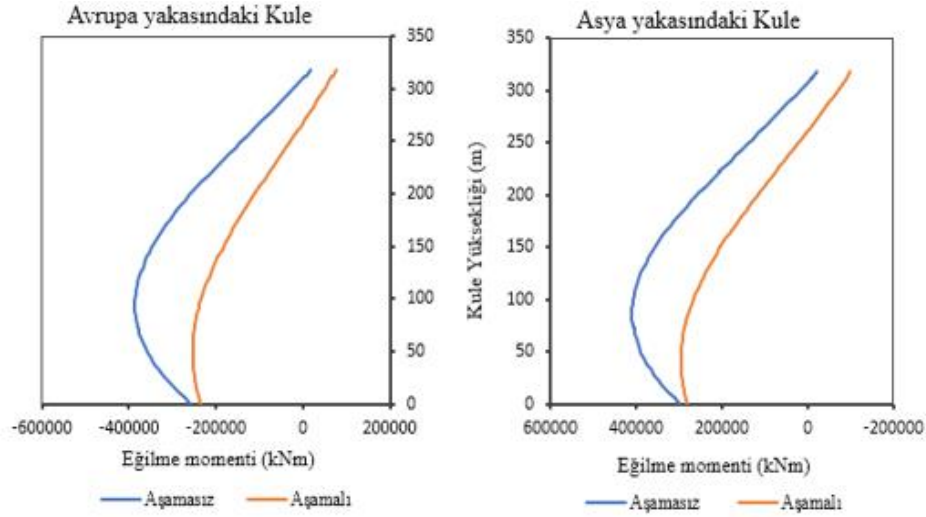
1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün yapım aşamalı analizleri sonucunda elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kule yüksekliği boyunca yatay yer değiştirme değerlerinin değişimi Şekil 3.22'de gösterilmektedir. Buna göre, kule yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin arttığı ve yapım aşamalarının dikkate alındığı durum için maksimum yer değiştirme kule uç noktasında olmaktadır.



Şekil 3.22. Yapım aşamalı analizlerde Avrupa ve Asya yakası kulelerinde elde edilen yatay yer değiştirmeler

3.3.3.2. Kule Eğilme Momentleri

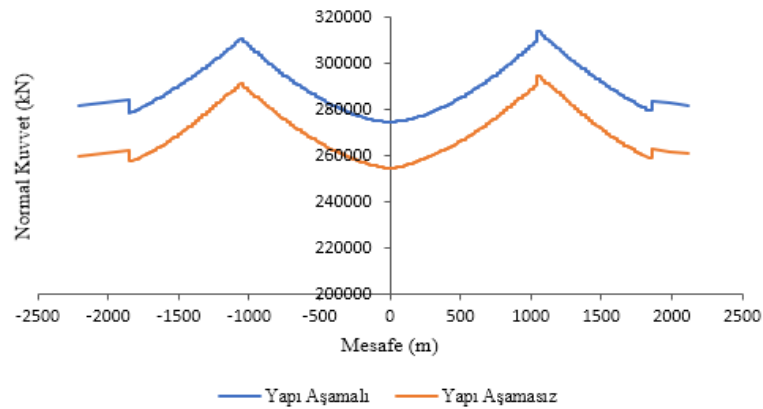
1915 Çanakkale Köprüsü'nün yapım aşamalı analizi sonucu Avrupa ve Asya yakasındaki kule yüksekliği boyunca elde edilen eğilme momenti değerlerinin değişimi Şekil 3.23'de verilmektedir. Şekil 3.23 incelendiğinde; yapım aşamaları ve malzeme deformasyonlarının dikkate alındığı ve alınmadığı analizlerde, maksimum eğilme momenti değerleri tabandan yaklaşık 50 m yükseklikte olmaktadır. Her iki analiz türü için elde edilen maksimum eğilme momenti değerleri kuzey ve güney ayaklarda hemen hemen aynıdır.



Şekil 3.23. Yapım aşamalı analizlerde Avrupa ve Asya yakasındaki kule elde edilen eğilme momenti

3.3.4. Kablo Sonuçları

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün yapım aşamaları ve malzeme deformasyonlarının dikkate alındığı analizler için ana kablodan elde edilen normal kuvvet değerlerinin tabliye boyunca değişimi Şekil 3.24'te verilmiştir. Şekil 3.24'ten görüleceği üzere analizlerde yapım aşaması ve malzeme deformasyonlarının dikkate alınması durumunda kablo kuvvetleri daha büyük elde edilmiştir. Yapım aşaması ve malzeme deformasyonlarının dikkate alınması durumunda maksimum kablo kuvveti 313951,08 kN olarak elde edilmiştir.



Şekil 3. 24. 1915 Çanakkale Köprüsü'nün yapım aşamalı analizleri sonucunda elde edilen kablo eksenel kuvvet değerlerinin tabliye boyunca değişimi.

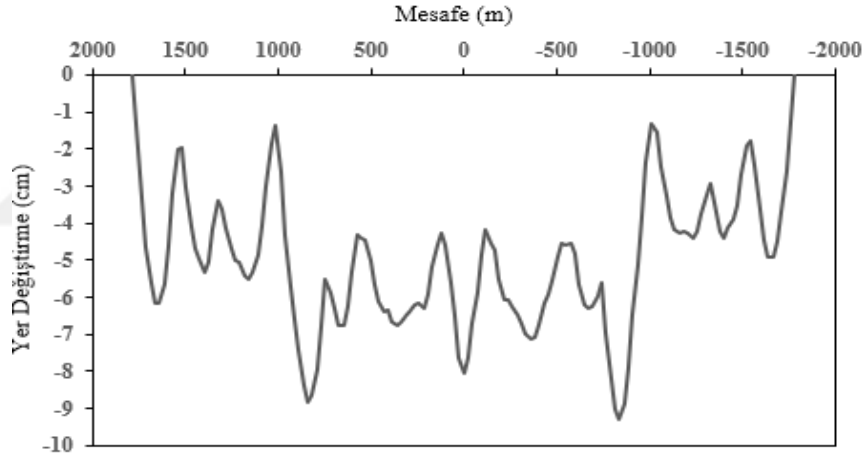
3.4. Dinamik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

3.4.1. Tabliye Sonuçları

3.4.1.1. Tabliye Yer Değiştirmeleri

Dinamik analiz sonuçlarına göre, 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün tabliyesindeki maksimum düşey yer değiştirme, tabliye orta noktasında itibaren 840m’de olduğu görülmüş olup bu değer 9.27 cm olarak hesaplanmıştır. Tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme ise 8,00cm olarak elde edilmiştir.

Dinamik analizler sonucunda maksimum yer değiştirme değerlerinin tabliye boyunca değişimi Şekil 3.25’te gösterilmektedir.

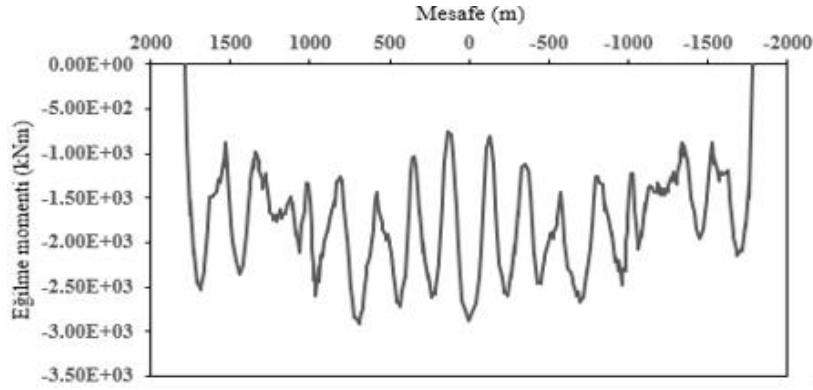


Şekil 3.25. Dinamik analizlerde elde edilen tabliye düşey yer değiştirmeleri

3.4.1.2. Tabliye Eğilme Momentleri

1915 Çanakkale Köprüsü'nün dinamik analizi sonucu, tabliye ortasındaki elemana ait eğilme momenti değerlerindeki fark incelenmiştir. Pik moment değeri M3-3 için 2886,16 kNm olarak elde edilmiştir.

Dinamik analizler sonucunda ortaya çıkan maksimum eğilme momenti değerlerinin değişimi ise Şekil 3.26'te ayrıca gösterilmiştir.



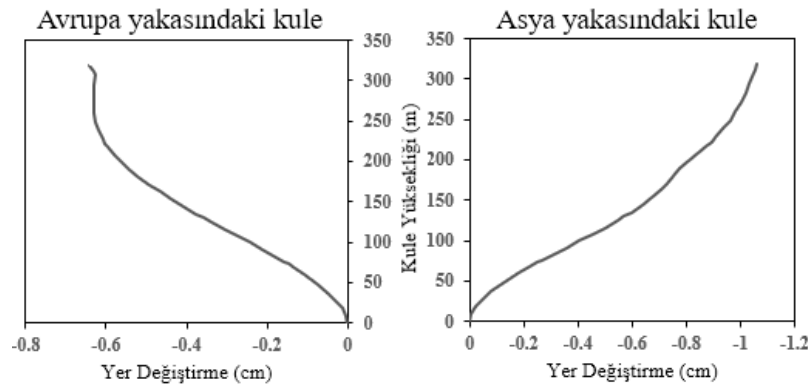
Şekil 3.26. Dinamik analizlerde elde edilen tabliye eğilme momenti

3.4.2. Kule Sonuçları

3.4.2.1. Kule Yerdeğiştirmeleri

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün dinamik analiz sonuçlarına göre kule tepe noktasında meydana gelen yatay yer değiştirme değerleri Avrupa yakasında 0,64 cm, Asya yakasında 1,06 cm olarak elde edilmiştir.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün Asya ve Avrupa yakasındaki kulelerin tepe noktalarına ait yer değiştirme değerleri Şekil 3.27'te gösterilmektedir.

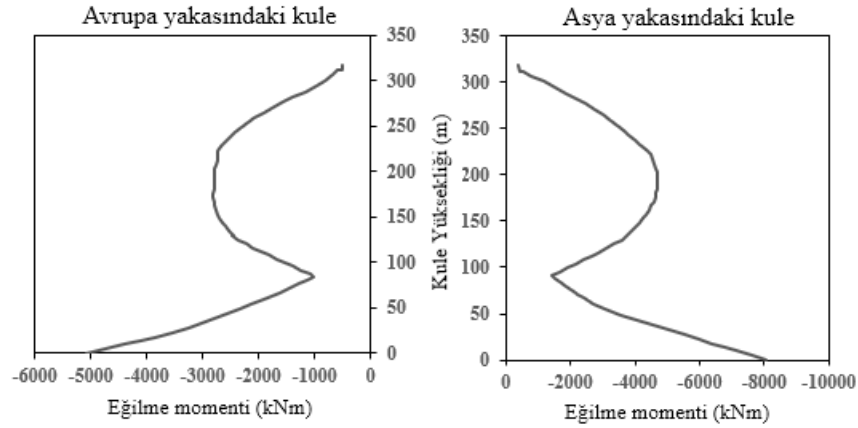


Şekil 3.27. Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kule yatay yer değiştirmeleri

3.4.2.2. Kule Eğilme Momentleri

Dinamik analizler sonucunda 1915 Çanakkale Asma Köprüsü kulelerinin taban bölgesindeki elemanlarına ait en büyük eğilme momenti değerleri Asya yakasında 8056,89

kNm, Avrupa yakasında ise 5061,37 kNm olarak elde edilmiştir. En büyük eğilme momentlerinin kuleler boyunca değişimi Şekil 3.28’de gösterilmektedir.

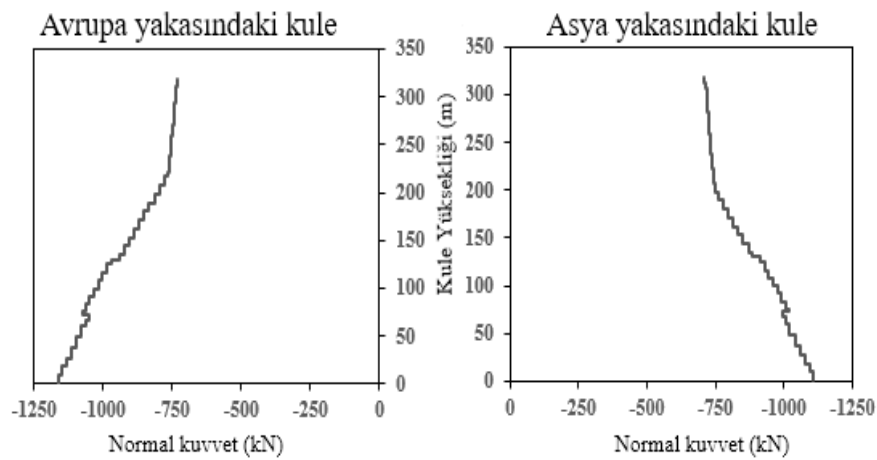


Şekil 3.28. Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momenti.

3.4.2.4. Kule Normal Kuvvetleri

Dinamik analizler sonucunda 1915 Çanakkale Asma Köprüsü’nün kule tabanındaki elemanlarındaki en büyük normal kuvvet değeri Asya yakasındaki kulede 1107,92 kN, Avrupa yakasındaki kulede ise 1163,95 kN olarak elde edilmiştir.

1915 Çanakkale Asma Köprüsü’nün kulelerinde oluşan en büyük normal kuvvetlerin kulelerin yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.29’de gösterilmektedir.



Şekil 3.29. Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri

3.4.3. Kablo Sonuçları

3.4.3.1. Avrupa Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri

1915 Çanakkale Köprüsü'nün dinamik analizi sonucu Avrupa yakasındaki kablo normal kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerlerin kabloları göre değişimi dikkate alınmıştır.

Dinamik analizlerden elde edilen Avrupa yakası kablo normal kuvvet sonuçları Tablo 3.6'da verilmektedir. Maksimum normal kuvvet 1 numaralı kabloda 1067,90 m mesafede oluşmakta olup değeri 905,23 kN'dur. Aynı kablodaki minimum normal kuvvet ise 1130,49 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo 3.6. Dinamik analizlerde elde edilen Avrupa yakasındaki kablo normal kuvvetleri

Kablo No	Mesafe (m)	Normal Kuvvet Maksimum (kN)	Normal Kuvvet Minimum (kN)	Kablo No	Mesafe (m)	Normal Kuvvet Maksimum (kN)	Normal Kuvvet Minimum (kN)
1	1067,89	905,22	1130,48	17	652,54	877,03	1132,25
	1052,915	905,22	1130,48		639,90	877,03	1132,25
	1037,93	905,22	1130,48		627,26	877,03	1132,25
2	1037,93	903,18	1131,13	18	627,26	875,00	1132,54
	1024,89	903,18	1131,13		614,65	875,00	1132,54
	1011,84	903,18	1131,13		602,03	875,00	1132,54
3	1011,84	899,83	1129,05	19	602,03	872,85	1132,43
	998,83	899,83	1129,05		589,44	872,85	1132,43
	985,82	899,83	1129,05		576,85	872,85	1132,43
4	985,82	897,47	1127,98	20	576,85	870,64	1132,10
	972,83	897,47	1127,98		564,28	870,64	1132,10
	959,85	897,47	1127,98		551,72	870,64	1132,10
5	959,85	895,55	1127,29	21	551,72	868,71	1131,87
	946,89	895,55	1127,29		539,17	868,71	1131,87
	933,94	895,55	1127,29		526,63	868,71	1131,87
6	933,94	894,08	1127,40	22	526,63	867,46	1131,88
	921,01	894,08	1127,40		514,10	867,46	1131,88
	908,09	894,08	1127,40		501,58	867,46	1131,88
7	908,09	892,69	1128,03	23	501,58	866,64	1132,22
	895,19	892,69	1128,03		489,08	866,64	1132,22
	882,29	892,69	1128,03		476,58	866,64	1132,22
8	882,29	891,26	1128,75	24	476,58	866,27	1132,83
	869,42	891,26	1128,75		464,10	866,27	1132,83
	856,55	891,26	1128,75		451,62	866,27	1132,83

Tablo 3.6'nın devamı

9	856,55	889,77	1129,28	25	451,62	866,25	1133,59
	843,71	889,77	1129,28		439,16	866,25	1133,59
	830,87	889,77	1129,28		426,70	866,25	1133,59
10	830,87	888,22	1129,44	26	426,70	866,43	1134,39
	818,05	888,22	1129,44		414,26	866,43	1134,39
	805,24	888,22	1129,44		401,82	866,43	1134,39
11	805,24	886,65	1129,28	27	401,82	866,55	1135,17
	792,45	886,65	1129,28		389,40	866,55	1135,17
	779,66	886,65	1129,28		376,98	866,55	1135,17
12	779,66	885,12	1129,07	28	376,98	866,42	1135,74
	766,89	885,12	1129,07		364,58	866,42	1135,74
	754,13	885,12	1129,07		352,18	866,42	1135,74
13	754,13	883,63	1129,15	29	352,18	865,99	1136,15
	741,39	883,63	1129,15		339,80	865,99	1136,15
	728,66	883,63	1129,15		327,42	865,99	1136,15
14	728,66	882,14	1129,68	30	327,42	865,50	1136,35
	715,95	882,14	1129,68		315,06	865,50	1136,35
	703,23	882,14	1129,68		302,69	865,50	1136,35
15	703,23	880,58	1130,57	31	302,69	863,96	1135,95
	690,55	880,58	1130,57		278,79	863,96	1135,95
	677,86	880,58	1130,57		254,89	863,96	1135,95
16	677,86	878,89	1131,55	32	254,89	858,56	1130,64
	665,20	878,89	1131,55		127,44	858,56	1130,64
	652,54	878,89	1131,55		0,00	858,56	1130,64

3.4.3.2. Asya Yakasındaki Kablo Normal Kuvvetleri

1915 Çanakkale Köprüsü'nün dinamik analizi sonucu Asya yakasındaki kablo normal kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerlerin kabloları göre değişimi dikkate alınmıştır.

Dinamik analizlerden elde edilen Asya yakası kablo normal kuvvet sonuçları Tablo 3.7'de verilmektedir. Maksimum normal kuvvet 32 numaralı kabloda 1163,78 m mesafede oluşmakta olup değeri 870,96 kN'dur. Aynı kablodaki minimum normal kuvvet ise 1133,95 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo 3.7. Dinamik analizlerde elde edilen Asya yakasındaki kablo normal kuvvetleri

Kablo No	Mesafe (m)	Normal Kuvvet Maksimum (kN)	Normal Kuvvet Minimum (kN)	Kablo No	Mesafe	Normal Kuvvet Maksimum (kN)	Normal Kuvvet Minimum (kN)
1	0,00	870,96	1133,94	17	752,52	886,80	1130,98
	178,11	870,96	1133,94		765,10	886,80	1130,98
	356,22	870,96	1133,94		777,68	886,80	1130,98
2	356,22	876,03	1138,20	18	777,68	887,93	1130,28
	380,09	876,03	1138,20		790,28	887,93	1130,28
	403,97	876,03	1138,20		802,88	887,93	1130,28
3	403,97	877,00	1137,99	19	802,88	888,95	1129,71
	416,31	877,00	1137,99		815,50	888,95	1129,71
	428,65	877,00	1137,99		828,12	888,95	1129,71
4	428,65	877,25	1137,38	20	828,12	889,94	1129,48
	441,01	877,25	1137,38		840,76	889,94	1129,48
	453,37	877,25	1137,38		853,40	889,94	1129,48
5	453,37	877,39	1136,59	21	853,40	890,93	1129,62
	465,74	877,39	1136,59		866,05	890,93	1129,62
	478,12	877,39	1136,59		878,71	890,93	1129,62
6	478,12	877,31	1135,66	22	878,71	891,94	1129,99
	490,50	877,31	1135,66		891,39	891,94	1129,99
	502,89	877,31	1135,66		904,07	891,94	1129,99
7	502,89	877,02	1134,62	23	904,07	892,98	1130,29
	515,30	877,02	1134,62		916,77	892,98	1130,29
	527,70	877,02	1134,62		929,47	892,98	1130,29
8	527,70	876,74	1133,60	24	929,47	894,01	1130,25
	540,12	876,74	1133,60		942,19	894,01	1130,25
	552,54	876,74	1133,60		954,91	894,01	1130,25
9	552,54	876,69	1132,65	25	954,91	894,96	1129,84
	564,98	876,69	1132,65		967,65	894,96	1129,84
	577,42	876,69	1132,65		980,40	894,96	1129,84
10	577,42	877,05	1131,89	26	980,40	895,81	1129,10
	589,87	877,05	1131,89		993,16	895,81	1129,10
	602,33	877,05	1131,89		1005,92	895,81	1129,10
11	602,33	877,91	1131,39	27	1005,92	896,61	1128,35
	614,80	877,91	1131,39		1018,71	896,61	1128,35
	627,27	877,91	1131,39		1031,49	896,61	1128,35
12	627,27	879,22	1131,25	28	1031,49	897,46	1127,96
	639,76	879,22	1131,25		1044,30	897,46	1127,96
	652,25	879,22	1131,25		1057,11	897,46	1127,96
13	652,25	880,81	1131,43	29	1057,11	898,69	1128,26
	664,76	880,81	1131,43		1069,93	898,69	1128,26
	677,26	880,81	1131,43		1082,76	898,69	1128,26

Tablo 3.7'nin devamı

14	677,26	882,48	1131,69	30	1082,76	900,30	1128,91
	689,79	882,48	1131,69		1095,62	900,30	1128,91
	702,31	882,48	1131,69		1108,47	900,30	1128,91
15	702,31	884,08	1131,79	31	1108,47	902,63	1130,28
	714,85	884,08	1131,79		1121,34	902,63	1130,28
	727,40	884,08	1131,79		1134,22	902,63	1130,28
16	727,40	885,53	1131,55	32	1134,22	904,01	1129,81
	739,96	885,53	1131,55		1149,00	904,01	1129,81
	752,52	885,53	1131,55		1163,7	904,01	1129,81

3.4.3.3. Ana Kablo Normal Kuvvetleri

1915 Çanakkale Köprüsü'nün dinamik analizi sonucu ana kablo normal kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerlerin mesafeye göre değişimi dikkate alınmıştır.

Dinamik analizlerden elde edilen ana kablo normal kuvvet sonuçları Tablo 3.8'de verilmektedir. Ana kablodaki maksimum normal kuvvet orta noktada 845,22 kN, pik değer ise 923,78 kN olarak hesaplanmıştır. Ana kablodaki minimum normal kuvvet orta noktada 1038,27 kN, pik değer ise 1113,28 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo 3.8. Dinamik analizlerde elde edilen ana kablo normal kuvvetleri

Kablo No	Mesafe (m)	Normal Kuvvet Maksimum (kN)	Normal Kuvvet Minimum (kN)	Kablo No	Mesafe	Normal Kuvvet Maksimum (kN)	Normal Kuvvet Minimum (kN)
1	-1044,78	923,77	1113,27	43	0,00	845,05	1038,24
	-1029,73	923,77	1113,27		12,00	845,05	1038,24
	-1014,68	923,77	1113,27		24,00	845,05	1038,24
2	-1014,68	916,78	1105,84	44	24,00	844,97	1038,30
	-1001,60	916,78	1105,84		36,00	844,97	1038,30
	-988,53	916,78	1105,84		48,00	844,97	1038,30
3	-988,53	912,21	1102,13	45	48,00	844,98	1038,44
	-975,50	912,21	1102,13		60,00	844,98	1038,44
	-962,47	912,21	1102,13		72,01	844,98	1038,44
4	-962,47	909,04	1099,71	46	72,01	845,07	1038,67
	-949,49	909,04	1099,71		84,02	845,07	1038,67
	-936,52	909,04	1099,71		96,02	845,07	1038,67
5	-936,52	906,44	1097,67	47	96,02	845,25	1038,98
	-923,59	906,44	1097,67		108,04	845,25	1038,98
	-910,66	906,44	1097,67		120,05	845,25	1038,98
6	-910,66	904,72	1096,45	48	120,05	845,53	1039,39
	-897,77	904,72	1096,45		132,07	845,53	1039,39
	-884,89	904,72	1096,45		144,09	845,53	1039,39

Tablo 3.7'nin devamı

7	-884,89	903,45	1095,52	49	144,09	845,93	1039,92
	-872,06	903,45	1095,52		156,12	845,93	1039,92
	-859,22	903,45	1095,52		168,15	845,93	1039,92
8	-859,22	902,26	1094,29	50	168,15	846,47	1040,58
	-846,43	902,26	1094,29		180,19	846,47	1040,58
	-833,64	902,26	1094,29		192,23	846,47	1040,58
9	-833,64	900,81	1092,44	51	192,23	847,16	1041,43
	-820,89	900,81	1092,44		204,28	847,16	1041,43
	-808,14	900,81	1092,44		216,33	847,16	1041,43
10	-808,14	898,86	1090,02	52	216,33	847,99	1042,41
	-795,44	898,86	1090,02		228,39	847,99	1042,41
	-782,74	898,86	1090,02		240,45	847,99	1042,41
11	-782,74	896,38	1087,28	53	240,45	848,91	1043,49
	-770,07	896,38	1087,28		252,53	848,91	1043,49
	-757,41	896,38	1087,28		264,60	848,91	1043,49
12	-757,41	893,50	1084,45	54	264,60	849,86	1044,62
	-744,79	893,50	1084,45		276,69	849,86	1044,62
	-732,16	893,50	1084,45		288,78	849,86	1044,62
13	-732,16	890,44	1081,71	55	288,78	850,79	1045,72
	-719,58	890,44	1081,71		300,89	850,79	1045,72
	-707,00	890,44	1081,71		313,00	850,79	1045,72
14	-707,00	887,39	1079,06	56	313,00	851,63	1046,80
	-694,45	887,39	1079,06		325,12	851,63	1046,80
	-681,91	887,39	1079,06		337,25	851,63	1046,80
15	-681,91	884,48	1076,43	57	337,25	852,38	1047,79
	-669,40	884,48	1076,43		349,39	852,38	1047,79
	-656,89	884,48	1076,43		361,53	852,38	1047,79
16	-656,89	881,76	1073,73	58	361,53	853,11	1048,74
	-644,42	881,76	1073,73		373,70	853,11	1048,74
	-631,95	881,76	1073,73		385,86	853,11	1048,74
17	-631,95	879,17	1070,90	59	385,86	853,91	1049,76
	-619,51	879,17	1070,90		398,05	853,91	1049,76
	-607,07	879,17	1070,90		410,23	853,91	1049,76
18	-607,07	876,63	1067,98	60	410,23	854,87	1050,87
	-594,66	876,63	1067,98		422,44	854,87	1050,87
	-582,26	876,63	1067,98		434,65	854,87	1050,87
19	-582,26	874,08	1065,08	61	434,65	856,10	1052,18
	-569,88	874,08	1065,08		446,88	856,10	1052,18
	-557,51	874,08	1065,08		459,11	856,10	1052,18
20	-557,51	871,50	1062,30	62	459,11	857,66	1053,75
	-545,17	871,50	1062,30		471,37	857,66	1053,75
	-532,83	871,50	1062,30		483,63	857,66	1053,75
21	-532,83	868,94	1059,71	63	483,63	859,51	1055,60
	-520,51	868,94	1059,71		495,91	859,51	1055,60
	-508,20	868,94	1059,71		508,20	859,51	1055,60
22	-508,20	866,50	1057,40	64	508,20	861,57	1057,74
	-495,91	866,50	1057,40		520,51	861,57	1057,74
	-483,63	866,50	1057,40		532,83	861,57	1057,74
23	-483,63	864,30	1055,39	65	532,83	863,74	1060,15
	-471,37	864,30	1055,39		545,17	863,74	1060,15
	-459,11	864,30	1055,39		557,51	863,74	1060,15
24	-459,11	862,40	1053,65	66	557,51	865,90	1062,75
	-446,88	862,40	1053,65		569,88	865,90	1062,75
	-434,65	862,40	1053,65		582,26	865,90	1062,75

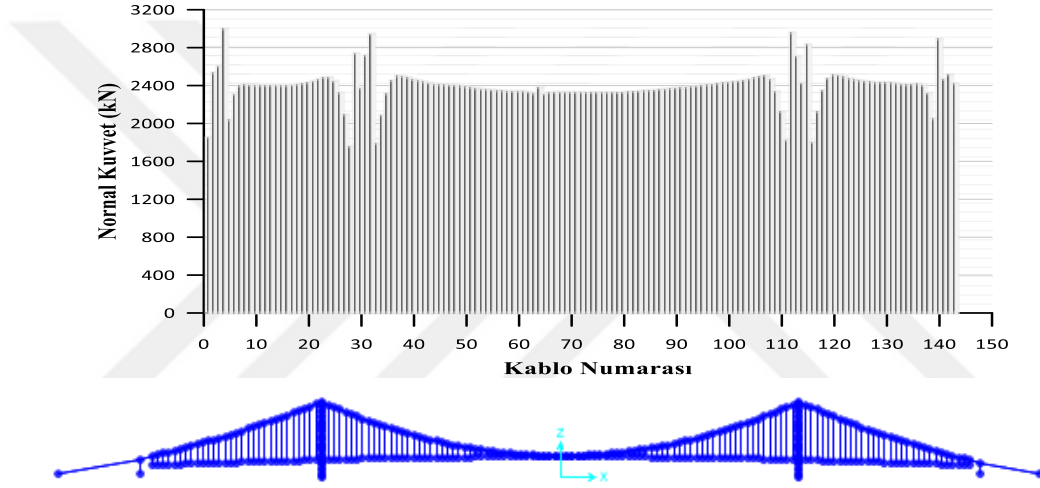
Tablo 3.7'nin devamı

25	-434,65	860,83	1052,21	67	582,26	868,02	1065,45
	-422,44	860,83	1052,21		594,66	868,02	1065,45
	-410,23	860,83	1052,21		607,07	868,02	1065,45
26	-410,23	859,53	1050,95	68	607,07	870,12	1068,17
	-398,05	859,53	1050,95		619,51	870,12	1068,17
	-385,86	859,53	1050,95		631,95	870,12	1068,17
27	-385,86	858,39	1049,83	69	631,95	872,27	1070,79
	-373,70	858,39	1049,83		644,42	872,27	1070,79
	-361,53	858,39	1049,83		656,89	872,27	1070,79
28	-361,53	857,32	1048,75	70	656,89	874,55	1073,27
	-349,39	857,32	1048,75		669,40	874,55	1073,27
	-337,25	857,32	1048,75		681,91	874,55	1073,27
29	-337,25	856,22	1047,65	71	681,91	877,02	1075,63
	-325,12	856,22	1047,65		694,45	877,02	1075,63
	-313,00	856,22	1047,65		707,00	877,02	1075,63
30	-313,00	855,04	1046,50	72	707,00	879,63	1078,02
	-300,89	855,04	1046,50		719,58	879,63	1078,02
	-288,78	855,04	1046,50		732,16	879,63	1078,02
31	-288,78	853,77	1045,29	73	732,16	882,28	1080,54
	-276,69	853,77	1045,29		744,79	882,28	1080,54
	-264,60	853,77	1045,29		757,41	882,28	1080,54
32	-264,60	852,48	1044,08	74	757,41	884,74	1083,15
	-252,53	852,48	1044,08		770,07	884,74	1083,15
	-240,45	852,48	1044,08		782,74	884,74	1083,15
33	-240,45	851,21	1042,94	75	782,74	886,82	1085,66
	-228,39	851,21	1042,94		795,44	886,82	1085,66
	-216,33	851,21	1042,94		808,14	886,82	1085,66
34	-216,33	850,03	1041,90	76	808,14	888,38	1087,84
	-204,28	850,03	1041,90		820,89	888,38	1087,84
	-192,23	850,03	1041,90		833,64	888,38	1087,84
35	-192,23	848,98	1040,99	77	833,64	889,43	1089,42
	-180,19	848,98	1040,99		846,43	889,43	1089,42
	-168,15	848,98	1040,99		859,22	889,43	1089,42
36	-168,15	848,10	1040,25	78	859,22	890,23	1090,41
	-156,12	848,10	1040,25		872,06	890,23	1090,41
	-144,09	848,10	1040,25		884,89	890,23	1090,41
37	-144,09	847,36	1039,67	79	884,89	891,12	1091,13
	-132,07	847,36	1039,67		897,77	891,12	1091,13
	-120,05	847,36	1039,67		910,66	891,12	1091,13
38	-120,05	846,75	1039,21	80	910,66	892,48	1092,15
	-108,04	846,75	1039,21		923,59	892,48	1092,15
	-96,02	846,75	1039,21		936,52	892,48	1092,15
39	-96,02	846,23	1038,85	81	936,52	894,73	1093,97
	-84,02	846,23	1038,85		949,49	894,73	1093,97
	-72,012	846,23	1038,85		962,47	894,73	1093,97
40	-72,012	845,81	1038,57	82	962,47	897,57	1096,15
	-60,00	845,81	1038,57		975,50	897,57	1096,15
	-48,00	845,81	1038,57		988,53	897,57	1096,15
41	-48,00	845,47	1038,38	83	988,53	901,82	1099,67
	-36,00	845,47	1038,38		1001,60	901,82	1099,67
	-24,00	845,47	1038,38		1014,68	901,82	1099,67
42	-24,00	845,21	1038,26	84	1014,68	907,93	1106,52
	-12,00	845,21	1038,26		1029,73	907,93	1106,52
	0	845,21	1038,26		1044,78	907,93	1106,52

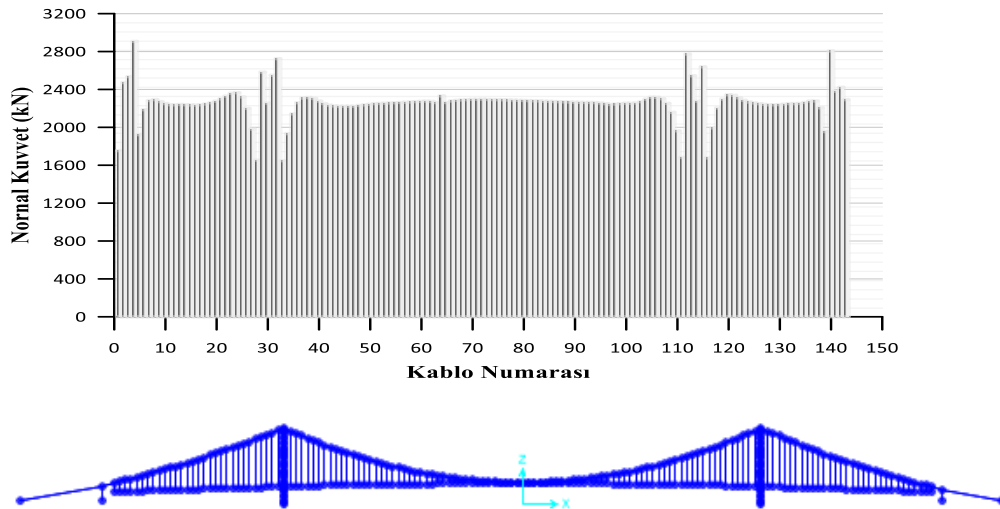
3.4.4. Askı Sonuçları

3.4.4.1. Askı Normal Kuvvetleri

1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün dinamik analizi sonucu askı normal kuvvetleri elde edilmiştir ve Şekil 3.30-31'te gösterilmektedir. Bu değerlerin, kablo numarasına göre değişimi dikkate alınmıştır. Analizler sonucunda maksimumlarda pik normal kuvvet 4 ve 140 nolu kablolarda 2997,79 kN ve 2891,57kN'dir, minimumlarda pik normal kuvvet ise 4 ve 140 nolu kablolarda 2907,38 kN ve 2806,42kN olarak elde edilmiştir.



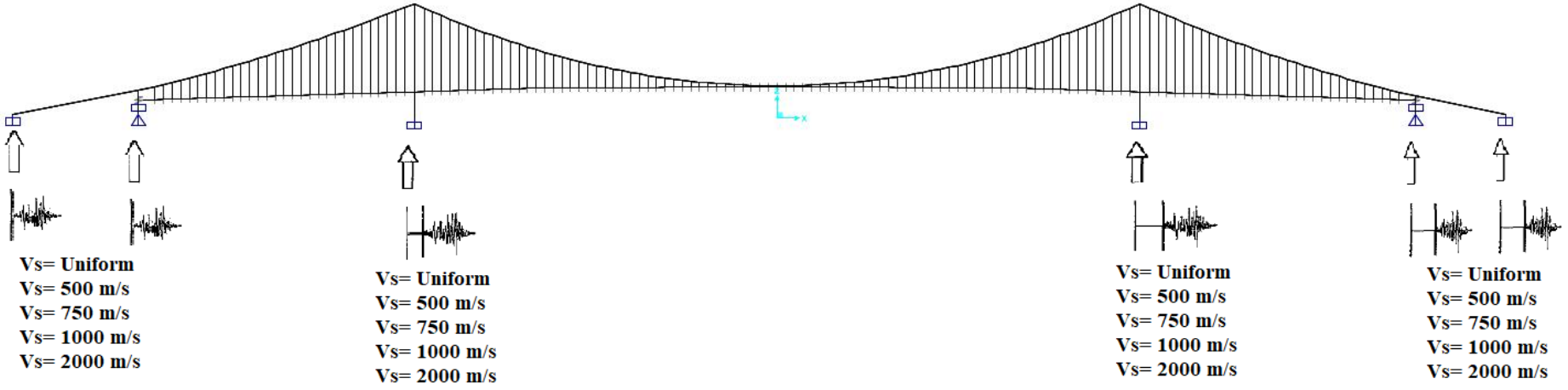
Şekil 3.30. Dinamik analizlerde elde edilen askı maksimum normal kuvvetleri



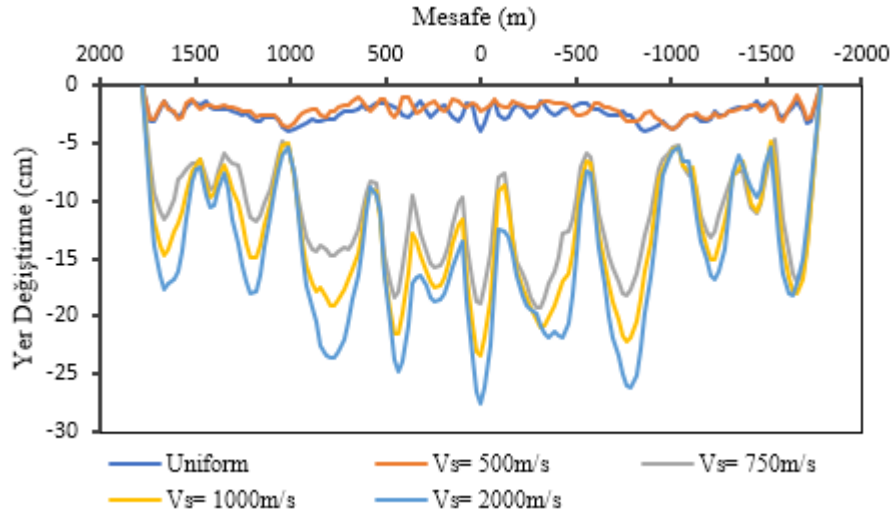
Şekil 3.31. Dinamik analizlerde elde edilen askı minimum normal kuvvetleri

3.5. 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün Dalga Yayılma Etkisi Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

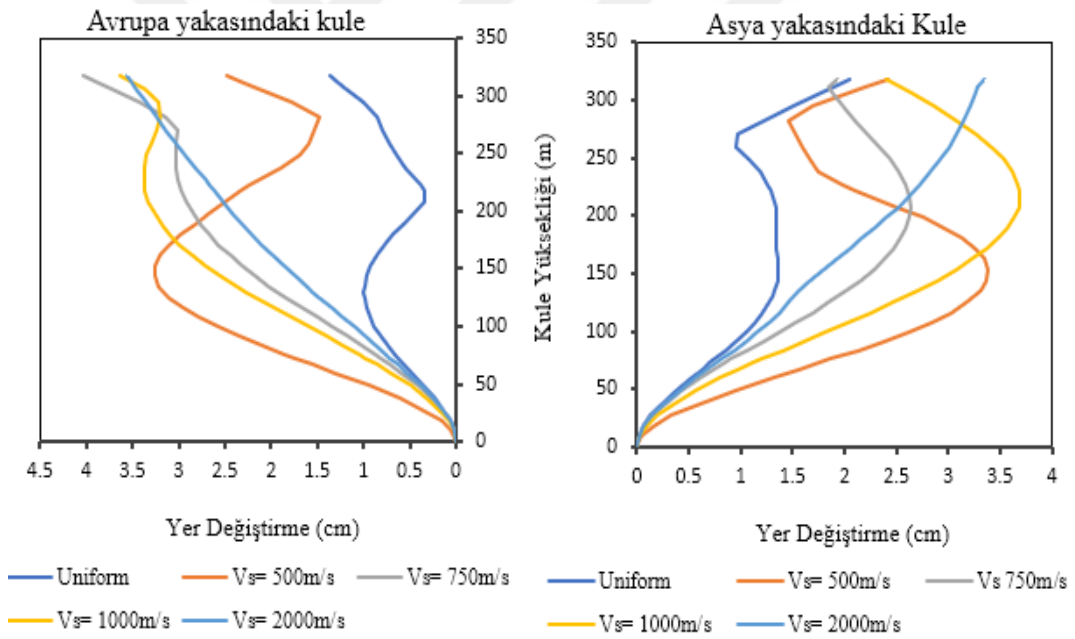
Bu aşamada, yer hareketi dalga yayılma hızı $V_s = 500, 750, 1000$ ve 2000 m/s olarak alınıp analiz sonuçları hem birbirleriyle hem de dalga yayılma hızının sonsuz olduğu üniform yer hareketi durumundaki analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmaktadır. Şekil 3.32’de dalga yayılma etkisine maruz asma köprü görülmektedir. Bu çalışmada uygulama olarak seçilmiş olan 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün mesnetleri sert zemine oturmaktadır. Sert zeminler için dinamik yer hareketinin yayılma hızı $V_s > 1000 \text{ m/s}$ olarak önerilmektedir (TBDY 2018). Bu nedenle yer hareketi dalga yayılma hızı $V_s = 500, 750, 1000$ ve 2000 m/s seçilmiştir. Yer hareketi olarak yine 1999 Kocaeli Depremi Gebze İstasyonu Düşey bileşeni kullanılmaktadır. Dalga Yayılma etkisi analizleri sonucunda 1915 Çanakkale Asma Köprüsünün kule ve tabliyelerinde elde edilen eğilme momentleri, kesme kuvvetleri ve normal kuvvetler ile yerdeğiştirmeler Şekil 3.33-3.40’da gösterilmektedir. Şekillerden görüleceği gibi köprünün dalga yayılma etkisine maruz olması durumunda tabliye ve kulelerde oluşan yerdeğiştirme ve iç kuvvetleri, üniform yer hareketi durumunda meydana gelen yerdeğiştirme ve iç kuvvetlerden daha büyüktür. Bunun yanında, yer hareketi dalga yayılma hızının azalmasıyla iç kuvvetler ve yerdeğiştirme değerleri artmaktadır.



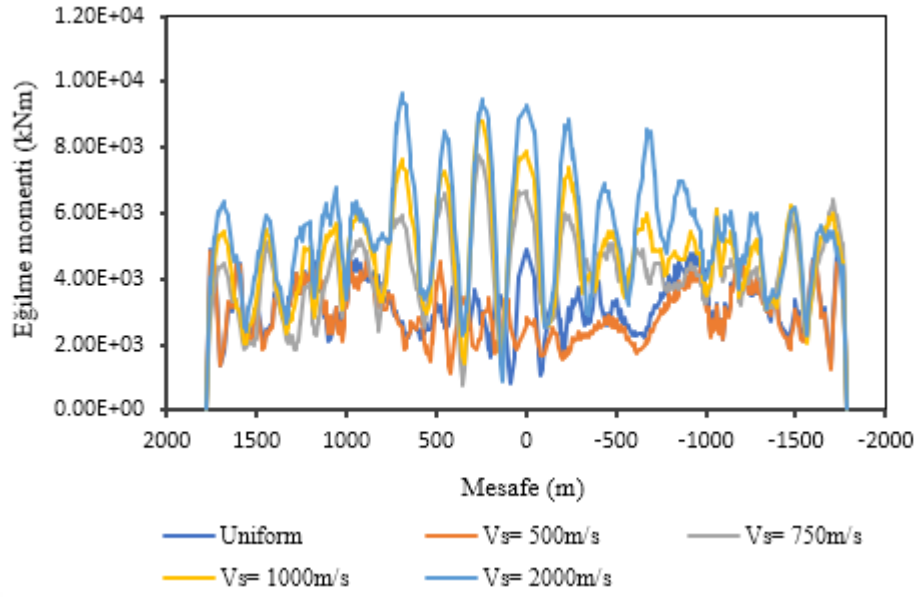
Şekil 3.32. Dalga yayılma etkisine maruz asma köprü



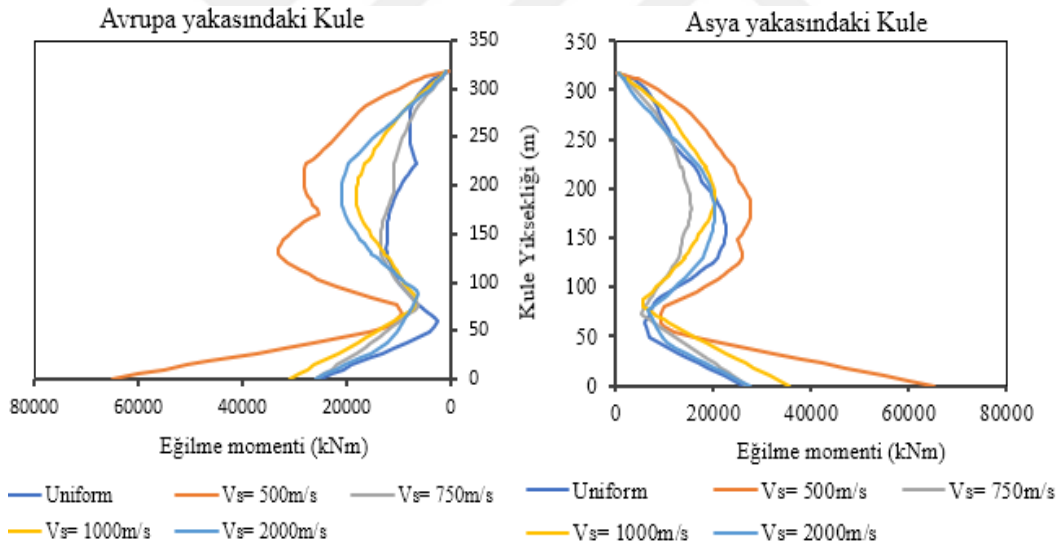
Şekil 3.33. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye düşey yer değiştirmeleri



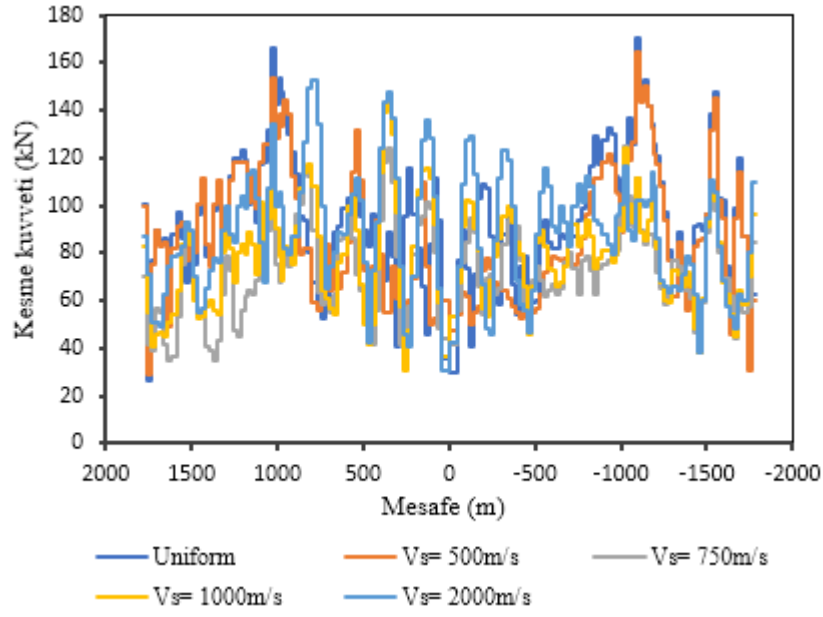
Şekil 3.34. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule yatay yer değiştirmeleri



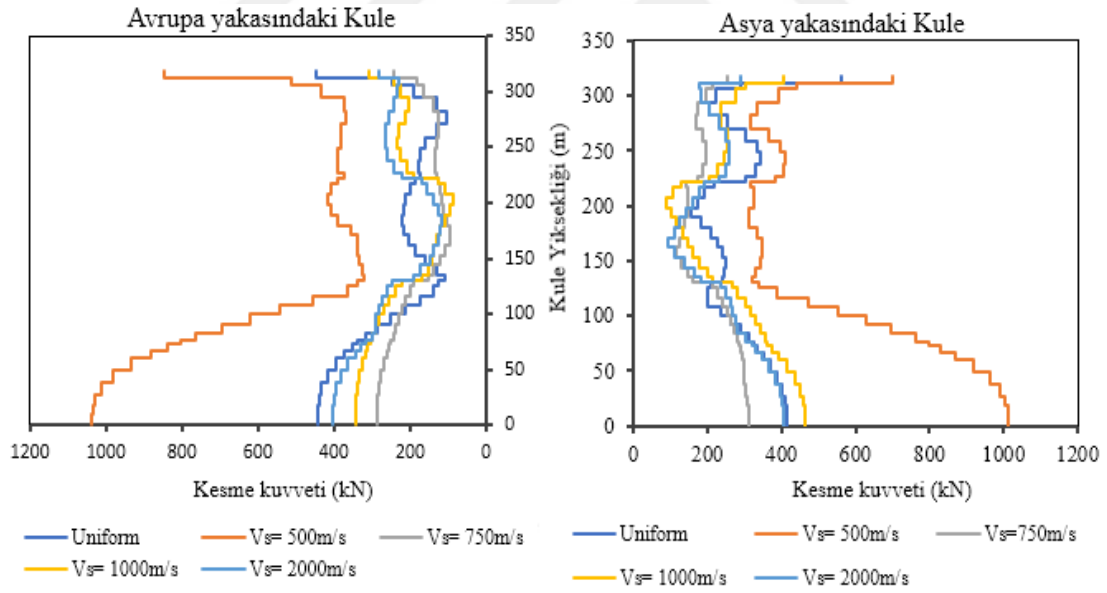
Şekil 3.35. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye eğilme momentleri



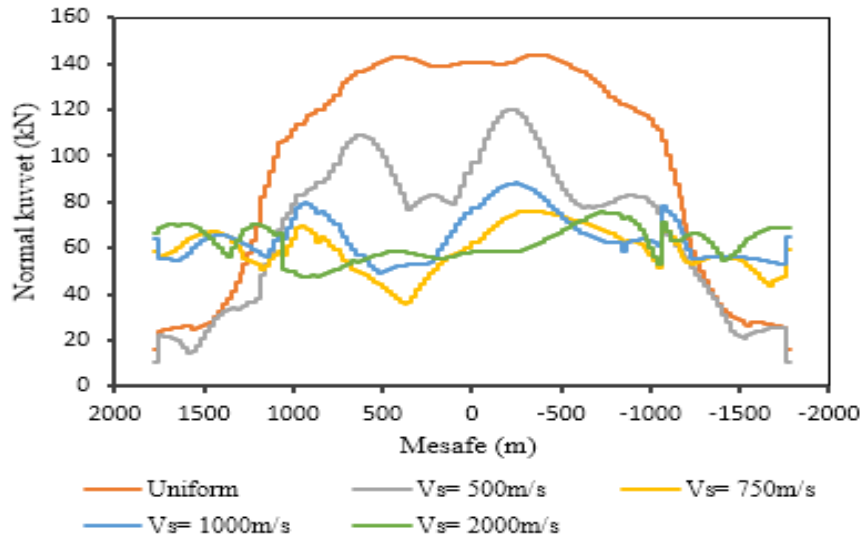
Şekil 3.36. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri



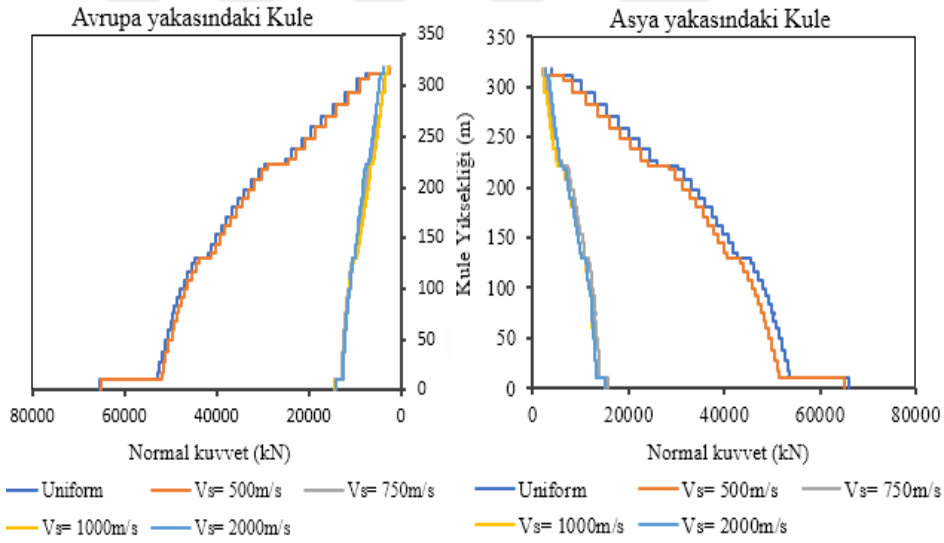
Şekil 3.37. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye kesme kuvvetleri



Şekil 3.38. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri



Şekil 3.39. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan tabliye normal kuvvetleri



Şekil 3.40. Dalga Yayılma Etkisi Analizi ile hesaplanan Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri

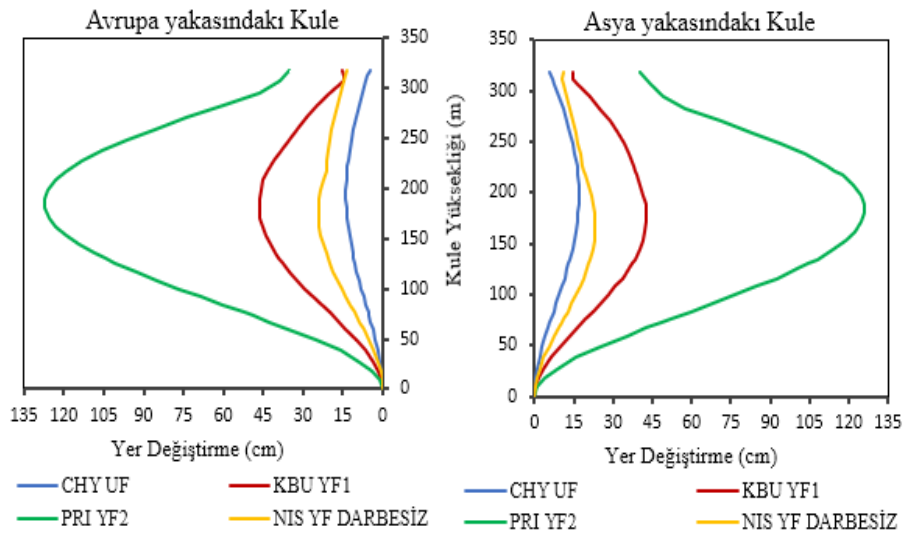
3.6. Yakın ve Uzak Fay Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Bu aşamada, 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün Kobe, Kocaeli, Chi-Chi ve Düzce depremlerinin yakın fay darbeleri ve darbesiz ile uzak fay olarak tanımlanan yer hareketi bileşenleri için gerçekleştirilen dinamik analizleri sonucu elde edilen kule ve tabliye tepki değerleri her bir deprem hareketi için ayrı ayrı ele alınmış ve değerlendirmesi yapılmıştır.

3.6.1. Kobe Depremi Kullanılarak Yapılan Analiz Sonuçları

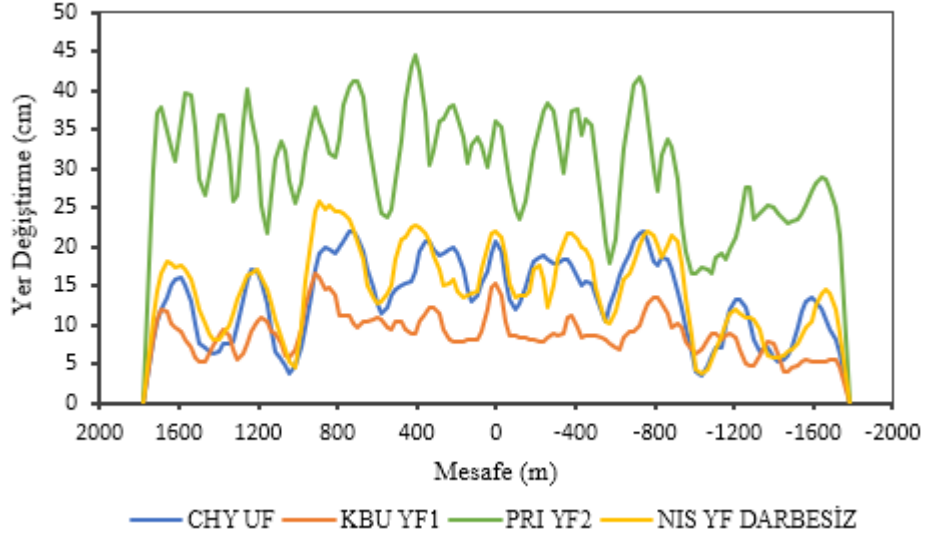
Kobe Depreminin yakın fay darbeleri deprem kaydı KBU YF1 ve PRI YF2; yakın fay darbesiz deprem kaydı NIS YF DARBESİZ ve uzak fay deprem kaydı CHY UF analizlerde kullanılmıştır. Kule yüksekliği ve köprü açıklığı boyunca elde edilen yer değiştirme, eğilme momenti, normal kuvvet ve kesme kuvveti değişimleri tercih edilen dört deprem kaydı için karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Şekil 3.41’de, kule yüksekliği boyunca yer değiştirme değerleri incelendiğinde, en büyük yer değiştirme değeri 127,04 cm yakın fay darbeleri yer hareketini gösteren PRI YF2 kaydı için kule orta noktasında elde edilmiştir. Diğer bir yakın fay darbeleri yer hareketi olan KBU YF1 kaydından ise kule orta noktasında 104,61 cm değerinde yer değiştirme elde edilmiştir. PRI YF2 ve KBU YF1 deprem kayıtları karşılaştırıldığında, etkili olan parametrenin PGV/PGA değeri olduğu düşünülmektedir. PRI YF2 deprem kaydının üç bileşeni için belirlenen PGV/PGA değerleri (0,26 sn, 0,18 sn, 0,11 sn) KBU YF1 deprem kaydı bileşenleri için belirlenen PGV/PGA değerlerinden (0,21 sn, 0,1 sn, 0,04 sn) daha büyüktür. Yakın fay darbesiz yer hareketi olarak tanımlanan NIS YF DARBESİZ kaydı için kule orta noktasında elde edilen yer değiştirme değeri 10,96 cm, uzak fay yer hareketi kaydı olarak alınan CHY UF kaydı için elde edilen yer değiştirmeden 13,82 cm daha büyüktür. Burada, deprem kaydının darbe etkisine sahip olması durumunda köprü davranışı üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir.



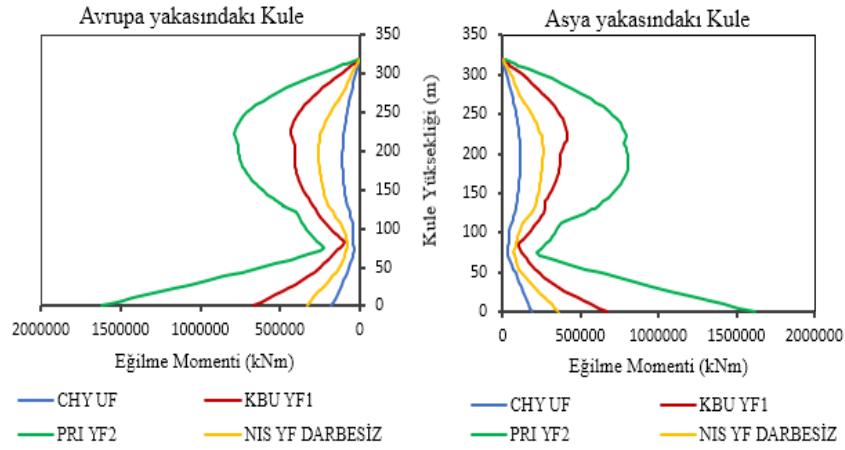
Şekil 3.41. Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule yatay yer değiştirmeleri

Yer değiştirme değerleri köprü açıklığı boyunca şekil 3.42’de verilmektedir. PRI YF2 yakın fay darbeli yer hareketi kaydı için elde edilen yer değiştirmeler en büyüktür, ancak diğer yer hareket kayıtlarından (KBU YF1 yakın fay darbeli, NIS YF DARBESİZ yakın fay darbesiz ve CHY UF uzak fay) elde edilen yer değiştirmeler küçük mertebelerdedir ve birbirine yakın değerlerde sonuçlar elde edilmiştir.



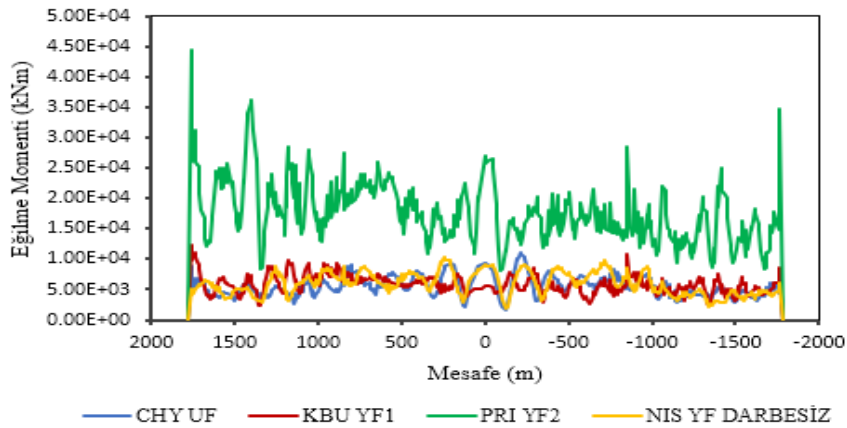
şekil 3.42. Kobe Deprem kayıtlar için tabliye düşey yer değiştirmeleri

Eğilme momenti değerleri kule yüksekliği boyunca şekil 3.43’te verilmektedir. Kule tabanındaki en büyük eğilme momenti değeri yakın fay darbeli yer hareketi PRI YF2 kaydı için 1623556,42 kNm, KBU kaydı için ise 669945,79 kNm olarak elde edilmiştir. Kule yüksekliği boyunca eğilme momentlerinin değerleri PRI kaydında KBU YF1 deprem kaydına göre daha büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmektedir. PGV/PGA değeri, yakın fay darbeli yer hareketinin köprü davranışı üzerindeki etkisini arttıran en önemli parametre olmuştur. Kule taban noktasında elde edilen eğilme momenti değeri yakın fay darbesiz yer hareketi NIS YF DARBESİZ kaydı için 330859,75 kNm, CHY UF (uzak fay yer hareketi kaydı) için 179345,19 kNm olarak elde edilmiştir.



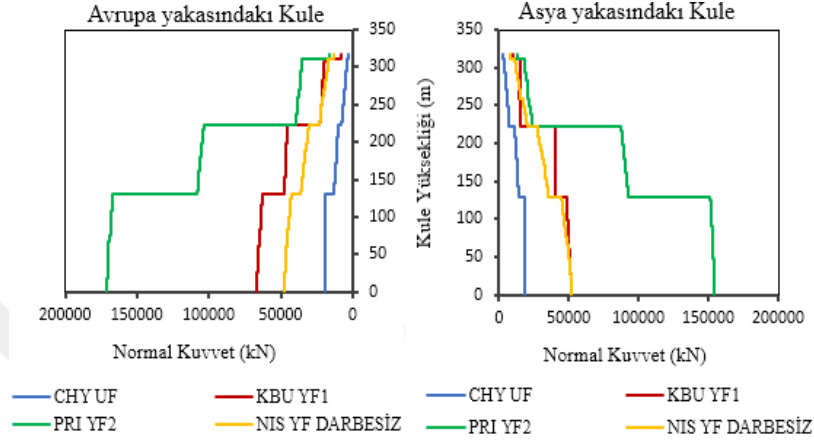
Şekil 3.43. Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri

Eğilme momenti değerleri köprü açıklığı boyunca Şekil 3.44'te verilmektedir. Tabliye açıklığının orta noktasında elde edilen eğilme momenti değerleri KBU YF1, PRI YF2, NIS YF DARBESİZ ve CHY UF deprem kayıtları için sırasıyla 5569,51 kNm, 26912,58 kNm, 9123,47 kNm ve 9370,65 kNm olarak elde edilmiştir. Hem kule hem de tabliye eğilme moment değerleri PRI darbeleri yer hareketi kaydı için KBU YF1 darbeleri yer hareketi kaydı değerlerine göre daha büyük çıkmıştır. Tabliye orta noktasında elde edilen eğilme momenti değeri PRI YF2 kaydı için KBU YF1 kaydına göre daha büyük elde edilmiştir. Tabliye orta noktasında elde edilen eğilme momenti değeri NIS kaydı için CHY UF kaydına göre daha büyük elde edilmiştir. Köprü tabliyesi eğilme momentleri için yakın fay darbeleri yer hareketinden elde edilen değerlerin, yakın fay darbesiz yer hareketi ile uzak fay yer hareketine göre elde edilen değerlerden daha etkili olduğu ortaya çıkmaktadır.



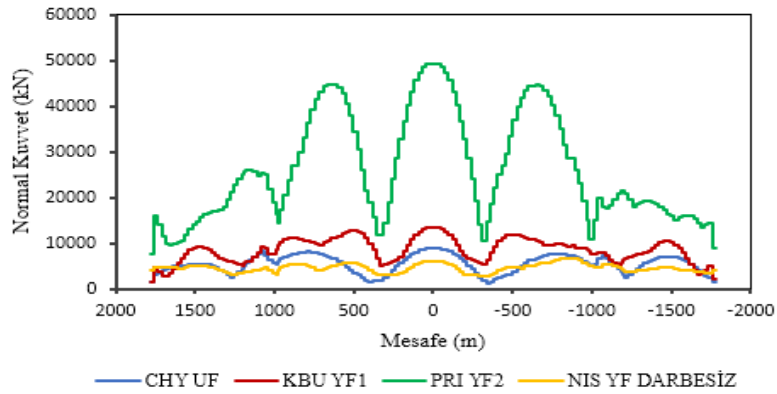
Şekil 3.44. Kobe Depremi için tabliye eğilme momentleri

Normal kuvvet değerlerinin kule yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.45'te verilmektedir. PRI YF2 yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı için en büyük normal kuvvet değerleri elde edilmiştir. KBU YF1 yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı için kule üst bölümünde elde edilen normal kuvvetler, CHY UF uzak fay yer hareketi kaydı değerlerine göre daha küçük çıkmıştır



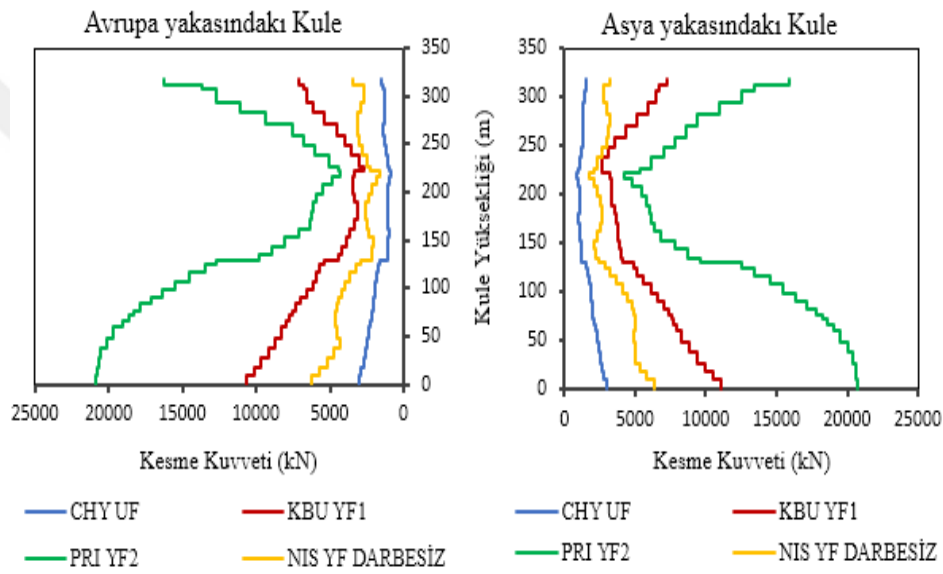
Şekil 3.45. Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri

Normal kuvvetlerin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.46'da verilmektedir. Tabliye açıklığı boyunca elde edilen normal kuvvetlerin en büyük yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı PRI YF2 için elde edilmiştir. Yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı olan KBU YF1 için elde edilen normal kuvvetler yakın fay darbesiz yer hareketi kaydı NIS YF DARBESİZ için elde edilenlerden daha küçük çıkmıştır.



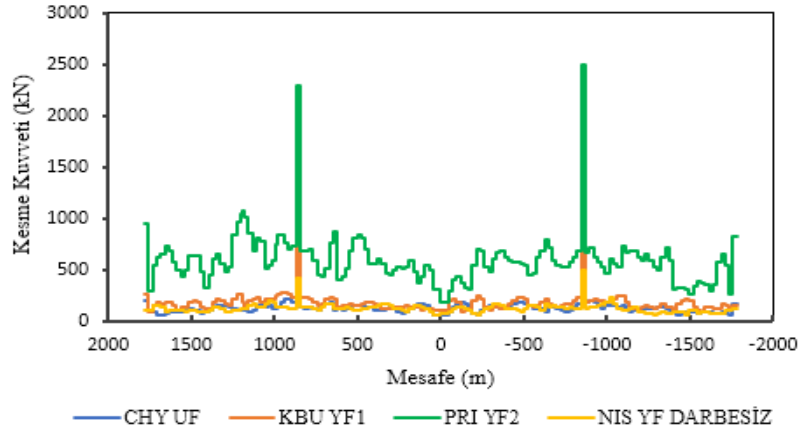
Şekil 3.46. Kobe Deprem kayıtları için tabliye normal kuvvetleri

Kesme kuvveti değerinin kule yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.47’de verilmektedir. En büyük kesme kuvveti değerleri PRI YF2 yakın fay darbeli yer hareketi kaydı için elde edilmiştir. Kule yüksekliği boyunca kesme kuvvetleri PRI YF2 kaydı için KBU YF1 deprem kaydına göre daha büyük kesme kuvvetlerine sahiptir. Kuleler yüksekliği boyunca elde edilen kesme kuvveti değerleri yakın fay darbesiz yer hareketi olarak tanımlanan NIS YF DARBESİZ kaydı için uzak fay yer hareketi kaydı olarak alınan CHY UF kaydına göre daha küçük çıkmıştır. Burada da, kule kesme kuvveti üzerinde yakın fay darbeli yer hareketinin ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.



Şekil 3.47. Kobe Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri

Kesme kuvveti değerlerinin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.48’de verilmektedir. Tabliye boyunca elde edilen kesme kuvvetleri yakın fay darbeli yer hareketi kaydı PRI YF2 için en büyük çıkmıştır. KBU YF1 yakın fay darbeli yer hareketi kaydı ve NIS YF DARBESİZ yakın fay darbesiz yer hareketi kaydı için elde edilen kesme kuvvetleri de CHY UF uzak fay yer hareketi kaydı için belirlenen kesme kuvvetlerinden daha büyük çıkmıştır. Burada da, kesme kuvvetleri üzerinde yakın fay darbeli yer hareketinin, yakın fay darbesiz yer hareketi ve uzak fay yer hareketine göre ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.

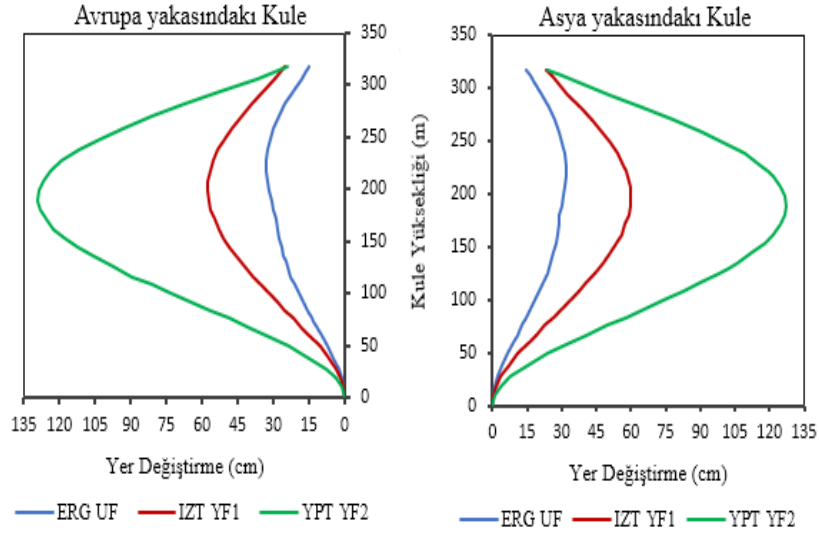


Şekil 3.48. Kobe Depremi için tabliye kesme kuvvetleri

3.6.2. Kocaeli Depremi İçin Yapılan İncelemesi

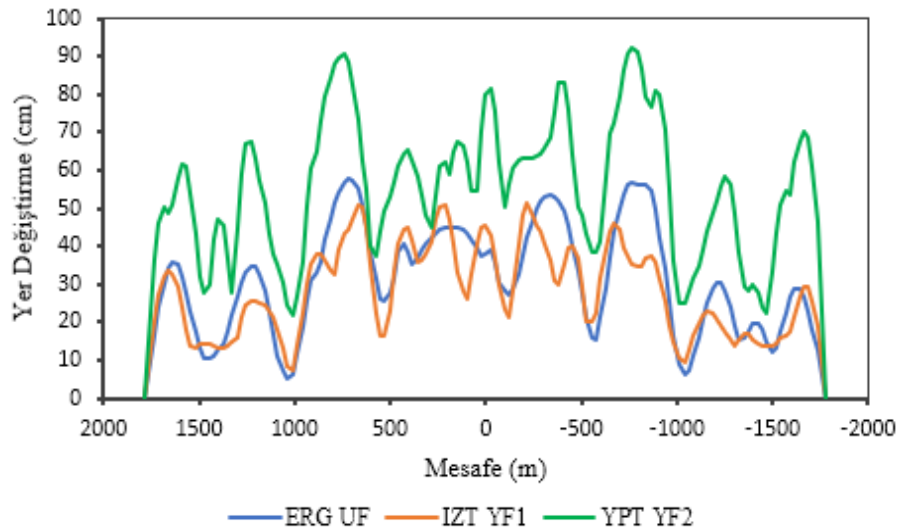
Kocaeli depremi için yapılan analizlerde yakın fay darbeli deprem kaydı IZT YF1, yakın fay darbeli deprem kaydı YPT YF2 ve uzak fay deprem kaydı ERG UF kullanılmıştır. Kullanılan bu deprem kayıtları için kule yüksekliği ve köprü açıklığı boyunca elde edilen yer değiştirme, eğilme momenti, normal kuvvet ve kesme kuvveti değişimleri Şekil 3.49-3.56'da verilmektedir.

Şekil 3.49'da, kule yüksekliği boyunca yer değiştirme değerleri incelendiğinde, en büyük yer değiştirme değeri 129,11cm yakın fay darbeli yer hareketini gösteren YPT YF2 kaydı için kule orta noktasında elde edilmiştir. Diğer bir yakın fay darbeli yer hareketi olan IZT YF1 kaydından ise kule orta noktasında 59,65 cm değerinde yer değiştirme elde edilmiştir. Uzak fay yer hareketi olarak tanımlanan ERG UF kaydı için kule orta noktasında elde edilen yer değiştirme değeri 30,93 cm diğerlerden daha küçüktür. Burada, deprem kaydının darbe etkisine sahip olması durumunda köprü davranışı üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir.



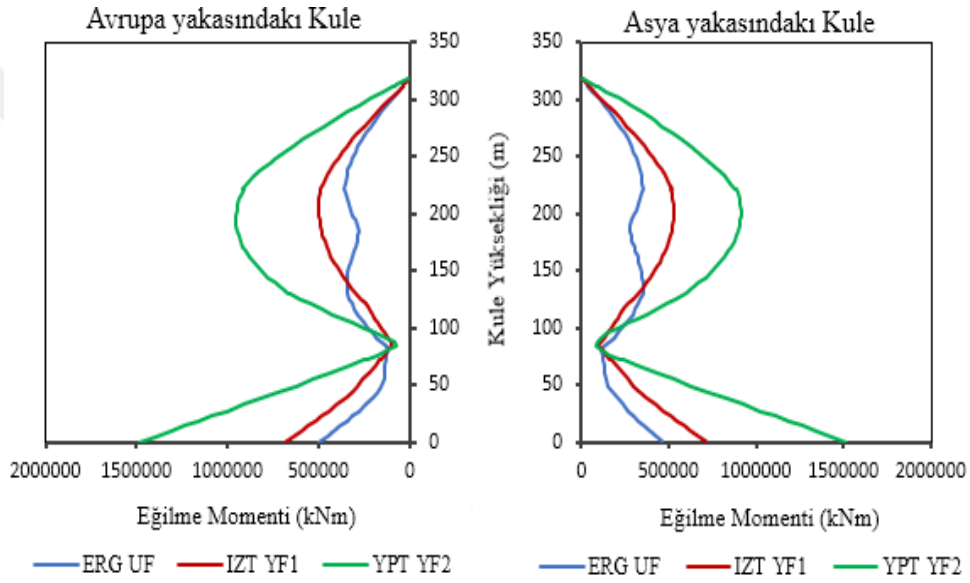
Şekil 3.49. Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule enine yer değiştirmeleri

Yer değiştirme değerleri köprü açıklığı boyunca Şekil 3.50’de verilmektedir. YPT YF2 yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı için elde edilen yer değiştirmeler en büyüktür, ancak diğer yer hareket kayırlarından (IZT YF1 yakın fay darbeleri ve ERG UF uzak fay) elde edilen yer değiştirmeler küçük mertebelerdedir ve birbirine yakın değerlerde sonuçlar elde edilmiştir.



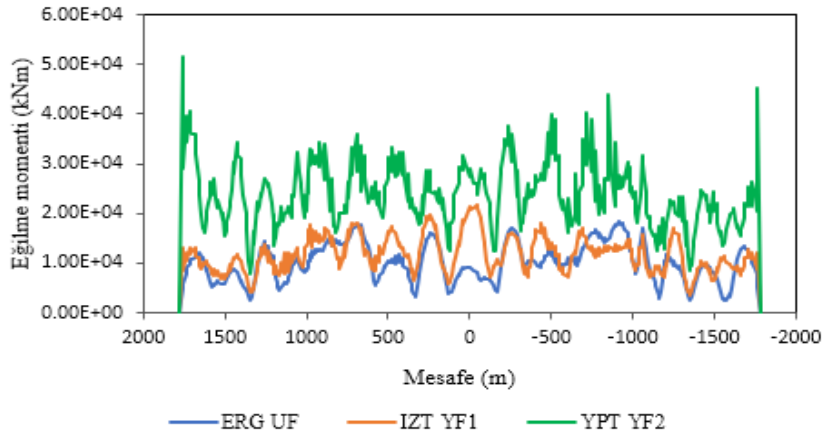
Şekil 3.50. Kocaeli Depremi için tabliye düşey yer değiştirmeleri

Eğilme momenti değerleri kule yüksekliği boyunca Şekil 3.51’de verilmektedir. Kule tabanındaki en büyük eğilme momenti değeri yakın fay darbeli yer hareketi YPT YF2 kaydı için 1519410,38 kNm, IZT YF1 kaydı için ise 723613,47 kNm olarak elde edilmiştir. Kule yüksekliği boyunca eğilme momentlerinin değerleri YPT YF2 kaydında IZT YF1 deprem kaydına göre daha büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmektedir. PGV/PGA değeri, yakın fay darbeli yer hareketinin köprü davranışı üzerindeki etkisini arttıran en önemli parametre olmuştur. Kule taban noktasında elde edilen eğilme momenti değeri uzak fay yer hareketi ERG UF kaydı için 474034,26 kNm olarak elde edilmiştir.



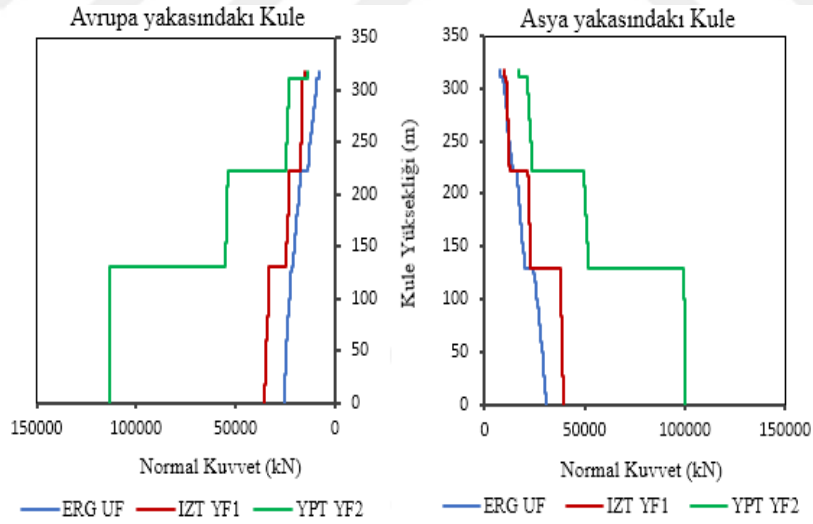
Şekil 3.51. Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri.

Eğilme momenti değerleri köprü açıklığı boyunca Şekil 3.52’de verilmektedir. Tabliye açıklığının orta noktasında elde edilen eğilme momenti değerleri YPT YF2, IZT YF1 ve ERG UF deprem kayıtları için sırasıyla 29159,78 kNm, 21537,73 kNm ve 9172,11 kNm olarak elde edilmiştir. Hem kule hem de tabliye eğilme moment değerleri IZT YF1 darbeli yer hareketi kaydı için YPT YF2 darbeli yer hareketi kaydı değerlerine daha büyük çıkmıştır. Köprü tabliyesi eğilme momentleri için yakın fay darbeli yer hareketinden elde edilen değerlerin ile uzak fay yer hareketine göre elde edilen değerlerden daha etkili olduğu ortaya çıkmaktadır.



Şekil 3.52. Kocaeli Depremi için tabliye eğilme momentleri

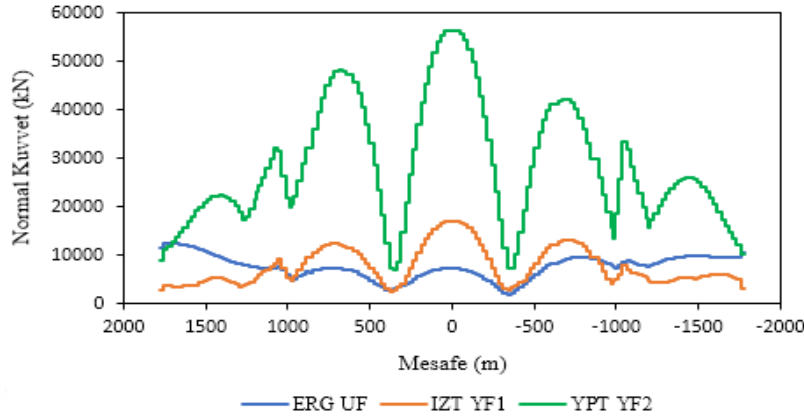
Normal kuvvet değerlerinin kuleler yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.53'te verilmektedir. YPT YF2 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) için en büyük normal kuvvet değerleri elde edilmiştir. Kule üst bölümünde elde edilen IZT YF1 yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı için normal kuvvetler, ERG UF uzak fay yer hareketi kaydı değerlerine göre daha küçük çıkmıştır.



Şekil 3.53. Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri

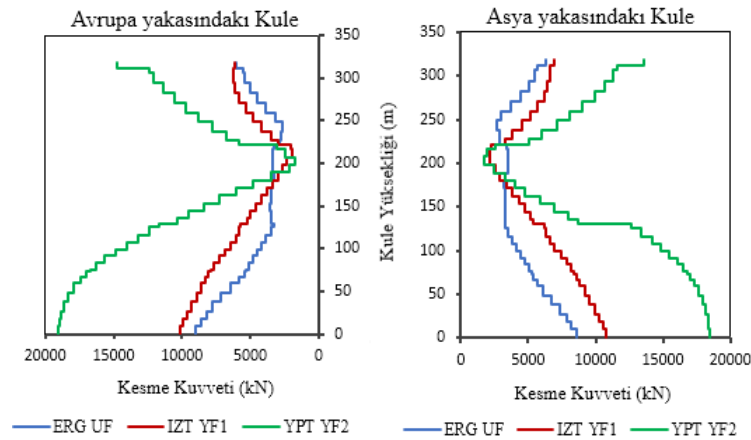
Normal kuvvetlerin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.54'te verilmektedir. Tabliye mesafesi (açıklığı) boyunca elde edilen normal kuvvetlerin en büyük YPT YF2 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) için elde edilmiştir. Yakın fay darbeleri yer hareketi

kaydı olan IZT YF1 için elde edilen normal kuvvetler, ERG UF (uzak fay) yer hareketi kaydı için elde edilenlerden daha küçük çıkmıştır.



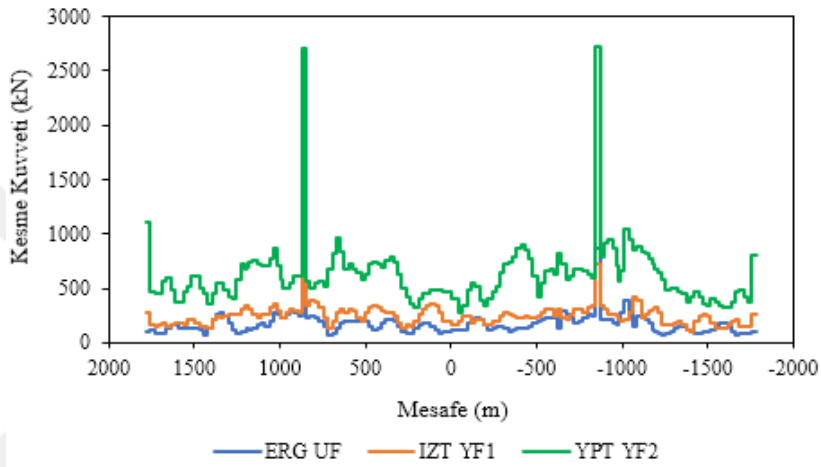
Şekil 3.54. Kocaeli Depremi için tabliye normal kuvvetleri

Kesme kuvveti değerinin kuleler yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.55'te verilmektedir. En büyük kesme kuvveti değerleri YPT YF2 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) için elde edilmiştir. Kuleler yüksekliği boyunca kesme kuvvetleri YPT YF2 kaydı için IZT YF1 deprem kaydına göre daha büyük kesme kuvvetlerine sahiptir. Kuleler yüksekliği boyunca elde edilen kesme kuvveti değerleri için ERG UF (uzak fay yer hareketi kaydı) olarak alınan kaydına göre daha küçük çıkmıştır. Burada da, kule kesme kuvveti üzerinde yakın fay darbeli yer hareketinin ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.



Şekil 3.55. Kocaeli Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri

Kesme kuvveti değerlerinin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.56'da verilmektedir. Tabliye mesafe boyunca elde edilen kesme kuvvetleri YPT YF2 (yakın fay darbeli) yer hareketi kaydı için en büyük çıkmıştır. IZT YF1 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) için elde edilen kesme kuvvetleri de ERG UF (uzak fay) yer hareketi kaydı için belirlenen kesme kuvvetlerinden daha büyük çıkmıştır. Burada da, kesme kuvvetleri üzerinde yakın fay darbeli yer hareketinin, yakın fay darbesiz yer hareketi ve uzak fay yer hareketine göre ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.



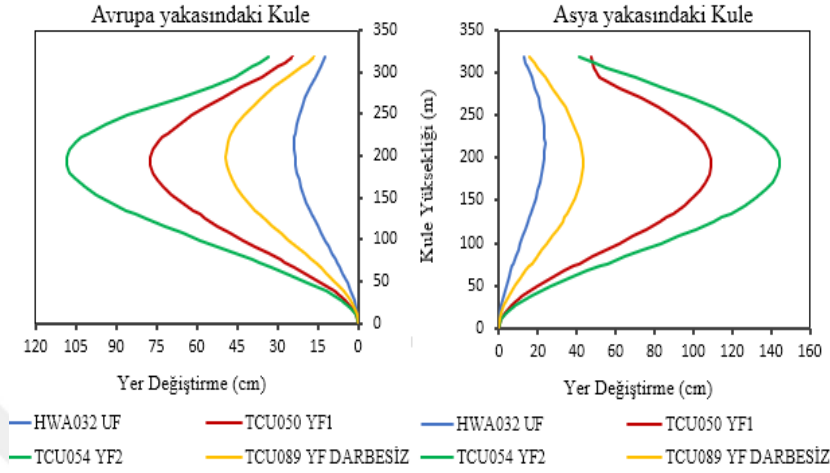
Şekil 3.56. Kocaeli Depremi için tabliye kesme kuvvetleri

3.6.3. Chi-Chi Depremi İçin Yapılan İncelemesi

Chi-Chi depremi için yapılan analizlerde yakın fay darbeli deprem kaydı TCU050 YN1, yakın fay darbeli deprem kaydı TCU054 YF2, yakın fay darbesiz deprem kaydı TCU089 YF DARBESİZ ve uzak fay deprem kaydı HWA032 UF kullanılmıştır. Kullanılan bu deprem kayıtları için kule yüksekliği ve köprü açıklığı boyunca elde edilen yer değiştirme, eğilme momenti, normal kuvvet ve kesme kuvveti değişimleri Şekil 3.57-3.64'te verilmektedir.

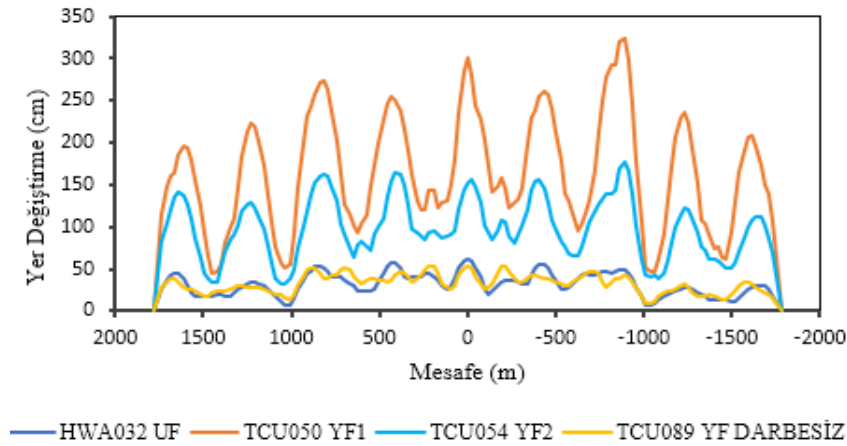
Şekil 3.57'de, kule yüksekliği boyunca yer değiştirme değerleri incelendiğinde, en büyük yer değiştirme değeri 144,36 cm TCU054 YF2 (yakın fay darbeli) yer hareketini gösteren kaydı için kule orta noktasında elde edilmiştir. Diğer bir yakın fay darbeli yer hareketi olan TCU050 YF1 kaydından ise kule orta noktasında 109,15 cm değerinde yer değiştirme elde edilmiştir. Yakın fay darbesiz yer hareketi olarak tanımlanan TCU089 YF DARBESİZ kaydı için kule orta noktasında elde edilen yer değiştirme değeri 49,10 cm,

HWA032 UF (uzak fay yer hareketi) olarak alınan kaydı için elde edilen yer değiştirmeden 23,19 cm diğerlerden daha küçüktür. Burada, deprem kaydının darbe etkisine sahip olması durumunda asma köprü davranışı üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir.



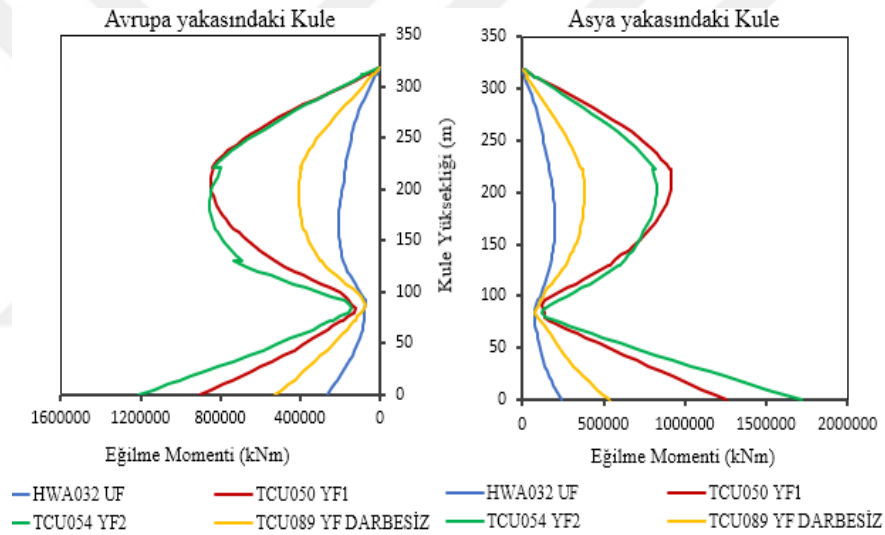
Şekil 3.57. Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule enine yer değiştirmeleri.

Yer değiştirme değerleri köprü açıklığı boyunca Şekil 3.58'de verilmektedir. TCU050 YF1 yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı için elde edilen yer değiştirmeler en büyüktür, TCU054 YF2 yakın fay darbeleri diğerlerine göre büyüktür, ancak diğer yer hareket kayırlarından (TCU089 YF DARBESİZ yakın fay darbesiz ve HWA032 UF uzak fay) elde edilen yer değiştirmeler küçük mertebelerdedir ve birbirine yakın değerlerde sonuçlar elde edilmiştir.



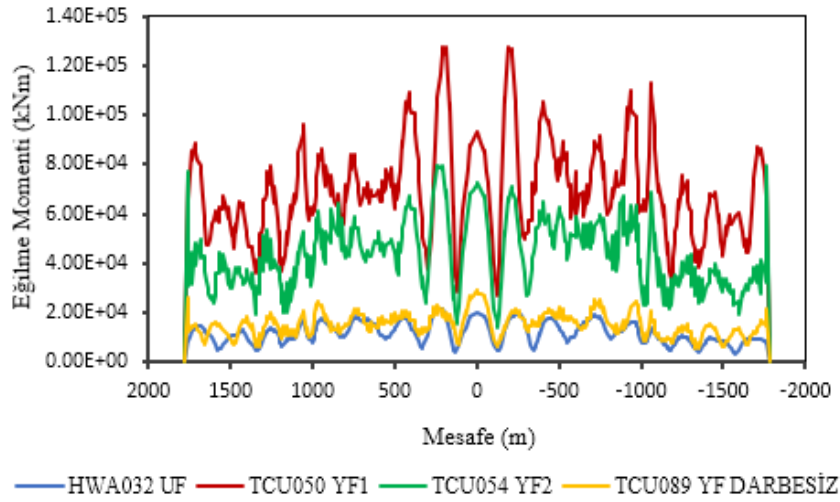
Şekil 3.58. Chi-Chi Depremi için tabliye düşey yer değiştirmeleri

Eğilme momenti değerleri kule yüksekliği boyunca Şekil 3.59’da verilmektedir. Kule tabanındaki en büyük eğilme momenti değeri TCU054 YF2 (yakın fay darbeleri) yer hareketi kaydı için 1716243,59 kNm, TCU050 YF1 kaydı için ise 1259086,47 kNm olarak elde edilmiştir. Kule yüksekliği boyunca eğilme momentlerinin değerleri TCU054 YF2 kaydında TCU050 YF1 deprem kaydına göre daha büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmektedir. PGV/PGA değeri, yakın fay darbeleri yer hareketinin asma köprü davranışı üzerindeki etkisini arttıran en önemli parametre olmuştur. Kule taban noktasında elde edilen eğilme momenti değeri TCU089 YF DARBESİZ (yakın fay darbesiz) yer hareketi kaydı için 535757,98 kNm, uzak fay yer hareketi HWA032 UF kaydı için 266394,83 kNm olarak elde edilmiştir.



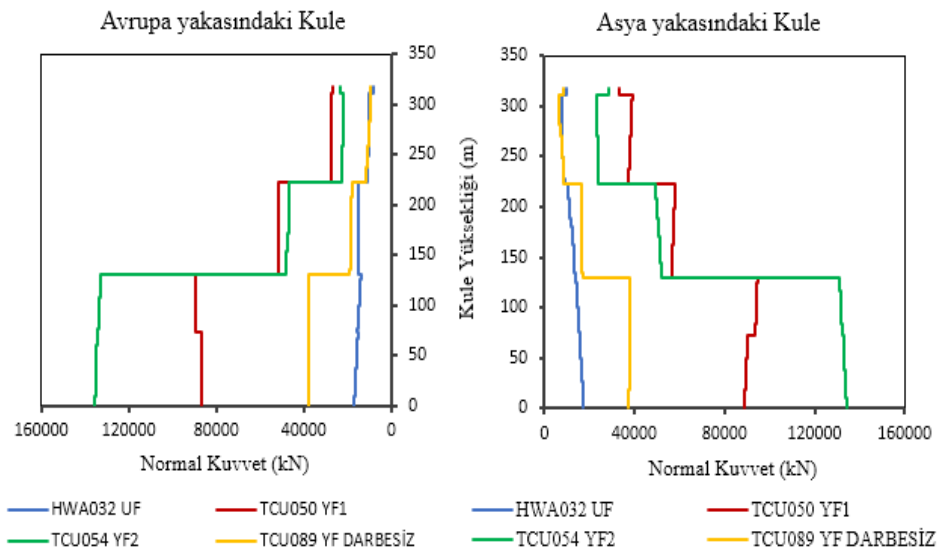
Şekil 3.59. Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri

Eğilme momenti değerleri köprü açıklığı boyunca Şekil 3.60’da verilmektedir. Tabliye açıklığının orta noktasında elde edilen eğilme momenti değerleri TCU050 YF1, TCU054 YF2, TCU089 YF DARBESİZ ve HWA032 UF deprem kayıtları için sırasıyla 93034,17 kNm, 72847,98 kNm, 29033,54 kNm ve 20093,15 kNm olarak elde edilmiştir. Hem kule hem de tabliye eğilme moment değerleri TCU054 YF2 darbeleri yer hareketi kaydı için TCU050 YF1 darbeleri yer hareketi kaydı değerlerine daha büyük çıkmıştır. Köprü tabliyesi eğilme momentleri için yakın fay darbeleri yer hareketinden elde edilen değerlerin, yakın fay darbesiz yer hareketi ile uzak fay yer hareketine göre elde edilen değerlerden daha etkili olduğu ortaya çıkmaktadır.



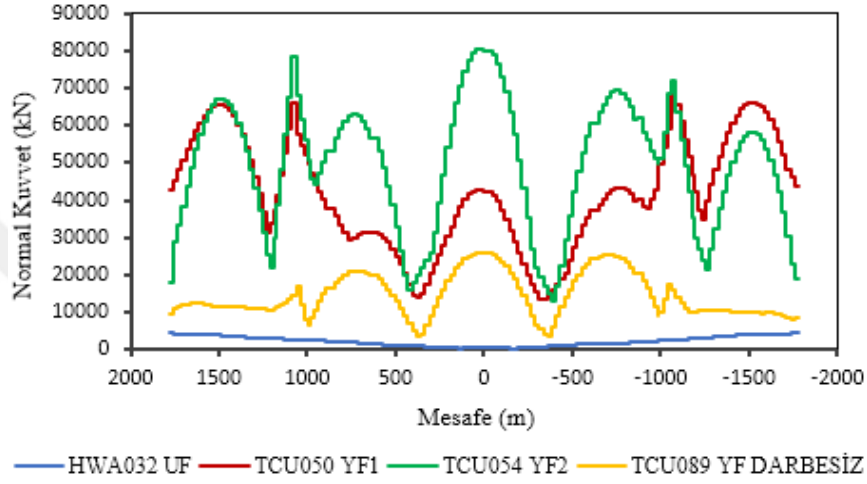
Şekil 3.60. Chi-Chi Depremi için tabliye eğilme momentleri

Normal kuvvet değerlerinin kule yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.61’de verilmektedir. TCU054 YF2 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) için en büyük normal kuvvet değerleri elde edilmiştir. Kule üst bölümünde elde edilen TCU050 YF1 (yakın fay darbeleri) yer hareketi kaydı için normal kuvvetler, Yakın fay darbesiz yer hareketi kaydı TCU089 YF DARBESİZ üçüncü mertebeden geliyor, HWA032 UF uzak fay yer hareketi kaydı değerlerine göre daha küçük çıkmıştır.



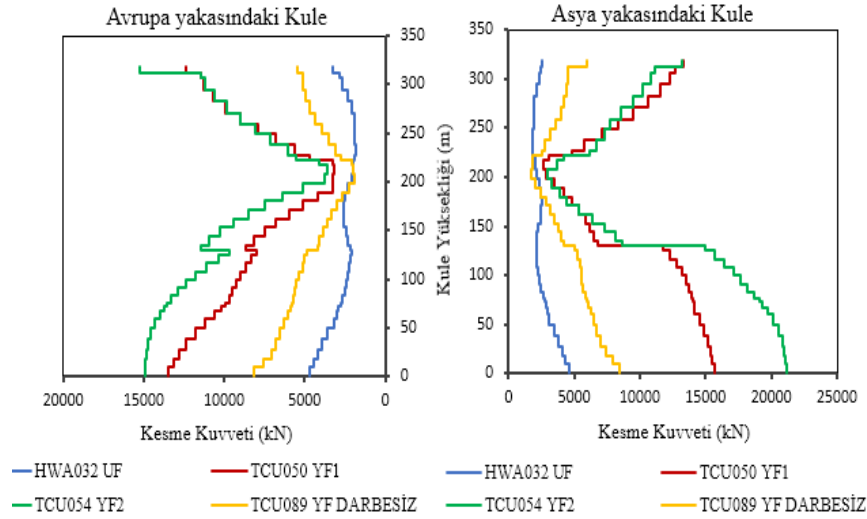
Şekil 3.61. Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri

Normal kuvvetlerin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.62’de verilmektedir. Tabliye mesafesi (açıklığı) boyunca elde edilen normal kuvvetlerin en büyük TCU054 YF2 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) için elde edilmiştir. Yakın fay darbeli yer hareketi kaydı olan TCU050 YF1 ve yakın fay darbesiz yer hareketi kaydı TCU089 YF DARBESİZ için elde edilen normal kuvvetler HWA032 UF (uzak fay yer hareketi kaydı) için elde edilenlerden daha küçük çıkmaktadır.



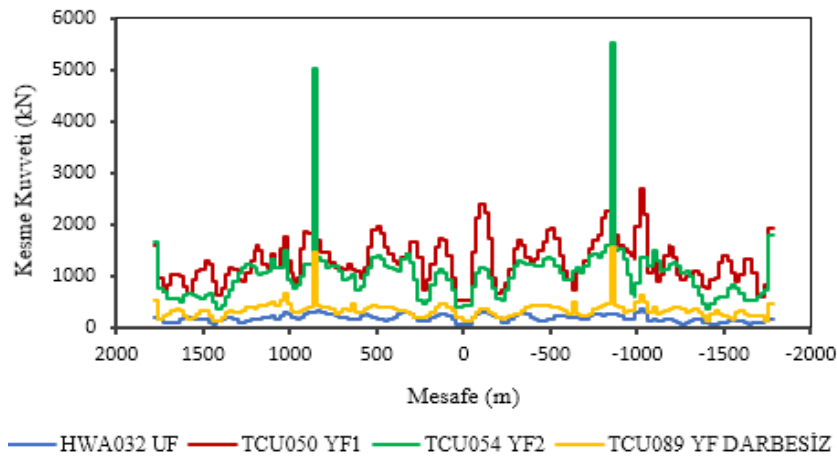
Şekil 3.62. Chi-Chi Deprem kaydı için tabliye normal kuvvetleri

Kesme kuvveti değerinin kule yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.63’te verilmektedir. En büyük kesme kuvveti değerleri TCU054 YF2 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) için elde edilmiştir. Kuleler yüksekliği boyunca kesme kuvvetleri TCU054 YF2 kaydı için TCU050 YF1 deprem kaydına göre daha büyük kesme kuvvetlerine sahiptir. Kuleler yüksekliği boyunca elde edilen kesme kuvveti değerleri yakın fay darbesiz yer hareketi olarak tanımlanan TCU089 YF DARBESİZ kaydı için (uzak fay yer hareketi kaydı) olarak alınan HWA032 UF kaydına göre daha küçük çıkmıştır. Burada da, kule kesme kuvveti üzerinde yakın fay darbeli yer hareketinin ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.



Şekil 3.63. Chi-Chi Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri

Kesme kuvveti değerlerinin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.64'te verilmektedir. Tabliye boyunca elde edilen kesme kuvvetleri TCU054 YF2 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) için en büyük çıkmıştır. TCU050 YN1 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) ve TCU089 YF DARBESİZ (yakın fay darbesiz) yer hareketi kaydı için elde edilen kesme kuvvetleri de HWA032 UF (uzak fay yer hareketi kaydı) için belirlenen kesme kuvvetlerinden daha büyük çıkmıştır. Burada da, kesme kuvvetleri üzerinde yakın fay darbeleri yer hareketinin, yakın fay darbesiz yer hareketi ve uzak fay yer hareketine göre ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.

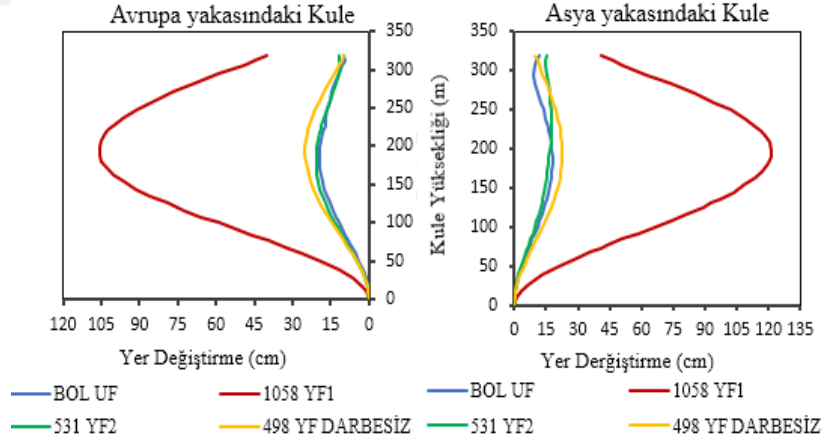


Şekil 3.64. Chi-Chi Deprem kaydı için tabliye kesme kuvvetleri

3.6.4. Düzce Depremi İçin Yapılan İncelemesi

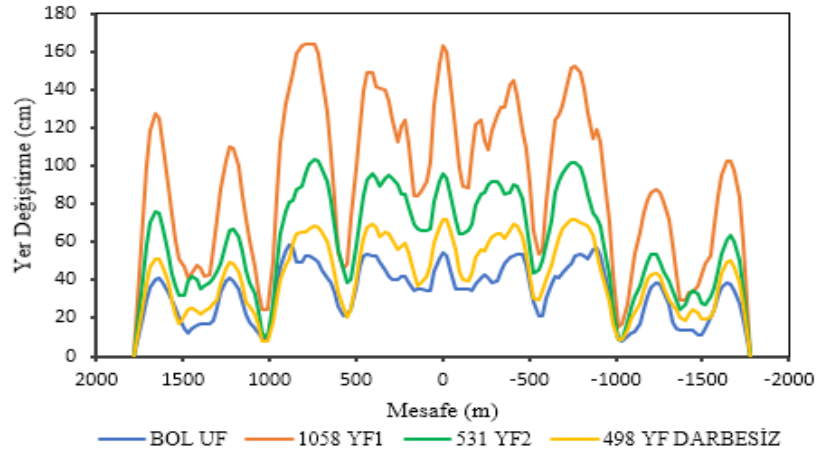
Düzce depremi için yapılan analizlerde yakın fay darbeli deprem kaydı 1058 YF1, yakın fay darbeli deprem kaydı 531 YF2, yakın fay darbesiz deprem kaydı 498 YF DARBESİZ ve uzak fay deprem kaydı BOLU UF kullanılmıştır. Kullanılan bu deprem kayıtları için kule yüksekliği ve köprü açıklığı boyunca elde edilen yer değiştirme, eğilme momenti, normal kuvvet ve kesme kuvveti değişimleri Şekil 3.65-3.72’de verilmektedir.

Şekil 3.65’te, kule yüksekliği boyunca yer değiştirme değerleri incelendiğinde, en büyük yer değiştirme değeri 121,24 cm yakın fay darbeli yer hareketini gösteren 1058 YF1 kaydı için kule orta noktasında elde edilmiştir. Diğer bir yakın fay darbeli yer hareketi olan 531 YF2 kaydından ise kule orta noktasında 20,48 cm değerinde yer değiştirme elde edilmiştir. Yakın fay darbesiz yer hareketi olarak tanımlanan 498 YF DARBESİZ kaydı için kule orta noktasında elde edilen yer değiştirme değeri 25,04 cm, uzak fay yer hareketi kaydı olarak alınan BOLU UF kaydı için elde edilen yer değiştirmeden 19,12 cm’dir. Burada, deprem kaydının darbe etkisine sahip olması durumunda köprü davranışı üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir.



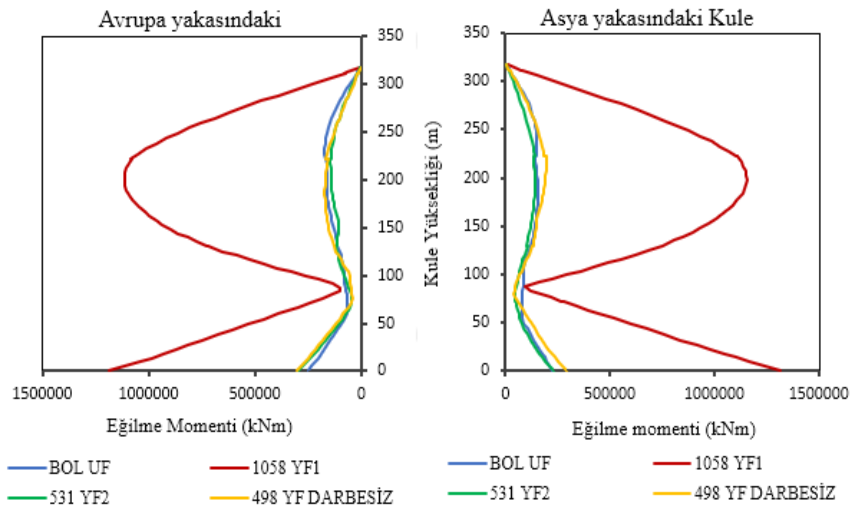
Şekil 3.65. Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule enine yer değiştirmeleri

Yer değiştirme değerleri köprü açıklığı boyunca Şekil 3.66’da verilmektedir. 1058 YF1 yakın fay darbeli yer hareketi kaydı için elde edilen yer değiştirmeler en büyüktür, 531 YF2 yakın fay darbeli diğerlere göre büyüktür, ancak diğer yer hareket kayıtlarından (498 YF DARBESİZ yakın fay darbesiz ve BOLU UF uzak fay) elde edilen yer değiştirmeler küçük mertebelerdedir ve birbirine yakın değerlerde sonuçlar elde edilmiştir.



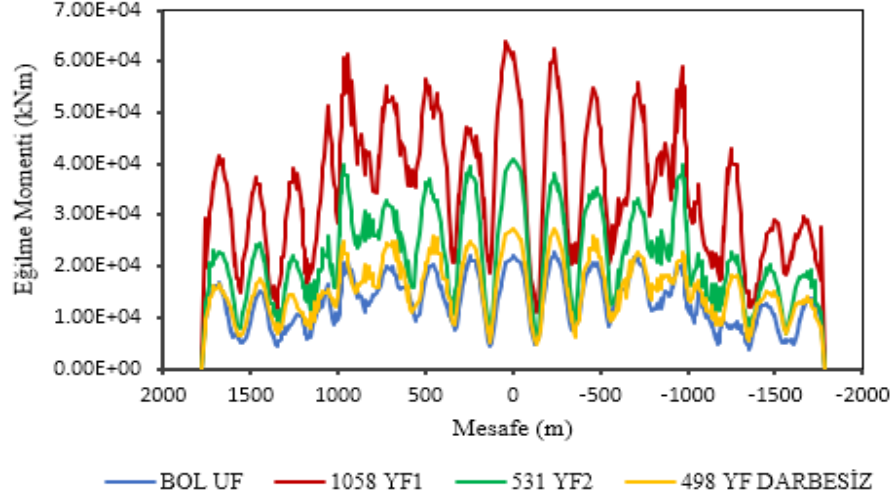
Şekil 3.66. Düzce Depremi için tabliye düşey yer değiştirmeleri

Eğilme momenti değerleri kuleler yüksekliği boyunca Şekil 3.67’de verilmektedir. Kule tabanındaki en büyük eğilme momenti değeri yakın fay darbeleri yer hareketi 1058 YF1 kaydı için 1311727,11 kNm, 531 YF2 kaydı için ise 299794,02 kNm olarak elde edilmiştir. Kule taban noktasındaki elde edilen eğilme momenti değeri yakın fay darbesiz yer hareketi 498 YF DARBESİZ kaydı için 300575,57 kNm, uzak fay yer hareketi BOLU UF kaydı için 249828,22 kNm olarak elde edilmiştir. (531 YF2 yakın fay darbeleri, 498 YF DARBESİZ yakın fay darbesiz ve BOLU UF uzak fay) elde edilen yer değiştirmeler küçük mertebelerdedir ve birbirine yakın değerlerde sonuçlar elde edilmiştir.



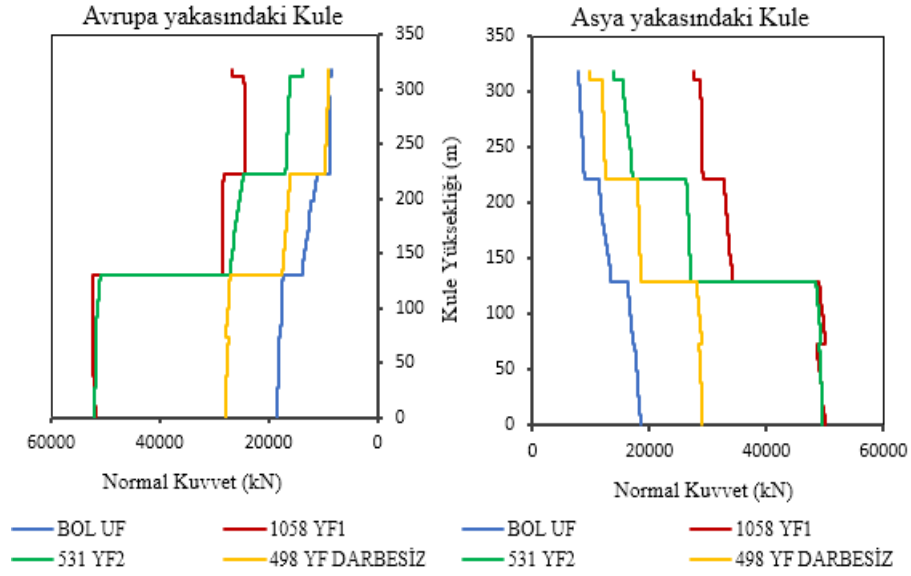
Şekil 3.67. Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule eğilme momentleri

Eğilme momenti değerleri köprü açıklığı boyunca Şekil 3.68’de verilmektedir. Tabliye açıklığı orta noktasında elde edilen eğilme momenti değerleri Düzce-1058 YF1, Düzce-531 YF2, Düzce-498 YF DARBESİZ ve Düzce-BOLU UF deprem kayıtları için sırasıyla 61909,08 kNm, 41086,66 kNm, 22027,20 kNm ve 27346,39 kNm olarak elde edilmiştir. Hem kule hem de tabliye eğilme moment değerleri 531 YF2 darbeli yer hareketi kaydı için 1058 YF1 darbeli yer hareketi kaydı değerlerine daha büyük çıkmıştır. Köprü tabliyesi eğilme momentleri için Düzce-1058 YF1 ve Düzce-531 YF2 (yakın fay darbeli) yer hareketinden elde edilen değerlerin, Düzce-498 YF DARBESİZ (yakın fay darbesiz) yer hareketi ile Düzce-BOLU UF (uzak fay) yer hareketine göre elde edilen değerlerden daha etkili olduğu ortaya çıkmaktadır.



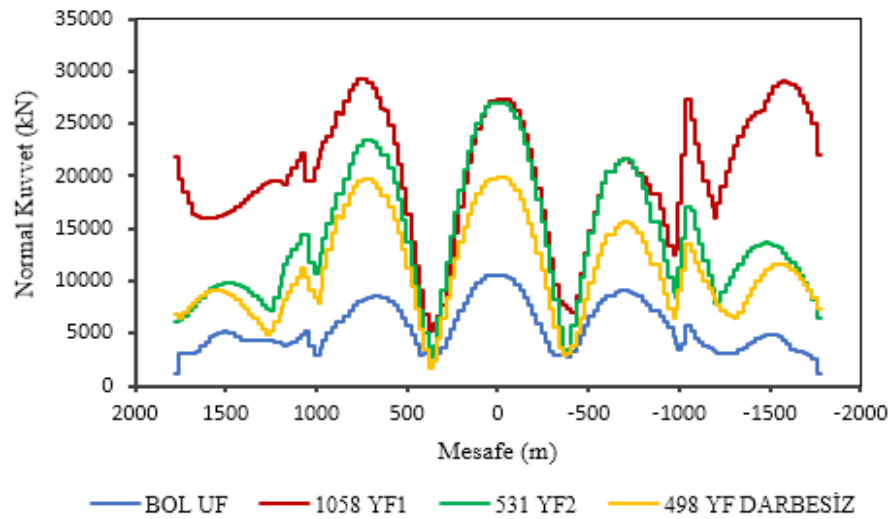
Şekil 3.68. Düzce Depremi için tabliye eğilme momentleri

Normal kuvvet değerlerinin kuleler yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.69’da verilmektedir. Düzce-1058 YF1 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) için en büyük normal kuvvet değerleri elde edilmiştir. Kule üst bölümünde elde edilen Düzce-531 YF2 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) için normal kuvvetler, Düzce-498 YF DARBESİZ (Yakın fay darbesiz yer hareketi kaydı) üçüncü mertebeden geliyor, Düzce-BOLU UF (uzak fay yer hareketi kaydı) değerlerine göre daha küçük çıkmıştır.



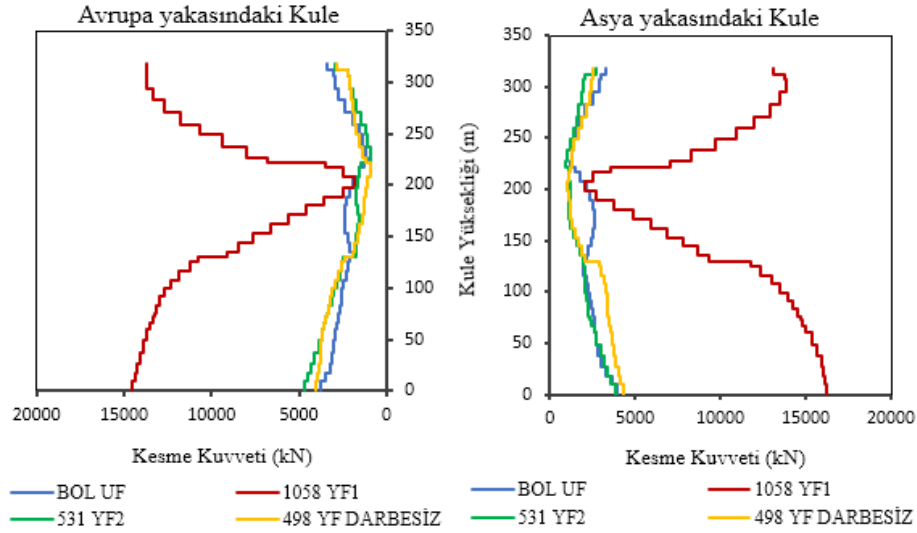
Şekil 3.69. Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule normal kuvvetleri

Normal kuvvetlerin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.70’te verilmektedir. Tabliye açıklığı boyunca elde edilen normal kuvvetlerin en büyük Düzce-1058 YF1 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) için elde edilmiştir. Düzce-531 YF2 (yakın fay darbeli yer hareketi kaydı) olan ve Düzce-498 YF DARBESİZ (yakın fay darbesiz yer hareketi kaydı) için elde edilen normal kuvvetler Düzce-BOLU UF (uzak fay yer hareketi kaydı) için elde edilenlerden daha küçük çıkmıştır.



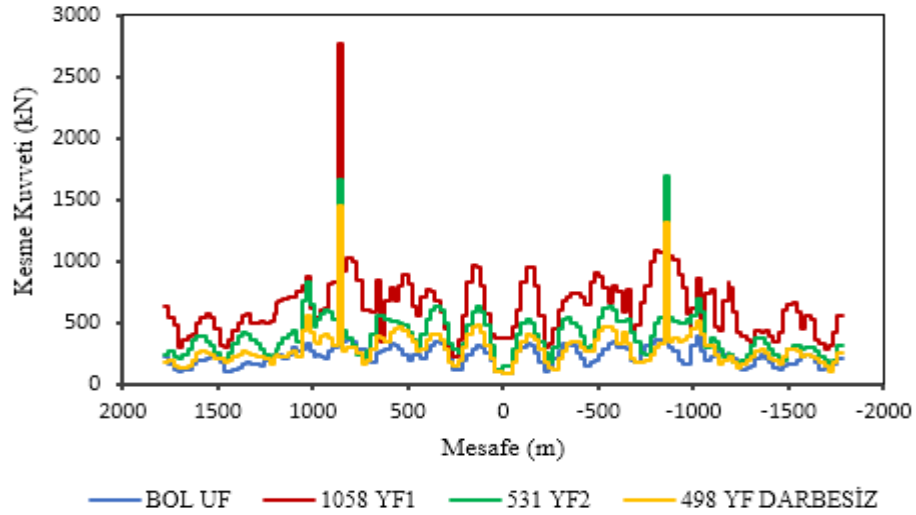
Şekil 3.70. Düzce Depremi için tabliye normal kuvvetleri

Kesme kuvveti değerinin kule yüksekliği boyunca değişimi Şekil 3.71’de verilmektedir. En büyük kesme kuvveti değerleri Düzce-1058 YF1 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) için elde edilmiştir. Kule yüksekliği boyunca kesme kuvvetleri Düzce-1058 YF1 kaydı için Düzce-531 YF2 deprem kaydına göre daha büyük kesme kuvvetlerine sahiptir. Kule yüksekliği boyunca elde edilen kesme kuvveti değerleri Düzce-498 YF DARBESİZ (yakın fay darbesiz yer hareketi) olarak tanımlanan kaydı için Düzce-BOLU UF (uzak fay yer hareketi kaydı) olarak alınan kaydına göre daha küçük çıkmıştır. Burada da, kule kesme kuvveti üzerinde yakın fay darbeleri yer hareketinin ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.



Şekil 3.71. Düzce Depremi için Avrupa ve Asya yakasındaki kule kesme kuvvetleri

Kesme kuvveti değerlerinin köprü açıklığı boyunca değişimi Şekil 3.72’de verilmektedir. Tabliye boyunca elde edilen kesme kuvvetleri Düzce-1058 YF1 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) için en büyük çıkmıştır. Düzce-531 YF2 (yakın fay darbeleri yer hareketi kaydı) ve Düzce-498 YF DARBESİZ (yakın fay darbesiz yer hareketi kaydı) için elde edilen kesme kuvvetleri de Düzce-BOLU UF (uzak fay yer hareketi kaydı) için belirlenen kesme kuvvetlerinden daha büyük çıkmıştır. Burada da, kesme kuvvetleri üzerinde yakın fay darbeleri yer hareketinin, yakın fay darbesiz yer hareketi ve uzak fay yer hareketine göre ayırt edici etkisi açıkça gözlemlenmektedir.



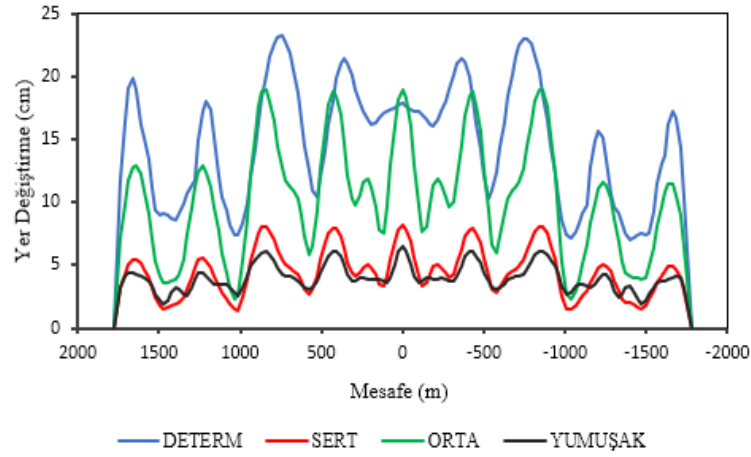
Şekil 3.72. Düzce Depremi için tabliye kesme kuvvetleri

3.7. Stokastik Analizi Sonuçlarının Değerlendirilmesi

3.7.1. Tabliye Stokastik Analizi Sonuçları

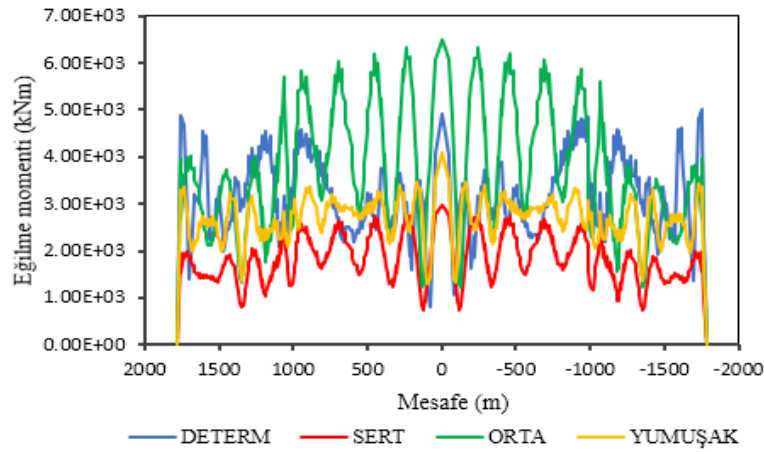
Üniform yer hareketi durumunda gerçekleştirilen stokastik analizler sonucunda köprü tabliyesinde oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 3.73'te, eleman kuvvetleri ise Şekil 3.74-3.76'da görülmektedir. Üniform yer hareketi durumundaki stokastik analizlere, zahiri-statik tepki bileşenlerinin yapı davranışına herhangi bir katkısı bulunmamaktadır. Dolayısıyla, sonuçlarda sadece dinamik bileşen verilmiştir.

Şekil 3.73'te tabakalı zemine mesnetli köprünün stokastik analizi sonucunda her bir zemin türü için tabliyede oluşan dinamik yerdeğiştirmeler görülmektedir. Her bir zemin türü için oluşan yerdeğiştirmeler köprü açıklık ortasına göre simetrik olup, en büyük yerdeğiştirmenin zeminin yumuşak olması durumunda olduğu gözlenmiştir. Ayrıca, kenar mesnetlerde ve köprü-tabliye birleşim bölgelerinde oluşan yerdeğiştirmeler sıfırdır.



Şekil 3.73. Stokastik analiz ile elde edilen tabliye yer değiştirmeleri

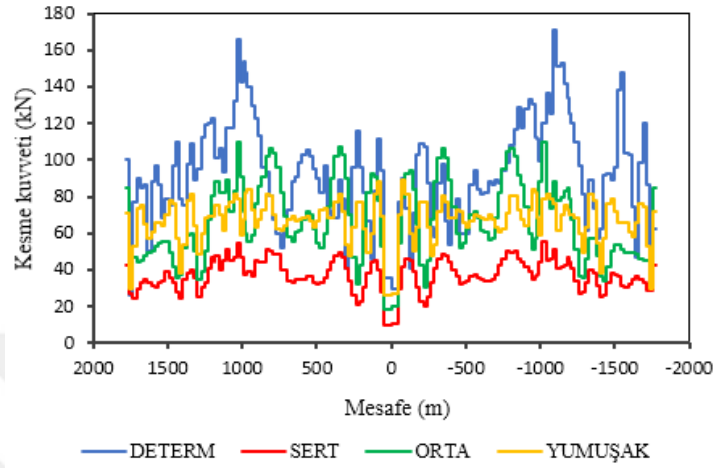
Şekil 3.74'te her bir zemin türü için eğilme momenti değişimleri görülmektedir. Kenar mesnetlere yakın noktalarda ve köprü ana açıklık ortalarında eğilme momentleri, her bir zemin türü için en büyük değerlere sahiptir. Kenar mesnetlere yakın yerlerde yumuşak zemin durumunda, ana açıklık ortasında ise orta zemin türü için eğilme momentlerinin en büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 3.74. Stokastik analiz ile elde edilen tabliye eğilme momentleri

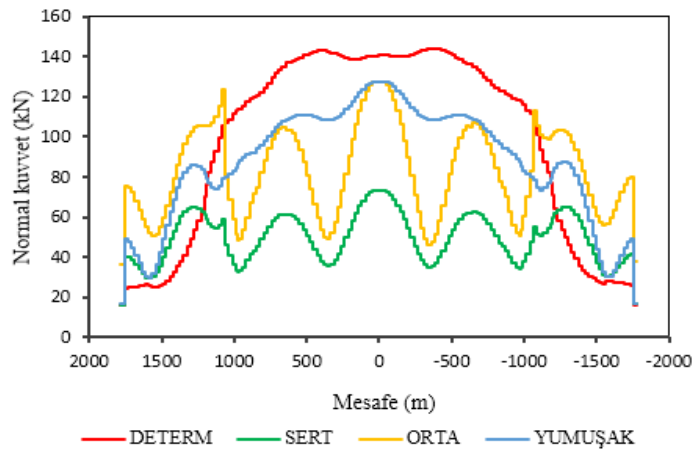
Şekil 3.75'te her bir zemin türü için kesme kuvveti değişimleri görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda stokastik analiz ile oluşan kesme kuvvetleri kenar mesnetlerde yumuşak zemin durumunda, köprü ana açıklık ortasına yakın bölgelerde ise orta zemin türünde en büyük değerlere sahiptir. Ayrıca, kenar mesnetlerde oluşan kesme kuvvetleri her bir zemin türü için en büyük olup, ana açıklık ortasına yaklaştıkça kesme

kuvveti değerlerinde azalmalar gözlemlenmiştir. Ayrıca, ana açıklık ortasına yakın bölgelerde orta zemin türünde oluşan kesme kuvvetlerinin en büyük değerlere sahip olduğu görülmektedir.



Şekil 3.75. Stokastik analiz ile elde edilen tabliye kesme kuvvetleri

Şekil 3.76'da her bir zemin türü için normal kuvvetlerin değişimi görülmektedir. Kenar mesnetlerde ve köprü açıklık ortalarında normal kuvvetler en küçük, kule-tabliye birleşim bölgesinde ise en büyük değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir. Sol kulede yumuşak zemin durumunda oluşan normal kuvvetler diğer zemin türlerine göre oldukça fazla, sağ kulede ise yumuşak ve orta zemin durumunda oluşan normal kuvvetler birbirine oldukça yakın olup orta zemin durumunda en büyük değere ulaştığı gözlemlenmiştir.

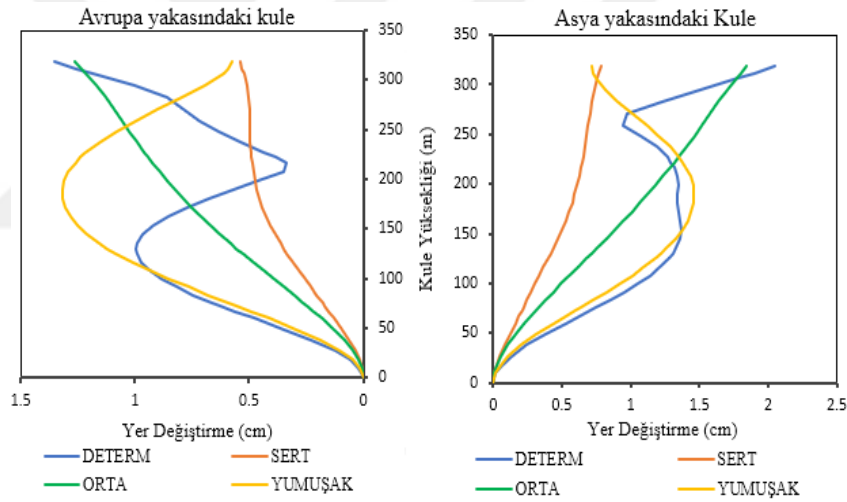


Şekil 3.76. Stokastik analizler ile elde edilen tabliye normal kuvvetleri

3.7.2. Kule Stokastik Analizi Sonuçları

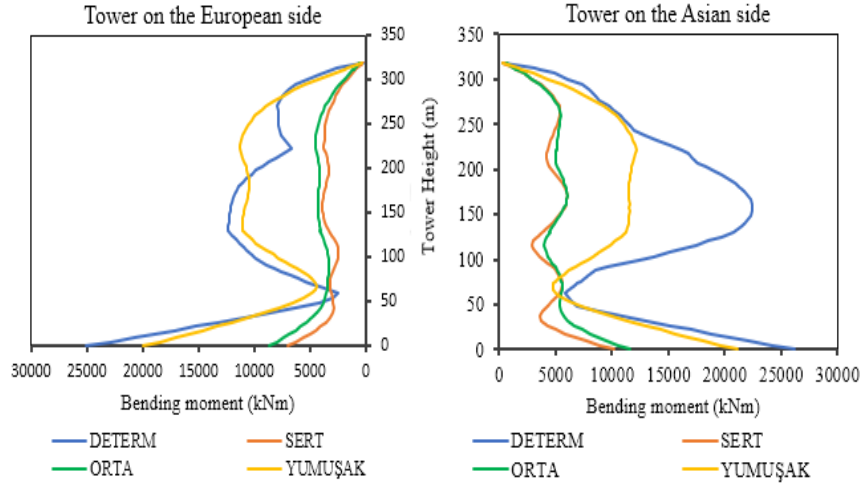
Üniform yer hareketi durumundaki gerçekleştirilen stokastik analizler sonucunda kulede oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 3.77’de, eleman kuvvetleri ise Şekil 3.78-3.80’de görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda, zahiri-statik tepki bileşenlerinin yapı davranışına herhangi bir katkısı bulunmamaktadır. Dolayısıyla sonuçlarda sadece dinamik bileşen verilmiştir.

Şekil 3.77’de tabakalı zemine mesnetli köprüde üniform yer hareketi durumundaki stokastik analizler sonucu her bir zemin türü için kulede oluşan yerdeğiştirmeler görülmektedir. En büyük ve en küçük yerdeğiştirmelerin sırasıyla, yumuşak ve sert zemin türlerinde olduğu gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin durumunda maksimum toplam yerdeğiştirme 3.1 cm, sert zemin durumunda ise 1.6 cm’dir.



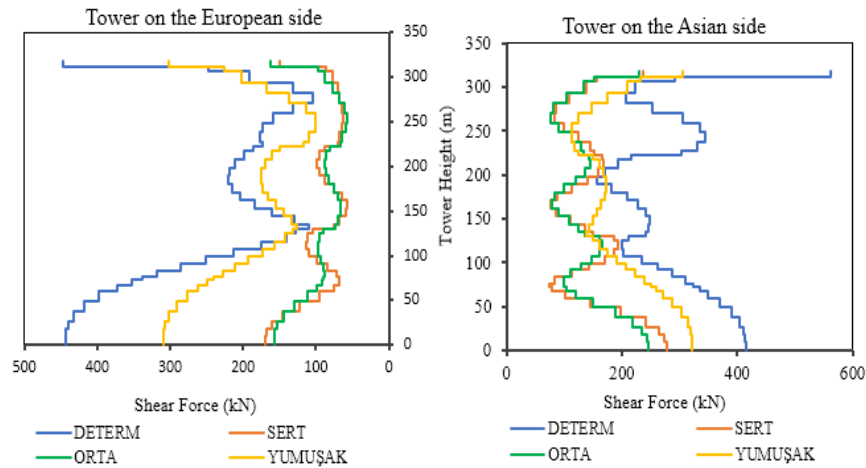
Şekil 3.77. Stokastik analiz ile elde edilen kule yer değiştirmeleri

Şekil 3.78’de her bir zemin türü için kulede oluşan stokastik eğilme momenti değişimleri görülmektedir. Kulenin en üst noktasında eğilme momentleri her bir zemin türü için sıfırken, kule-tabliye birleşim bölgesinde en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, yumuşak zemin durumunda oluşan eğilme momentlerinin en büyük olduğu görülmektedir.



Şekil 3. 78. Stokastik analiz ile elde edilen kule eğilme momentleri

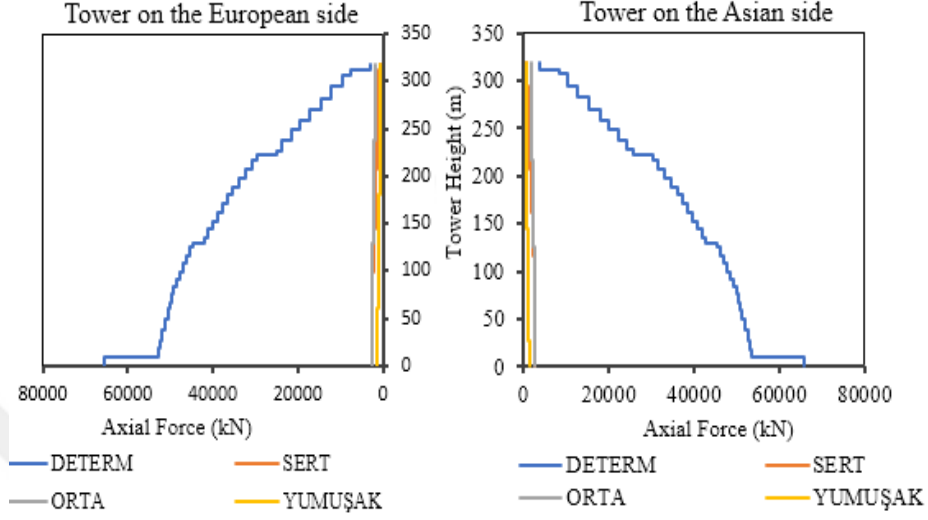
Şekil 3.79’da her bir zemin türü için kulede oluşan stokastik kesme kuvveti değişimleri görülmektedir. En büyük kesme kuvvetleri her bir zemin türü için kulenin en üst noktasına yakın yerlerde olduğu gözlemlenmiştir. Kulenin 55 m yüksekliğine kadar her bir zemin türü için kesme kuvvetlerinde çok fazla değişim gözlenmeyip, 55 m’de en küçük değerlere sahip olduğu görülmektedir. Ayrıca, yumuşak zemin durumunda oluşan kesme kuvvetlerinin en büyük olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 3. 79. Stokastik analiz ile elde edilen kule kesme kuvvetleri

Şekil 3.80’da her bir zemin türü için kulede oluşan stokastik normal kuvvetlerin değişimi görülmektedir. Kulede oluşan normal kuvvetler, yumuşak zemin durumunda ve her bir zemin türü için kule-tabliye birleşim bölgesinde en büyük olduğu gözlemlenmiştir.

Ayrıca, kulenin yüksekliği arttıkça kulede oluşan normal kuvvetler azalmakta olup kulenin en üst noktasında en küçük değerlere ulaştığı görülmektedir.



Şekil 3.80. Stokastik analiz ile elde edilen kule normal kuvvetleri

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Doktora tezi kapsamında 1915 Çanakkale Asma Köprüsü'nün dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Deterministik analizde yer hareketi olarak deprem kayıtları olduğu gibi kullanılırken, stokastik analizde yer hareketi rasgele işlem olarak güç spektral yoğunluk fonksiyonu ile ifade edilmiştir.

Deterministik analizlerde yer hareketinin değişimi, dalga yayılma etkisi dikkate alınırken; dalga yayılma etkisi, zemin şartlarındaki değişim dikkate alınmıştır.

Yer hareketi olarak deterministik analizlerde 1999 Kocaeli depremi Gebze İstasyonu ivme kayıtları düşey bileşeni kullanılırken, stokastik analizlerde ise Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilerek elde edilen filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeli kullanılmıştır.

Dalga yayılma etkisi incelenirken yer hareketi dalga yayılma hızı olarak $V_s=500$ m/s, 750 m/s, 1000 m/s, 2000 m/s ve sonsuz hız değeri kullanılmıştır.

Deterministik ve stokastik analizler için SAP2000 programı esas alınmıştır.

Geometrik olarak lineer olmayan davranış, asma köprü kablolarında oluşan çekme kuvvetlerinin toplam rijitliğe olan katkısı göz önünde bulundurularak yapılmaktadır. Analizlerde geometrik olarak lineer olmama durumu dikkate alınmıştır.

Bu çalışmada uygulama olarak Çanakkale'de inşa edilmiş olan, Lapseki (Avrupa) ve Gelibolu (Asya) kıtalarını birbirine bağlayan, 2023m'lik ana açıklığa, Avrupa ve Asya yakalarında sırasıyla 1120m ve 1020m kenar açıklıklara sahip, düşey askılı, narin kuleli, aerodinamik forma sahip çelik kutu kesit tabliyeli 1915 Çanakkale Asma Köprüsü seçilmiştir.

Bu çalışmadan çıkarılabilecek sonuçlar ve öneriler aşağıda sıralanmaktadır.

1. Asma köprülerin kablolarında oluşan çekme kuvvetleri büyük olup köprünün toplam rijitliğini artırmaktadır. Köprünün toplam rijitliği arttığında, hesaplanan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri azalmaktadır. Dolayısıyla asma köprülerin analizinde kablolardaki çekme kuvvetlerinin yapının toplam rijitliğine olan etkisinden dolayı geometrik olarak lineer olmayan davranışın dikkate alınması gerekmektedir.

2. Yer hareketi dalga yayılma etkisi dikkate alınarak yapılan deterministik analizler sonucunda köprü tabliye ve kulelerinde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri üniform yer hareketi için bulunan değerlerden genellikle daha büyüktür. Ayrıca yer hareketi dalga yayılma hızı azaldıkça hesaplanan değerler genellikle artmaktadır.
3. Stokastik analizler sadece üniform yer hareketi dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Stokastik analizlerde kullanılan ve Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilerek elde edilen filtre edilmiş beya gürültü modelinin gerçek bir yer hareketi ile karşılaştırılmasından, geliştirilen yer hareket modelinin gerçek yer hareketini oldukça iyi karakterize ettiği görülmektedir.
4. Asma köprülerin tasarımı, uzak ve yakın fay etkilerinin dikkate alınmasını gerektirir. Bu nedenle, köprü tasarımcıları, fay haritalarını ve köprüyü etkileyebilecek diğer jeolojik faktörleri dikkate alarak, köprüyü güvenli ve dayanıklı hale getirmek için gerekli önlemleri alınmaktadır.
5. Deterministik ve stokastik analizler sonucunda elde edilen dağılımlar benzer olmakla beraber, stokastik analiz ile bulunan değerler deterministik analiz ile bulunan değerlerden daha küçüktür. Çünkü, stokastik analizde ortalama maksimum değerler davranışın bütün maksimum değerlerinin ortalaması alınarak elde edilmektedir.
6. Köprü tabliyesinin ardışık iki noktasında elde edilen değerler deterministik analizlerde stokastik analize oranla daha fazla değişim göstermektedir. Bunun nedeni deterministik analizlerde deprem ivme kayıtları doğrudan kullanılırken, stokastik analizlerde filtre edilmiş bey az gürültü modelinin kullanılmasıdır.
7. Gerek deterministik ve gerekse stokastik analizler, dinamik yer hareketinin köprünün her iki yakasındaki mesnetlerine faz değişimi olmadan etkidiği kabul edilerek yapılmıştır. Benzer çalışmalar yer hareketinin köprünün bir yakasındaki mesnetlerinde faz değişimi olmazken diğer yakasındaki mesnetlerinde faz değişiminin olduğu kabul edilerek de gerçekleştirilebilir.
8. Stokastik analizler istatistiksel özelliklerin zamandan bağımsız olduğu stasyonerlik kabulü yapılarak gerçekleştirilmiştir. Stasyonerlik kabulü ile yapılan bu analizler stasyoner olmama durumu dikkate alınarak da tekrarlanabilir.

5. KAYNAKLAR

- Abdel-Ghaffar, A., M., 1976. Dynamic Analyses of Suspension Bridge Structures and Some Related Topics, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, California Institute of Technology Pasadena , California-USA.
- Abdel-Ghaffar, A., M. ve Rubin, L.I., 1982. Suspension Bridge Response to Multiple-Support Excitations, *Journal of Engineering Mechanics*, 108, 419-435.
- Abdel-Ghaffar, A., M. ve Rubin, L., I., 1983a. Vertical Seismic Behaviour of Suspension Bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 1-19.
- Abdel-Ghaffar, A., M. ve Rubin, L., I., 1983b. Lateral Earthquake Response of Suspension Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 109,3, 664-675.
- Abouhashish, A., A., 1999. Evaluation Study of The Performance of The Vincent-Thomas Suspension Bridge During the Northridge Earthquake of January 17,1994, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Southern California, California.
- Adanur, S., 1997. Asma Köprülerin Geometrik Olarak Lineer Olmayan ve Elastik Zemin Analjisi ile Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Adanur, S., 2003. Mesnetlerinden Farklı Dinamik Etkilere Maruz Asma Köprülerin Geometrik Olarak Lineer Olmayan Deterministik ve Stokastik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Adanur, S. ve Günaydın, M., 2010. Construction Stage Analysis of Bosphorus Suspension Bridges, Ninth International Congress on Advances in Civil Engineering, September, Trabzon, Türkiye, CD, ACE2010-SEE-161.
- Adanur, S., Mosallam, A., S., Shinozuka, M. ve Gümüşel, L., 2011. A Comparative Study on Static and Dynamic Responses of FRP Composite and Steel Suspension Bridges, *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 30, 1265-1279.
- Adanur, S., Günaydın, M., Altunışık, A.C., Sevim, B., 2012a. Construction Stage Analysis of Humber Suspension Bridge, *Applied Mathematical Modelling*, 36, 5492-5505.
- Adanur S., Altunışık A., C., Bayraktar A. ve Akköse M., 2012b. Comparison of Near-Fault and Far-Fault Ground Motion Effects on Geometrically Nonlinear Earthquake Behavior of Suspension Bridges, *Natural Hazards*, 64, 593-614.
- Adanur, S., Altunışık, A., C., Soyluk, S., Dumanoglu, A.A. ve Bayraktar, A., 2016a. Contribution of Local Site-Effect on the Seismic Response of Suspension Bridges to Spatially Varying Ground Motions, *Earthquakes and Structures*, 10, 5, 1233-1251.

- Adanur, S., Altunişik, A., C., Soyluk, K., Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A., A., 2016b. Multiple-Support Seismic Response of Bosphorus Suspension Bridge for Various Random Vibration Methods, *Structural Engineering International*, 5, 54-67.
- Adanur S., Altunişik A., C., Soyluk K. ve Dumanoglu A., A., 2016c. Stochastic Response of Suspension Bridges for Various Spatial Variability Models, *Steel and Composite Structures*, 22, 1001-1018.
- Adanur S., Altunişik A., C., Soyluk K. ve Dumanoglu A., A., 2017. Stationary and Transient Responses of Suspension Bridges to Spatially Varying Ground Motions Including Site Response Effect, *Advanced Steel Construction*, 13, 378-397.
- Adanur, S., Altunişik A., C., Başağa, H., B., Soyluk, K. ve Dumanoglu, A., A., 2017. Wave-Passage Effect on the Seismic Response of Suspension Bridges Considering Local Soil Conditions, *International Journal of Steel Structures*, 17, 501-513.
- Adham Abdullah, A., 2012. Analysis and Design of Suspension Bridge, B.Sc. Thesis, Civil Engineering Department, University of Baghdad, Baghdad.
- Ahmad, J., 2016. In-Plane Dynamic Behavior of Conventional and Hybrid Cable Network Systems on Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Windsor, Ontario.
- Aksoğan, O., 1986. Nonlinear Yapı Analizi, Yapı Mekaniğinde Son Gelimeler, Editör Ertepnar, A., Wasti, S.T., KTÜ Basımevi, Trabzon.
- Al-Assaf, A., 2006. Flutter Analysis of Open-Truss Stiffened Suspension Bridges Using Synthesized Aerodynamic Derivatives, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, Washington.
- Ali, M., M., 1991. Nonlinear Seismic Analysis of Cable-Stayed Bridges with Passive Energy Dissipation Devices, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Southern California, California-USA.
- Alkasmou, H., 2019. Osmangazi Asma Köprüsü'nün Yapısal Davranışının İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Almansour, H., H., 2006. The Performance of Hybrid Long-Span Cable Stayed Bridges Using Advanced Composites, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ontario.
- Altın, S., Kaptan, K. ve Tezcan, S.S., 2012. Dynamic Analysis of Suspension Bridges And Full Scale Testing, *Open Journal of Civil Engineering*, 2, 58-67.
- Altunişik A., C., Bayraktar A., Sevim B., Adanur S. ve Domanic A., 2009. Karayolu Köprülerinin Sonlu Eleman Analizlerinde Yapım Aşamalarının ve Zamana Bağlı Deformasyonların Dikkate Alınması, *Yapı Dünyası*, 161, 11-15.

- Altunışık, A., C., 2010. Karayolu Köprülerinin Yapısal Davranışlarının Analitik ve Deneyisel Yöntemlerle Belirlenmesi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Altunışık, A., C., Bayraktar A., Sevim B., Kartal M., E. Ve Adanur S., 2010. Finite Element Model Updating of An Arch Type Steel Laboratory Bridge Model Using Semi-Rigid Connection, *Steel and Composite Structures*, 10, 541-561.
- Altunışık, A., C., Bayraktar A., Sevim B., Adanur S. ve Domanic A., 2010. Construction Stage Analysis of Komurhan Highway Bridge Using Time Dependent Material Properties, *Structural Engineering and Mechanics*, 36, 207-223.
- Apaydin, N., M., Bas, S. ve Harmandar, E., 2016. Response of the Fatih Sultan Mehmet Suspension Bridge Under Spatially Varying Multi-Point Earthquake Excitations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 84, 44-54.
- Apaydin, N., M. ve Bas, S., 2018. Long-Span Orthotropic Steel Deck Bridges of Turkey, *IOP Conference Series, Materials Science and Engineering*, Volume 419, 9th International Symposium on Steel Bridges 10–11 September 2018, Prague, Czech Republic.
- Arzoumanidis, S., G., 1980. Finite-Element Analysis of Suspension Bridges, Ph.D.Thesis, Civil Engineering Department, Columbia University, New York -USA.
- Atabey, N., A., 2011. Lifli Polimer Kompozit Asma Köprülerin Statik ve Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Ateş, Ş., Soyluk, K., Dumanoglu, A. A. ve Bayraktar, A., 2009. Earthquake Response of Isolated Cable-Stayed Bridges Under Spatially Varying Ground Motions, *Structural Engineering and Mechanics*, An International Journal, 31, 6, 639-662.
- Behin, Z., 1990. Erection Analysis of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Alberta, Edmonton-Canada.
- Bell, M., J., 1998. Advanced Hybrid Vibration Control with Applications to Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, School of Mechanical Engineering, Purdue University, West Lafayette.
- Betti, R., 1991. Dynamic Soil-Structure Interaction for Long-Span Cable-Supported Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Southern California, California-USA.
- Birdsall, B., 1942. The Suspension Bridge Tower Cantilever Problem, *Trans. ASCE*.
- Bleich, F., McCullough, C., B., Rosecrans, R. ve Vincent, G., S., 1950. The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington.

- Bontempi, F., Catallo, L. ve Sgambi, L., 2004. Structural Analysis and Design of Long Span Suspension Bridges with Regards to Nonlinearities, Uncertainties, Interactions and Sustainability, Second International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. In, Proceedings of Second International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Kyoto, Japan, October 19-22.
- Brotton, D., M., Williamson, N., M. ve Millar, M., 1963. The Solution of Suspension Bridge Problems by Digital Computers, Struct. Eng., 41.
- Brotton, D., M., 1966. A General Computer Programme for the Solution of Suspension Bridge Problems, Struct. Eng., 44.
- Brownjohn, J., M., W., 1994. Observations on Non-linear Dynamic Characteristics of Suspension Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 1351-1367.
- Bulson, P., S., Caldwell, J., B. ve Severn, R., T., 1983. Engineering Structures Developments in the Twentieth Century, The University of Bristol Press, Bristol.
- Cai, H., 2012. Development of Fiber Reinforced Polymeric Deck and Cable System for Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering, University of New York, New York.
- Cavdar, O., Bayraktar, A. ve Adanur, S., 2010a. Stochastic Finite Element Analysis of a Cable-Stayed Bridge System With Varying Material Properties, Probabilistic Engineering Mechanics, 25, 279-289.
- Cavdar, O., Bayraktar, A., Adanur, S. ve Başağa, H., B., 2010b. Stochastic finite Element Analysis of Long-Span Bridges with CFRP Cables Under Earthquake Ground Motion, Indian Academy of Sciences, 35, 3, 341-354.
- Ceballos, V., F., 2016. Feasibility of a Hybrid Bridge, Suspension and Cable – Stayed Model, Yüksek Lisans Tezi, Yollar, Kanallar ve Limanlar Mühendisliği Yüksek Teknik Okulu., Kanallar ve Limanlar Mühendisliği, Barcelona.
- Celasun, H., S., 1981. Asma Köprüler, İ.D.M.M. Akademisi Yayın Müd. Basımevi, İstanbul.
- Cengiz A., Soyluk K. ve Sicacik E., A., 2011. Kablolu Köprülerde Trafik Yüklerinin Neden Olduğu Dinamik Etkiler, Gazi Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Dergisi, 26, 1, 243-252.
- Cevik, M., 2000. Nonlinear Asma Köprü Titreşimleri, Doktora Tezi, Celal Bayar Üniversitesi, Manisa.
- Chadwell, C., B., 2003. Seismic Response of Single Tower Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Department of Engineering - Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

- Chan, T., H., T., GUO, L. ve Li, Z., X., 2002. Fatigue Stress Analysis of Suspension Bridges Using Fem, *Advances in Steel Structures*, 2, 799-806.
- Chang-Qing, M., Man, W., Hong-Jinve, T., Zhao-Xiang, F. ve Ce, C., 2015. Damage Alarming of Long-Span Suspension Bridge Based on GPS-RTK Monitoring, *J. Cent. South Univ.*, 22, 2800–2808.
- Chen, W., F., 1999. *Structural Engineering Handbook*, CRC Press LLC, Boca Raton.
- Chen, W., F. ve Duan, L., 2000. *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press LLC, New York.
- Chen, Z., W., 2010. Fatigue and Reliability Analyses of Multiload Suspension Bridges with Washms, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil and Structural Engineering, Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong.
- Chen, W., F. ve Duan, L., 2014. *Bridge Engineering Handbook-Substructure design*, CRC Press LLC, New York.
- Cheng, S., 1999. Structural and Aerodynamic Stability Analysis of Long-Span Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil and Environmental Engineering Department, University of Ottawa, Ottawa.
- Coletti, D., A., 1999. Comparison of Analytical Techniques and Experimental Data for The Roma Suspension Bridge, M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas at Arlington, Texas.
- Cui, C., Chen, A., Ma, R., Wang, B. ve Xu, S., 2019. Fatigue Life Estimation for Suspenders of a Three-Pylon Suspension Bridge Based on Vehicle–Bridge-Interaction Analysis, *Materials*, 2019, 12, 2617, 1-20.
- Dang, N., S., Rho, G., T. ve Shim, C., S., 2020. A Master Digital Model for Suspension Bridges, Department of Civil and Environmental Engineering, Chung-Ang University, Seoul.
- Di, Q., Li, Y., Xing, Y. ve Hu, X., 2017. Modal Analysis of the Saint-Bachi Suspension Aqueduct Bridge Considering Fluid–Structure Interaction, *Journal Bridge Engineering*, 22, 11, 05017010, 1-10.
- Diana, G., Yamasaki, Y., Larsen, A., Rocchi, D., Giappino, S., Argentini, T., Pagani, A., Villani, M., Somaschini, C. ve Portentoso, M., 2013. Construction Stages of the Long Span Suspension İzmit Bay Bridge, Wind Tunnel Test Assessment, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 123, 300-310.
- Domaneschi, M. ve Martinelli, L., 2014. Refined Optimal Passive Control of Buffeting-Induced Wind Loading of a Suspension Bridge, *Wind and Structures*, 18, 1, 001-020.

- Dumanoglu A., A. ve Severn R., T., 1987. Seismic Response of Modern Suspension Bridges to Asynchronous Vertical Ground Motion. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 83, 701–730.
- Dumanoglu A., A. ve Adanur S., 2015. Asma Köprülerin Antisinkronize Dinamik Analizi, XIX. Ulusal Mekanik Kongresi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, 24-28 Ağustos.
- Dumanoglu, A., A. ve Adanur, S., 2000. Kablo Destekli Köprülerin Dinamik Davranışlarının Karşılaştırılması, *İMO Teknik Dergi*, 11, 2179-2197.
- Dumanoglu, A., A. ve Adanur S., 2000. Antisynchronous Dynamic Analysis of Suspension Bridges, *Technical Journal*, 11, 659-664.
- Egeseli, E., A., 1975. The Nonlinear Dynamic Response of a Cable-Stayed Girder Bridge to Various Loadings, Ph.D.Thesis, Civil Engineering Department, University of Pittsburgh, Pittsburgh -USA.
- Erdik, M. ve Yüzügüllü, Ö., 1980. Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş, T.C. İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara.
- Fu, C., C. ve Wang, S., 2015. Computational Analysis and Design of Bridge Structures, CRC Press, Boca Raton.
- Frangopoulos, G., 1992. A Study of Structural Parameters Affecting Flutter Stability of Suspension Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Glasgow, Glasgow-UK.
- Gani, F., 2004. Parametric Excitation of Stay-Cables, M.Sc.Thesis, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa.
- Gazzola, F., 2015. Mathematical Models for Suspension Bridges, Nonlinear Structural Instability, Springer International Publishing, Switzerland.
- Gentile, C. ve Luzzi, G., 2014. Radar-based Dynamic Testing of the Cable-suspended Bridge Crossing the Ebro River at Amposta, Spain, 11th International Conference on Vibration Measurements by Laser and Noncontact Techniques- AIVELA 2014, AIP Conf. Proc. 1600, 180-189.
- Ghazayel, O., 2016. Span-Skewed Effect on the Response of I-Girder Prestressed Concrete Bridges, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Gong, L., 2008. Dynamic Analysis of Long-Span Bridge Subjected to Traffic Loading, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa.

- Goremikins, V., Rocens, K., Serdjuks, D. ve Sliseris, J., 2013. Simplified Method of Determination of Natural-Vibration Frequencies of Prestressed Suspension Bridge, *Procedia Engineering*, 57, 343- 352.
- Gou, H., Liu, C., Bao, Y., Asce, A., M., Han, B. ve Pu, Q., 2021. Construction Monitoring of Self-Anchored Suspension Bridge with Inclined Tower, *Journal of Bridge Engineering*, 10, 26, 05021011.
- Grigorjeva, T., Juozapaitis, A. ve Kamaitis, Z., 2010. Static Analysis and Simplified Design of Suspension Bridges Having Various Rigidity of Cables, *Journal of Civil Engineering And Management*, 16, 3, 363-371.
- Grimmelsman, K., A., 2006. Experimental Characterization of Towers in Cable-Supported Bridges by Ambient Vibration Testing, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Drexel University, Philadelphia, -USA.
- Gupta, S., P., 1972. Model Investigation and Analysis of Cable Stayed Bridge, Ph.D.Thesis, Civil Engineering Department, Brigham Young University, Provo-USA.
- Günaydın, M., 2011. Asma Köprülerin Yapısal DavranışınınYapım Aşamaları Dikkate Alınarak Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Günaydin, M., Adanur S., Altunişik, A., C. ve Sevim, B., 2011. Asma Köprülerin Yapısal Davranışlarının Belirlenmesinde Yapım Aşamalarının Dikkate Alınması, *Yapı Dünyası*, 184, 21-27.
- Günaydin, M., Adanur S., Altunişik A., C. ve Sevin B., 2012. Construction Stage Analysis of Fatih Sultan Mehmet Suspension Bridge, *Structural Engineering and Mechanics*, 42, 489-505.
- Günaydin, M., Adanur S., Altunişik A., C., Sevim B. ve Türker, E., 2014. Determination of Structural Behavior of Bosphorus Suspension Bridge Considering Construction Stages and Different Soil Conditions, *Steel and Composite Structures*, 17, 4, 405-429.
- Günaydin, M., Sunca, F., Altunişik A., C., Ergün, M. ve Okur, F., Y., 2022. Nondestructive Experimental Measurement, Model Updating, and Fatigue Life Assessment of Çarşamba Suspension Bridge, *Journal Bridge Engineering*, 27, 2, 05021017.
- Haciefendioğlu, K., 2017. Stochastic Dynamic Response of Short-Span Highway Bridges to Spatial Variation of Blasting Ground Vibration, *Applied Mathematics and Computation*, 292, 194-209.
- Hao, J., 2015. Natural Vibration Analysis of Long Span Suspension Bridges, 5th International Conference on Civil Engineering and Transportation (ICCET 2015), Guangzhou, China. 1059-1062.

- Hassan, M., M., 2010. Optimum Design of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Western Ontario-London, Ontario.
- Harbi, H., 2001. Stability of Certain Models of Suspension Bridges, Ph.D. Thesis, Department of civil and Electrical Engineering, University of Ottawa, Ottawa.
- Hermansson, V. ve Holma, J., 2015. Analysis of Suspended Bridges for isolated Communities, Division of Structural Engineering Faculty of Engineering, LTH, Sweden.
- Herrman, J., K., 2011. Laboratory Evaluation of Dynamic Characterization Methods for Rapid Condition Assessment of Bridges, M.Sc. Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Arkansas, Arkansas.
- Huia, Y., Jun Kang, H., Seong Law, S. ve Qing Chen, Z., 2018. Analysis on Two Types of Internal Resonance of a Suspended Bridge Structure with Inclined Main Cables Based on its Sectional Model, *European Journal of Mechanics/A Solids*, 72, 135-147.
- Huston, D., R., 1986. The Effects of Upstream Gusting on The Aeroelastic Behavior of Long Suspended-Span Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Princeton University, Princeton.
- Imai, K., 1999. Reliability Analysis of Geometrically Nonlinear Structures With Application to Suspension Bridges, Ph.D. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Colorado.
- Jia, L., Jiang, Y., Xiao, R. ve Xu, D., 2019. Simplified Method for Static Analysis of Bi-Cable Triple-Pylon Suspension Bridges, *Advances in Structural Engineering*, 5, 22, 1175-1185.
- Jiao, C., K., Dong, X., Li, A., Q., Zhou, G., D. ve Wu, X., P., 2017. Seismic Response of Long-Span Triple-Tower Suspension Bridge under Random Ground Motion, *Mathematical Problems in Engineering*, 3457452, 16.
- Kangas, S., 2009. Experimental Modeling and Stay Force Estimation of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil, Electrical and Mechanical Engineering, University of Cincinnati, Ohio.
- Karaca, H., 2017. Yakın Fay Etkisindeki Uzun Açıklıklı Köprü Sistemlerin Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Karanci, E., 2016. Modeling Corrosion in Suspension Bridge Main Cables, Ph.D. Civil Engineering, the Graduate School of Arts and Sciences, Columbia University, New York.

- Karakaplan, A., Caner, A., Kurç, Ö., Domaniç, A. ve Lüleç, A., 2009. Yapı Çözümlemesinde Yeni Bir Devir: Yapım Aşaması, İMO Teknik Dergi, 321, 4905-4917.
- Kartal, H., 2018. Eşit Merkez Açıklığa Sahip Uzun Açıklıklı Asma ve Eğik Kablo Askılı Köprülerin Dinamik Davranışının Karşılaştırılması, Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Karman, A., F., 1986. Computerized Analysis of a Suspension Bridge, Master of Science Thesis, Civil Engineering Department, University of Texas at El Paso, Texas.
- Kartal, H. ve Soyluk, K., 2013. Kablo Destekli Köprülerin Dinamik Davranışlarının Karşılaştırılması, 2. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı. MKÜ-Hatay, Türkiye, 25-27 Eylül 2013.
- Karşlıoğlu, M., 2016. Sismik Zemin Büyütmelerinin İzmit Körfez Geçişi Osman Gazi Asma Köprüsü'nün Dinamik Davranışına Etkilerinin Araştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Karuna, R., 2002. Structural Modelling of Suspension Bridges with Particular Reference to the Humber Bridge., Ph.D. Thesis, Department of Mechanical Engineering, Brunel University, Uxbridge-UK.
- Kremmidas, S., C., 2004. Improving Bridge Stay Cable Performance under Static and Dynamic Loads, Ph.D. Thesis, Department of Structural Engineering, University of California San Diego, California.
- Khairussaleh, M., N., A., 2016. Fatigue of Cable Anchorages on a Cable-Stayed Bridge, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Surrey, Guildford.
- Khalifa, M., A., 1991. Analysis of Traffic Induced Vibration and Fatigue of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Southern California, California-USA.
- Lanning, J., T., 2014. Using Buckling-Restrained Braces on Long-Span Bridges Near Seismic Faults, Ph.D. Civil Engineering, Department of Structural Engineering, University of California-San Diego, California.
- Li, H., Liu, Y., Li, C., Hu, H. ve Sun, Q., 2021. Force Analysis of self-Anchored Suspension Bridges After Cable Clamp Slippage, Symmetry, 8, 13, 1514, 1-16.
- Li, S., Laima, S. ve Li, H., 2018. Data-Driven Modeling of Vortex-Induced Vibration of a Long-Span Suspension Bridge Using Decision Tree Learning and Support Vector Regression, Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 172, 196-211.

- Liang, B., 2016. Estimation of Time-dependent Reliability of Suspension Bridge Cables, Ph.D. Civil Engineering, the Graduate School of Arts and Sciences, Columbia University, New York.
- Lin, W. ve Yoda, T., 2017. Bridge Engineering Classifications, Design Loading, and Analysis Methods, Butterworth-Heinemann, Cambridge, USA.
- Lin, W. ve Yoda, T., 2017. Bridge Engineering Classifications Design Loading and Analysis Methods, A catalog record for this book is available from the Library of Congress, Butterworth-Heinemann is an imprint of Elsevier, United Kingdom.
- Liu, L., P. ve Liu., 2018. Research on the Influence Law of Central Buckle on Long Span Suspension Bridge's Dynamic and Seismic Performance, 9th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IBAMAS), Swinburne Univ Technol. Melbourne, Australia, JUL 09-13, 2018.
- Liu, R., Feng, G. ve Chen, B., 2013. Research on Dynamic Characteristics for Large Span Cable-Stayed Suspension Bridges with CFRP Cables, Advanced Materials Research, 683, 845-850.
- Liu, L. ve Li, W., 2021. Analysis of Dynamic and Static Characteristics of Suspension Bridge with Wind Cables, The Civil Engineering Journal, 10.14311/CEJ.2021.02.0043.
- Lévy, M., 1886. Mémoire Sur le Calcul des Ponts Suspendus Rigides, Ann. Ponts Chaussées.
- Lutomirska, M., 2009. Live Load Models For Long Span Bridges, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Nebraska, Nebraska.
- Ma, Z., Li, Z., Zhu, Y. ve Zhu, X., 2013. Dynamic Performance Analysis of Single Tower Self-anchored Suspension Bridge Using Measured Modal Identification, Applied Mechanics and Materials, 256-259, 1557-1562.
- Martin, J., Alipour, A. ve Sarkar, P., 2019. Fragility Surfaces for Multi-Hazard Analysis of Suspension Bridges Under Earthquakes and Microbursts, Engineering Structures, 197, 109169, 1-13.
- Martins, L., L., Rebordão, J., M. ve Ribeiro, A., S., 2014. Optical Metrology Applied to 3D Displacement Measurement of Long-Span Suspension Bridge Dynamics, Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2014. Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014, 2135-2142.
- Melan, J., 1888. Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken, Handb. Ingenieur Wissensch.
- Meng, Q. ve Zhu, J., 2018. Fine Temperature Effect Analysis-Based Time-Varying Dynamic Properties Evaluation of Long-Span Suspension Bridges in Natural Environments, Journal Bridge Engineering, 23, 10, 04018075, 1-19.

- Merritt, F., S., 1983. Standard Handbook for Civil Engineers, Third Edition, Mc Graw-Hill, New York.
- Miao, C., Q., Wang, M., Tian, H., J., Feng, Z., X. ve Chen, C., 2015. Damage Alarming of Long-Span Suspension Bridge Based on GPS-RTK Monitoring, J. Cent. South Univ., 22, 2800–2808.
- Mirghaderi, R., 1981. Dynamic Analysis of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Purdue University, Indiana.
- Moe, O., H., Sha, Y., Veie, J. ve Amdahl, J., 2017. Analysis of Tether Anchored Floating Suspension Bridge Subjected to Large Ship Collisions, Procedia Engineering, 199, 2488–2493.
- Mohammadi, S., A., 2016. Reliability-Based Assessment on the Performance of External Dampers in Controlling Bridge Stay Cable Vibrations, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Windsor, Ontario.
- Moisseiff, L., S., 1925. The Towers, Cables and Stiffening Trusses of the Bridge over the Delaware River between Philadelphia and Camden, J. Franklin Inst.
- Moisseiff, L., S. ve Lienhard, F., 1933. Suspension Bridge under the Action of Lateral Forces, Trans., 58.
- Mokrani, B., Tian, Z., Alaluf, D., Meng, F. ve Preumont, A., 2017. Passive Damping of Suspension Bridges Using Multi-Degree of Freedom Tuned Mass Dampers, Engineering Structures, 153, 749–756.
- Mollamahmutoğlu, Ç., 2018. 15 Temmuz Şehitler Köprüsü Yeni ve Eski Askı Kablosu Düzenlemelerinin Karşılaştırmalı Yapısal Analizi, DÜMF Mühendislik Dergisi, 9, 1, 463-474.
- Moller, R., N., 2019. Aerodynamic Stability of Long Span Bridges, Ph.D. Solid Mechanics Engineering, Department of Mechanical Engineering, Technical University of Denmark, Kongens Lyngby-Denmark.
- Montoya, A., 2012. A Validated Methodology to Estimate the Reliability and Safety of Suspension Bridge Cables, Ph.D. Civil Engineering, Graduate School of Arts and Sciences, Columbia University, New York.
- Mu, D., 1980. Dynamic Studies of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Brigham Young University, Provo-USA.
- Mubuli, A. ve Sevim, B., 2016. Fatih Sultan Mehmet Köprüsü'nün Taşıt Yükleri Altında Yapısal Davranışının Belirlenmesi, Fen ve Mühendislik Dergisi, 18, 3, 466-480.
- Myerscough, M. ve Hayward, C., 2013. Suspension Bridges, Past and Present, The Structural Engineer, 91, 12-21.

- Navier, M., 1823. Rapport et Mémoire sur les Ponts Suspendus, de l' Imprimerie Royale, Paris.
- Namini, A., H., 1989. The Aerodynamic Stability of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Maryland, Maryland-USA.
- Nazmy, A., S., 1987. Nonlinear Earthquake-Response Analysis of Cable-Stayed Bridges Subjected to Multiple-Support Excitations, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Princeton University, Princeton -USA.
- Ni, Y., Q., Zhang, F., L., Xia, Y., X. ve Au, S., K., 2015. Operational Modal Analysis of a Long-Span Suspension Bridge Under Different Earthquake Events, Earthquakes and Structures, 8, 4, 859-887.
- Niazy, A., M., 1991. Seismic Performance Evaluation of Suspension Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Southern California, California-USA.
- Nimse, P., S., 2007. Calibrated Baseline Model of a Large Cable Stay Bridge, Ph.D. Civil Engineering, College of Engineering, University of Toledo, Bancroft.
- Niu, Y. ve Xiong, C., 2018. Analysis of the Dynamic Characteristics of a Suspension Bridge Based on RTK-GNSS Measurement Combining EEMD and Awavelet Packet Technique, Measurement Science and Technology, 29, 085103, 1-13.
- Okukawa, A., Suzuki, S. ve Harazaki, I., 2000. Suspension Bridges, CRC Press, Boca Raton.
- Ostenfelda, K., 2019. Evolution of Suspension Bridges, Hormigon Y., Acero, 289, 70,103-113.
- Øiseth Wiig, P., Ole, O. ve Eliz-Mari, L., 2018. The Use of Inverse Methods for Response Estimation of Long-Span Suspension Bridges with Uncertain Wind Loading Conditions, Journal of Civil Structural Health Monitoring, 9, 1, 21-36.
- Pańtak, M. ve Jarek, B., 2017. Parametric Analyses of Dynamic Characteristic of the Cable-Stayed Pedestrian Bridge, Civil And Environmental Engineering Reports, 27, 4, 077-090.
- Peter, J. ve King, C., 2003. The Aerodynamics of Long Span Bridges, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Western Ontario London, Ontario.
- Przemieniecki, J., S., 1968. Theory of Matrix Structural Analysis, First Edition, McGraw-Hill, Inc., New York.
- Pugsley, S., A., 1968. The Theory of Suspension Bridges, Second Edition, Edward Arnold, London.

- Rahmoun Rahwan, B., 2019. Boğaziçi Asma Köprüsü'nün Askılarının Değişiminden Önce ve Sonraki Yapısal Davranışının İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Rankine, W., J., M., 1858. A Manual of Applied Mechanics, Collection cdl; americana, University of California Libraries, California.
- Ritter, W., 1877. Versteifungsfachewerke bei Bogen und Hängebrücken, Z. bauwesen.
- Robert, A. ve Ain, Jr., 2006. Traveling Waves in A Suspension Bridge System, M.Sc. Thesis, Department of Mathematical Sciences, University of Nevada, Las Vegas.
- Rubin, L., I., 1983. Earthquake Response of Long-Span Suspension Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Princeton University, New Jersey.
- Qin, F., Di, J., Dai, J. ve Li, G., 2014. Influence of Central Buckle on Dynamic Behavior of Long-Span Suspension Bridge with Deck-Truss Composite Stiffening Girder, Advanced Materials Research, 838-841.
- Qin, X., Liang, M., Xie, X. ve Song, H., 2021. Mechanical Performance Analysis and Stiffness Test of a New Type of Suspension Bridge, Front. Structure Civil Engineering, 1-21.
- Qiu, W., L., Kou, C., H., Kao, C., S., Ma, C., W. ve Yang, J., 2012. Study on The Seismic Behavior of Self-Anchored Suspension Bridges, Journal of Marine Science and Technology, 20, 4, 384-391.
- Saafan, A., S., 1966. Theoretical Analysis of Suspension Bridges, Proc. ASCE, 92, ST4.
- Sajid, A., 1993. Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Segmentally Erected Three-Dimensional Cable Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of California at Berkeley, California.
- Samadi, B. ve Zamani Ahari, G., 2019. Dynamic Analysis of Suspension Footbridges Using an Actual Pedestrian Load Model Compared with EUR23984 EN Requirements, International Journal of Engineering, 32, 10, 1379-1387.
- Schemmann, A., G., 1997. Modeling and Active Control of Cable-Stayed Bridges Subject to Multiple-Sup Port Excitation, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford.
- Selçuk, B., 2017. An Investigation on Structural Identification (St-Id) of a Long-Span Bridge for Performance Prediction, Ph.D. Thesis, İstanbul Technical University, İstanbul.
- Shi, Y., 2006. Simulation of non-Gaussian Stochastic Processes/Fields with Application in Suspension Bridge Cable Strength Estimation, Ph.D. Thesis, School of Arts and Sciences, Columbia University, New York.

- Singh, L., 1997. Experimental Determination of Aeroelastic and Aerodynamic Parameters of Long-Span Bridges, Ph.D. Thesis, Civil and Structural Engineering, Johns Hopkins University, Baltimore-Maryland.
- Snæbjörnsson, J., T., Jakobsen, J., B., Cheynet, E. ve Wang, J., 2017. Full-Scale Monitoring of Wind and Suspension Bridge Response, First Conference of Computational Methods in Offshore Technology (COTech2017), IOP Conf. Series, Materials Science and Engineering 276, 012007.
- Snæbjörnsson, J., T., Fadnes, T., O., M., Jakobsen, J., B. ve Gudmestad, O., T., 2020. A Study of Suspension Bridge Vibrations Induced by Heavy Vehicles, Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series, 2, 115-123.
- Son, J., 2008. Performance of Cable Supported Bridge Decks Subjected to Blast Loads, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California- Berkeley, California.
- Soo, H., S., 1982. Comparison Between Theory and Experiment in The Flutter and Buffeting of Long-Span Suspension Bridges, Ph.D.Thesis, Civil Engineering Department, Princeton University, New Jersey.
- Soyluk, K., 1997. Kablolu Köprülerin Stokastik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Soyluk, K. ve Dumanoglu, A., A., 2000. Comparison of Asynchronous and Stochastic Dynamic Responses of a Cable-Stayed Bridge, Engineering Structures, 22, 435-445.
- Soyluk, K., 2002. Değişerek Yayılan Yer Hareketi Etkisindeki Kablolu Köprülerin Stokastik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Soyluk, K., 2004. Comparison of Random Vibration Methods for Multi-Support Seismic Excitation Analysis of Long-Span Bridges, Engineering Structures, 26, 1573-1583.
- Soyluk, K. ve Dumanoglu, A., A., 2004. Spatial Variability Effects of Ground Motions on Cable-Stayed Bridges, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 241-250.
- Soyluk, K., Dumanoglu, A., A. ve Tuna, M., E., 2004. Random Vibration and Deterministic Analyses of Cable-Stayed Bridges to Asynchronous Ground Motion, Structural Engineering and Mechanics, 18, 2, 231-246.
- Steigen, R., O., 2011. Modeling and Analyzing a Suspension Bridge in light of Deterioration of the Main Cable, Master thesis in Structural and Material Engineering, Faculty of Science and Technology, University of Stavanger, Stavanger-Norway.
- Steinman, D., B., 1935. A Generalized Deflection Theory for Suspension Bridges, Trans.

- Suthar, K., 2007. The Effect of Dead, Live and Blast Loads on a Suspension Bridge, Master of Science Thesis, Civil and Environmental Engineering Department, University of Maryland, Maryland.
- Subramani, T., Karthick Rajan, J., Perumal, V., R., Palani, A. ve Kesavan, P., 2019. Design and Analysis of Suspension Bridge, International Journal of Application or Innovation in Engineering & Management (IJAIEEM), 8, 3, 83-91.
- Tejal, K. ve Vahora, F., 2017. Dynamic Analysis of Suspension Bridge Under Moving Load, International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), 4, 4, 2028-2030.
- Tezcan, S., S., 1966. Stiffness Analysis of Suspension Bridges by Iteration, Symposium on Suspension Bridges, Lisbon.
- Tezcan, S., S. ve Cherry, S., 1969. Earthquake Analysis of Suspension Bridges, Proc. 4th WCEE, Santiago, Chile, 125–140.
- Tommy, H., T., Chan., Guo, L. ve Li, Z., X., 2002. Fatigue Stress Analysis of Suspension Bridges using Fem, Advances in Steel Structures, 2, 799-806.
- Tonyalı, Z., 2017. Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yöntemleriyle Modellenen Kablolü Köprülerin Stokastik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Tonyalı, Z., Ateş, Ş. ve Adanur, S., 2019. Spatially Variable Effects on Seismic Response of the Cable-Stayed Bridges Considering Local Soil Site Conditions, Structural Engineering and Mechanics, 70, 143-152.
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, 2018, Ankara.
- Uitto, R., J., 1979. Comparative Structural Analysis of Cable-Stayed Bridges, Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Brigham Young University, Provo-USA.
- Wang, X., Qu, B., Peng, J. ve Geng, M., 2014. Dynamic Characteristics Simulation and Analysis for the Stable Type Suspension Bridge, Applied Mechanics and Materials, 444-445, 173-177.
- Wang, D., Zhang, W., Liu, Y., M. ve Liu, Y., 2016. Strand Tension Control in Anchor Span for Suspension Bridge Using Dynamic Balance Theory, Latin American Journal of Solids and Structures, 13, 10, 1838–1850.
- Wang, W., 2007. Structural Condition Assessment of The Bill Emerson Memorial Cable-Stayed Bridge Using Neural Networks, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, New York.

- Westgate, R., Koo, K., Y. ve Brownjohn, J., 2015. Effect of Vehicular Loading on Suspension Bridge Dynamic Properties, *Structure and Infrastructure Engineering*, 11, 2, 129–144.
- Wu, L., 2013. Dynamic Reponse Analysis of Reinforced Concrete Suspension Bridge Under Seismic Action, *Applied Mechanics and Materials*, 405-408, 2020-2024.
- Wu, C., Zhang, Z. ve Chen, Z., 2018. Stiffness Degradation of Suspension Bridges and Refined Analysis of Aerodynamic Torsional Divergence, *Advances in Structural Engineering*, 21, 6, 877-890.
- Wu, G., Qiu, W. ve Wu, T., 2019. Nonlinear Dynamic Analysis of the Self-Anchored Suspension Bridge Subjected to Sudden Breakage of a Hanger, *Engineering Failure Analysis*, 97, 701–717.
- Xing, B., Wang, X. ve Li, W., 2013. Based on ANSYS Analysis of Suspension Bridge Transient Dynamics, *Applied Mechanics and Materials*, 438-439, 869-873.
- Xu, L., Hui, Y., Yang, Q., Chen, Z. ve Law, S., 2022. Modeling and Modal Analysis of Suspension Bridge Based on Continual Formula Method, *Mechanical Systems and Signal Processing*, 162, 107855.
- Yang, Y., Zhang, L., Ding, Q. ve Ge, Y., 2018. Flutter Performance and Improvement for a Suspension Bridge with Central-Slotted Box Girder During Erection, *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, 179, 118–124.
- Yang, D., H., Yi, T., H., Li, H., N. ve Zhang, Y., F., 2018. Monitoring-Based Analysis of the Static and Dynamic Characteristic of Wind Actions for Long-Span Cable-Stayed Bridge, *J. Civil Struct. Health Monit.*, 8, 5-15.
- Yang, W., 1996. Finite Element Modeling and Aerodynamic Responses of Cable-Supported Bridges, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Structural Engineering, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong.
- Yau, J., D., Fryba, L. ve Kuo, S., R., 2014. Vehicle/Bridge Interaction Dynamics for High Speed Rail Suspension Bridges Considering Multiple Support Excitations, 11th. World Congress on Computational Mechanics (WCCM XI), 5th. European Conference on Computational Mechanics (ECCM V), 6th. European Conference on Computational Fluid Dynamics (ECFD VI. Barcelona, Spain, July 20- 25, 2014.
- Zarbaş, S., E., 2018. Vibration-Based Cable Tension Estimation in Cable-stayed Bridges, Ph.D. Mechanical Engineering, Department of Mechanical and Materials Engineering, University of Cincinnati, Ohio.
- Zhang, Q., Han, S., Bao, Y., Asce, M., Cheng, Z., Jia, D. ve Bu, Y., 2020. Frictional Resistance between Main Cable and Saddle for Suspension Bridges. I, Friction Characteristic of Single Strand, *Journal of Bridge Engineering*, 8, 25, 04020042.

- Zhao, M., 2011. Response of Bridges to Lateral Spreading and Earthquake Shaking, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of California, Los Angeles.
- Zheng, G., 2002. Vibration-Based Condition Assessments of Cables In Cable-Supported Bridges, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Structural Engineering, Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong.
- Zheng, Y., Liu, W. ve Liu, Y., 2021. Equivalence between Internal Observability and Exponential Stabilization for Suspension Bridge Problem, *Ricerche di Matematica*, 10.1007/s11587-021-00566-4.
- Zhong, H., 2016. Dynamic Interaction of Vehicle and Bridge Subjected to Prestress Force Loss and Foundation Settlement, Ph.D. Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, North Dakota State University, North Dakota.
- Zhou, Y., 2016. Dynamic Assessment of The Long-Span Cable-Stayed Bridge and Traffic System Subjected to Multiple Hazards, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Colorado State University, Colorado-USA.
- Zhu, J., Xiong, Z., Xiang, H., Huang, X. ve Li, Y., 2021. Ride Comfort Evaluation of Stochastic Traffic Flow Crossing Long-Span Suspension Bridge Experiencing Vortex-Induced Vibration, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 219, 104794.
- Zhuang, D., Xiao, R., Sun, B. ve Yang, L., 2021. Concept and Preliminary Static Analysis of Hybrid Anchored Suspension Bridge, *Journal of Bridge Engineering*, 26, 6, 04021032.
- URL-1, <https://www.tatilcity.net/things-to-do/kemerli-kopru/>. 07 Ocak 2023.
- URL-2, https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_arch_bridge_spans. 07 Ocak 2023.
- URL-3, https://en.wikipedia.org/wiki/Girder_bridge. 07 Ocak 2023.
- URL-4, https://en.wikipedia.org/wiki/Truss_bridge. 07 Ocak 2023.
- URL-5, https://en.wikipedia.org/wiki/Cable-stayed_bridge. 08 Ocak 2023.
- URL-6, https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_cable-stayed_bridge_spans. 06 Ocak 2023.
- URL-7, https://en.wikipedia.org/wiki/Rigid-frame_bridge. 08 Ocak 2023.
- URL-8, <https://www.trada.co.uk/news/inspecting-timber-bridges/>. 08 Ocak 2023.
- URL-9, <https://www.insaport.com/haberler/dunyanin-ilk-donatisiz-beton-koprusu-tarihteki-kopruler/>. 26 Ocak 2023.

- URL-10, <https://www.adilprefabrik.com/urun-ve-hizmetler/hizmet-alanlarimiz/39-ongerilimli-ve-ongerilimsiz-uretimler>. 26 Ocak 2023.
- URL-11, https://www.steelconstruction.info/Multi-girder_composite_bridges. 09 Ocak 2023.
- URL-12, https://www.steelconstruction.info/images/e/e3/SCI_P393.pdf. 5 Şubat 2023.
- URL-13, https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_suspension_bridge_spans, 20 Aralık 2021.
- URL-14, https://en.wikipedia.org/wiki/Akashi_Kaikyo_Bridge. 06 Ocak 2023.
- URL-15, <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Jacobs-creek-bridge-1.jpgv>. 11 Ocak 2023.
- URL-16, <https://www.1915canakkale.com/hakkinda/yayinlar>. 26 Ocak 2023.
- URL-17, https://www.google.com/search?q=1915+%C3%87anakkale+Asma+K%C3%B6pr%C3%BCs%C3%BC&rlz=1C1GCEA_enTR906TR906&sxsrf=APq-WBs1k4A1Twc2x-xzjnJUPSkfCvhFzQ,1647874031179&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=2ahUKEwjEmIySudf2AhVKhP0HHfDoB5gQ_AUoAXoECAEQAw&biw=1600&bih=757&dpr=1. 26 Ocak 2023.
- URL-18, https://www.youtube.com/watch?v=H-dA5h0WrpY&t=20s&ab_channel=Demir%C3%B6renHaberAjans%C4%B1. 26 Ocak 2023.
- URL-19, https://www.youtube.com/watch?v=1B_OdDSW-0o&ab_channel=Takvim. 26 Ocak 2023.
- URL-20, <https://www.aa.com.tr/tr/gundem/1915-canakkale-koprusunde-67-tabliyenin-montaji-tamamlandi/2365378>. 26 Ocak 2023.
- URL-21, https://www.google.com/search?q=1915+%C3%87anakkale+K%C3%B6pr%C3%BCs%C3%BC&tbm=isch&hl=en&chips=q,1915+%C3%A7anakkale+k%C3%B6pr%C3%BCs%C3%BC,g_1,harita,R2ToCfoVCCo%3D&sa=X&ved=2ahUKEwjV0uDy7Jn9AhXyx7sIHcBnC7MQ4lYoAXoECAEQKQ&biw=1583&bih=757#imgrc=JjJXZDTNIOFkeM. 26 Ocak 2023.
- URL-22, <https://www.cowi.com/search?term=%C3%87anakkale>. 10 Ocak 2023.

ÖZGEÇMİŞ

Mahamat Moussa Ali, ilkokul, ortaokul ve lise eğitimini Encemena'da tamamladı. 2006 yılında Kral Feysal Lisesi'nden mezun oldu. 2005-2006 yılında Ziane Achour Üniversitesi Djelfa-Cezayirde, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girdi ve 2009 yılında mezun oldu. 2009 yılında Ziane Achour Üniversitesi Djelfa-Cezayirde, Yüksek Lisans öğrenmeye başladı ve 2011'de eğitimi tamamladı. 2012-2013 döneminde Yüksek Öğretim Bakanlığı adına Araştırma Merkezinde (Direction de la Recherche Scientifique et Technique) çalıştı. 2013-2016 farklı eğitim kurumlarında ders verdi. 2016-2017 T. C. Yurtdışı Türkler ve Akraba Topluluklar Başkanlığı'ndan burs kazandı. İlk bir yıl boyunca Türkçe öğrendi. Eylül 2017'de Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Doktora başladı. Evli ve 3 çocuk babasıdır.