

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

MESNETLERİNDEN FARKLI DİNAMİK ETKİLERE MARUZ  
ASMA KÖPRÜLERİN GEOMETRİK OLARAK LİNEER OLMAYAN  
DETERMİNİSTİK VE STOKASTİK ANALİZİ

139226

İnş. Yük. Müh. Süleyman ADANUR

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde  
“Doktor”

Ünvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 26.05.2003

Tezin Savunma Tarihi : 27.06.2003

138226

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Alemdar BAYRAKTAR  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ  
Jüri Üyesi : Prof. Dr. Polat GÜLKAN  
Jüri Üyesi : Doç. Dr. Adem DOĞANGÜN  
Jüri Üyesi : Doç. Dr. Muzaffer DOĞAN

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Yusuf AYVAZ

Trabzon 2003

TRABZON KÜLTÜR VE TURİZM BAKANLIĞI  
TRABZON KÜLTÜR VE TURİZM MÜDÜRLÜĞÜ

## ÖNSÖZ

Mesnetlerinden Farklı Dinamik Etkilere Maruz Asma Köprülerin Geometrik Olarak Lineer Olmayan Deterministik ve Stokastik Analizi konusundaki bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında doktora tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Bu denli önemli ve orijinal bir konuya yönelmemi sağlayan, çalışmamın her aşamasında benimle yakından ilgilenip, bana araştırma zevki ve bilimsel düşünce disiplini aşıl原因, engin bilgi ve tecrübelerinden daima yararlandığım, 3 Kasım 2002 tarihinde yapılan Türkiye Büyük Millet Meclisi 22. Dönem Milletvekili seçiminde Trabzon Milletvekili seçilen ilk Yönetici Hocam Sayın Prof. Dr. A. Aydın DUMANOĞLU'na minnet ve şükranlarımı sunmayı zevkli bir görev sayarım.

İlk Yönetici Hocam Sayın Prof. Dr. A. Aydın DUMANOĞLU'nun Trabzon Milletvekili seçilmesinden sonra, yoğun işlerine rağmen, Yönetici Hocam olmayı kabul edip tez çalışmasının devamını sağlayan ve çalışmayı titizlikle inceleyip bilgilerini paylaşan Hocam Sayın Doç. Dr. Alemdar BAYRAKTAR'a teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmamı inceleyerek bilgi ve tavsiyelerini paylaşan Saygıdeğer Hocalarım Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ'a, Prof. Dr. Polat GÜLKAN'a, Doç. Dr. Adem DOĞANGÜN'e ve Doç. Dr. Muzaffer DOĞAN'a teşekkür ederim.

Öğrenim hayatım süresince bana bilgi ve emeği geçen, değişik aşamalarda beni yönlendiren tüm hocalarımı saygıyla anar, kendilerine minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Çalışmalarım sırasında bilgi ve yardımlarını esirgemeyen Yrd. Doç. Dr. Kurtuluş SOYLUK'a, Araş. Gör. Mehmet AKKÖSE'ye, Araş. Gör. Şevket ATEŞ'e, Araş. Gör. Kemal HACİEFENDİOĞLU'na ve Araş. Gör. Volkan KAHYA'ya teşekkür ederim.

Öğrenim hayatım süresince bana her türlü imkan ve desteği sağlayan başta babam Temel ADANUR olmak üzere ailemin bütün fertlerine teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca tüm desteği yanında çalışmalarım sırasında gösterdiği sabır ve şefkatlerinden dolayı eşim Dr. Melek ŞAHİN ADANUR'a müteşekkir olduğumu belirtir, bu çalışmanın ülkemize faydalı olmasını temenni ederim.

Süleyman ADANUR

Trabzon 2003

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET .....	VI
SUMMARY .....	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	VIII
TABLolar DİZİNİ.....	XXI
SEMBOLLER DİZİNİ.....	XXII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş .....	1
1.2. Konu ile İlgili Yapılmış Çalışmalar .....	2
1.3. Çalışmanın Kapsamı .....	10
1.4. Geometrik Olarak Lineer Olmayan Analiz Formülasyonu .....	11
1.4.1. Kiriş Eleman için Geometrik Rijitlik Matrisinin Hesaplanması .....	12
1.4.2. Kayma Deformasyonları Dikkate Alınarak Kiriş Elemana Ait Elastik Rijitlik Matrisinin Hesaplanması .....	17
1.5. Deterministik Analiz Formülasyonu .....	18
1.6. Stokastik Analiz Formülasyonu .....	23
1.6.1. Dinamik Tepki Bileşeninin Varyansı.....	24
1.6.2. Zahiri-Statik Tepki Bileşeninin Varyansı.....	25
1.6.3. Zahiri-Statik ve Dinamik Tepki Bileşenleri Arasındaki Kovaryans Fonksiyonu.....	26
1.6.4. Toplam Tepki Bileşeninin Varyansı.....	27
1.6.5. Ortalama Maksimum Değer ve Oluşma Frekansı .....	27
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR .....	29
2.1. Yer Hareketi Modeli.....	29
2.2. Asma Köprüler .....	46
2.3. Asma Köprülerin Temel Özellikleri.....	46
2.3.1.1. Ankraj.....	46
2.3.1.2. Ana Kablo.....	46

2.3.1.3. Kule .....	47
2.3.1.4. Askı .....	47
2.3.1.5. Tabliye.....	47
2.3.2. Asma Köprünün Yapısal Özellikleri .....	47
2.3.3. Asma Köprünün Analitik Modeli.....	49
2.4. Çalışmada Kullanılan Bilgisayar Programları.....	50
2.5. Modal Analiz.....	55
2.6. Filtre Edilmiş Beyaz Gürültü Yer Hareketi Modelinin Tahkiki.....	63
3. BULGULAR ve İRDELEMELER.....	69
3.1. Asma Köprülerin Deterministik Analizinden Elde Edilen Bulgular ve İrdemeler .....	69
3.1.1. Asma Köprülerin Lineer ve Lineer Olmayan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi.....	69
3.1.2. Asma Köprülerin Dalga Yayılma Etkisi (Asinkronize Yer Hareketi) Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi .....	74
3.1.3. Üniorm ve Değişen Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi.....	81
3.1.4. Değişerek Yayılan Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi.....	89
3.1.5. Asma Köprülerin Kayma Deformasyonları Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi .....	96
3.2. Asma Köprülerin Stokastik Analizinden Elde Edilen Bulgular ve İrdemeler .....	101
3.2.1. Asma Köprülerin Dalga Yayılma Etkisi (Asinkronize Yer Hareketi) Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi .....	101
3.2.2. Asma Köprülerin Farklı Korelasyon Modelleri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi .....	109
3.2.3. Asma Köprülerin Dalga Yayılma ve Korelasyon Etkileri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi .....	115
3.2.3.1. Ortalama Maksimum Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetlerinin İncelenmesi .....	116
3.2.3.2. Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetleri Varyans Değerlerinin İncelenmesi ...	129
3.2.4. Asma Köprülerin Dalga Yayılma, Korelasyon ve Zemin Etkileri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi .....	149
3.2.4.1 Ortalama Maksimum Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetlerinin İncelenmesi .....	150



**Sayfa No**

3.2.4.2. Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetleri Varyans Değerlerinin İncelenmesi ...	161
3.2.5. Üniorm ve Değişen Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi.....	176
3.2.6. Değişerek Yayılan Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi.....	184
3.2.7. Değişen Yer Hareketine Maruz Asma Köprülerin Dalga Yayılma, Korelasyon ve Zemin Etkileri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi.....	192
4. SONUÇLAR ve ÖNERİLER.....	203
5. KAYNAKLAR.....	208
ÖZGEÇMİŞ.....	217



## ÖZET

Bu çalışmada, mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz asma köprülerin deterministik ve stokastik analizleri geometrik olarak lineer olmayan davranış dikkate alınarak incelenmektedir. Deterministik analizlerde yer hareketi olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ile 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kayıtları kullanılmaktadır. Stokastik analizlerde ise yer hareketi olarak Clough ve Penzien tarafından düzeltilerek elde edilen filtre edilmiş beyaz gürültü modeli dikkate alınmaktadır. Yer hareketi modeli, mesnetlere etkileyen yer hareketlerinin yansıma ve kırılmalarla değişebilir olmasından kaynaklanan korelasyon etkisini, dalga yayılma etkisini ve zemin özelliklerinin yer hareketine etkisini içermektedir. Yer tabakasının karmaşık yapısından dolayı, yer hareketlerinin farklı noktadaki değişiminden doğan etkilerin asma köprüler gibi uzun açıklıklı sistemlerin deterministik ve stokastik analizlerinde dikkate alınması gerekir. Bu amaçlarla hazırlanan tez aşağıdaki bölümlerden oluşmaktadır.

Birinci bölümde genel bilgilerden, konunun öneminden ve bu konuda daha önce yapılmış çalışmalardan bahsedilmektedir. Deterministik ve stokastik analiz formülasyonu da bu bölümde verilmektedir.

İkinci bölümde stokastik analizlerde kullanılacak olan yer hareket modeli üzerinde durulmaktadır. Ayrıca, uygulama olarak seçilmiş Boğaziçi Köprüsü'nün analitik modeli oluşturulmakta ve köprünün modal analizinden elde edilen frekans ve mod şekilleri de gösterilmektedir.

Üçüncü bölümde mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz asma köprünün deterministik ve stokastik analizlerinden elde edilen tepki bileşenleri irdelenmektedir. Dördüncü bölümde çalışmadan çıkarılabilecek sonuçlar ile öneriler verilirken, bu bölümü kaynaklar izlemektedir.

Çalışma sonucunda mesnetlerdeki farklı yer hareketlerinin asma köprüler üzerinde önemli etkiler oluşturduğu ortaya koyulurken, bu etkilerin asma köprüler gibi uzun açıklıklı yapı sistemlerinin analizlerinde dikkate alınması gereği de vurgulanmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Deterministik Analiz, Stokastik Analiz, Asma Köprü, Geometrik Olarak Lineer Olmayan Davranış, Dinamik Tepki Bileşeni, Zahiri-Statik Tepki Bileşeni, Kovaryans Fonksiyonu, Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu, Filtre Edilmiş Beyaz Gürültü, Farklı Dinamik Etki, Korelasyon Etkisi, Dalga Yayılma Etkisi, Zemin Etkisi.

## SUMMARY

### **Geometrically Nonlinear Deterministic and Stochastic Analyses of Suspension Bridges to Multiple Support Seismic Excitations**

In this study, deterministic and stochastic responses of suspension bridges to multiple support seismic excitations are investigated by considering geometrically nonlinear behavior. S16E component of Pacoima Dam record of 1971 San Fernando earthquake and east-west component of 1992 Erzincan earthquake are used as ground motions in the deterministic analyses. In the stochastic analyses filtered white noise model modified by Clough and Penzien is considered as a ground motion. The ground motion model used for the multiple support seismic excitations includes the effects of incoherence, wave passage, and site response. Because of the complex nature of earth crust, the multiple support seismic excitations should be taken into account in the deterministic and stochastic analyses of long span structures like suspension bridges. The thesis prepared with this scope includes the following chapters.

In the first chapter, general information, the importance of the matter, previous studies about the subject are given. The formulations of deterministic and stochastic analyses are also presented in this chapter.

In the second chapter, the ground motion model used in the stochastic analyses is given. Besides, the analytical model of Bosphorus Suspension Bridge chosen as an example is occurred and the frequencies and mode shapes obtained from modal analysis of the bridge are also shown.

In the third chapter, response values obtained from deterministic and stochastic analyses of suspension bridge to multiple support seismic excitations are discussed. As the results and recommendations obtained from the analyses are given in chapter four, the references are presented in the next chapter.

As a conclusion it can be observed that multiple support seismic excitations have significant effects on suspension bridges. So, these effects should be considered in the analyses of long span structural systems like suspension bridges.

**Keywords:** Deterministic Analysis, Stochastic Analysis, Suspension Bridge, Geometrically Nonlinear Behavior, Dynamic Response Component, Pseudo-Static Response Component, Covariance Function, Power Spectral Density Function, Filtered White Noise, Multiple Support Seismic Excitation, Incoherence Effect, Wave-Passage Effect, Site-Response Effect.

## ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1. Kiriş elemana ait yerdeğiştirmeler.....	13
Şekil 2. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydı .....	30
Şekil 3. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydı .....	30
Şekil 4. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydına ait güç spektral yoğunluk fonksiyonu.....	34
Şekil 5. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik kısmına ait güç spektral yoğunluk fonksiyonu.....	34
Şekil 6. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonu.....	35
Şekil 7. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik kısmı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonu.....	35
Şekil 8. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonu.....	36
Şekil 9. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik kısmı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonu.....	36
Şekil 10. Harichandran ve Vanmarcke (1986) modeli (Model 1) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi.....	41
Şekil 11. Abrahamson (1993) modeli (Model 2) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi .....	41
Şekil 12. Hindy ve Novak (1980) modeli (Model 3) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi .....	42
Şekil 13. Uscinski (1977) modeli (Model 4) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi .....	42
Şekil 14. Zemin etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi.....	45
Şekil 15. Boğaziçi Köprüsü genel görünüşü.....	51
Şekil 16. Boğaziçi Köprüsü kule görünüşü.....	51
Şekil 17. Boğaziçi Köprüsü kablo kesitleri.....	52
Şekil 18. Boğaziçi Köprüsü tabliye kesiti.....	52
Şekil 19. Boğaziçi Köprüsü viyadük kesiti.....	53

Şekil 20.	Boğaziçi Köprüsü kule ayak temelleri.....	53
Şekil 21.	Boğaziçi Köprüsü ankraj kesiti.....	54
Şekil 22.	Boğaziçi Köprüsü iki boyutlu matematik modeli.....	54
Şekil 23.	Boğaziçi asma köprüsünün lineer analizinden (yalnız $K=K_E$ ) hesaplanan ilk 15 mod şekli.....	56
Şekil 24.	Boğaziçi asma köprüsünün lineer olmayan analizinden ( $K=K_E+K_G$ ) hesaplanan ilk 15 mod şekli .....	59
Şekil 25.	Üniform yer hareketine maruz asma köprü sistemi .....	64
Şekil 26.	Tabliye düşey yerdeğiştirmeleri.....	65
Şekil 27.	Kule yatay yerdeğiştirmeleri.....	65
Şekil 28.	Tabliye eğilme momentleri.....	66
Şekil 29.	Kule eğilme momentleri .....	66
Şekil 30.	Tabliye kesme kuvvetleri.....	67
Şekil 31.	Kule kesme kuvvetleri .....	67
Şekil 32.	Tabliye normal kuvvetleri.....	68
Şekil 33.	Kule normal kuvvetleri .....	68
Şekil 34.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye düşey yerdeğiştirmeleri.....	70
Şekil 35.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule yatay yerdeğiştirmeleri.....	70
Şekil 36.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye eğilme momentleri.....	71
Şekil 37.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule eğilme momentleri .....	71
Şekil 38.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye kesme kuvvetleri .....	72
Şekil 39.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule kesme kuvvetleri .....	72
Şekil 40.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye normal kuvvetleri.....	73
Şekil 41.	Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule normal kuvvetleri .....	73
Şekil 42.	Asinkronize yer hareketine maruz asma köprü.....	74
Şekil 43.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri.....	75

Şekil 44.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri .....	75
Şekil 45.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri.....	76
Şekil 46.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri .....	76
Şekil 47.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	77
Şekil 48.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri .....	77
Şekil 49.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri ...	78
Şekil 50.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri .....	78
Şekil 51.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri .....	79
Şekil 52.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri .....	79
Şekil 53.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri .....	80
Şekil 54.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri .....	80
Şekil 55.	Üniform ve değişen yer hareketine maruz asma köprü .....	82
Şekil 56.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	83
Şekil 57.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri.....	83
Şekil 58.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri .....	84
Şekil 59.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri.....	84
Şekil 60.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	85
Şekil 61.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	85
Şekil 62.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri .....	86
Şekil 63.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri.....	86
Şekil 64.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri.....	87
Şekil 65.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri.....	87



Şekil 66.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	88
Şekil 67.	Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	88
Şekil 68.	Değişerek yayılan yer hareketine maruz asma köprü.....	89
Şekil 69.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri.....	90
Şekil 70.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri.....	90
Şekil 71.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri.....	91
Şekil 72.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri.....	91
Şekil 73.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	92
Şekil 74.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	92
Şekil 75.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri.....	93
Şekil 76.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri.....	93
Şekil 77.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri.....	94
Şekil 78.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri.....	94
Şekil 79.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri.....	95
Şekil 80.	Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri.....	95
Şekil 81.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan düşey yerdeğiştirmeler.....	97
Şekil 82.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan yatay yerdeğiştirmeleri.....	97
Şekil 83.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan eğilme momentleri.....	98
Şekil 84.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan eğilme momentleri.....	98



Şekil 85.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan kesme kuvvetleri.....	99
Şekil 86.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan kesme kuvvetleri.....	99
Şekil 87.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan normal kuvvetler.....	100
Şekil 88.	Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan normal kuvvetler.....	100
Şekil 89.	Asinkronize yer hareketine maruz asma köprü.....	102
Şekil 90.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri.....	103
Şekil 91.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri.....	103
Şekil 92.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri.....	104
Şekil 93.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri.....	104
Şekil 94.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	105
Şekil 95.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	105
Şekil 96.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri ...	106
Şekil 97.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri .....	106
Şekil 98.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri .....	107
Şekil 99.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri .....	107
Şekil 100.	Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri .....	108
Şekil 101.	Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri .....	108
Şekil 102.	Farklı korelasyon etkilerine maruz asma köprü.....	110
Şekil 103.	Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	111
Şekil 104.	Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri .....	111
Şekil 105.	Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri.....	112
Şekil 106.	Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri .....	112

Şekil 107. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri.....	113
Şekil 108. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri.....	113
Şekil 109. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri.....	114
Şekil 110. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri.....	114
Şekil 111. Dalga yayılma ve korelasyon etkilerine maruz asma köprü.....	116
Şekil 112. Homojen zemin için tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri.....	117
Şekil 113. Homojen zemin için kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri.....	117
Şekil 114. Homojen zemin için tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri.....	118
Şekil 115. Homojen zemin için kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri.....	118
Şekil 116. Homojen zemin için tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	119
Şekil 117. Homojen zemin için kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	119
Şekil 118. Homojen zemin için tabliye zahiri-statik eğilme momentleri .....	120
Şekil 119. Homojen zemin için kule zahiri-statik eğilme momentleri .....	120
Şekil 120. Homojen zemin için tabliye dinamik eğilme momentleri .....	121
Şekil 121. Homojen zemin için kule dinamik eğilme momentleri .....	121
Şekil 122. Homojen zemin için tabliye toplam eğilme momentleri .....	122
Şekil 123. Homojen zemin için kule toplam eğilme momentleri .....	122
Şekil 124. Homojen zemin için tabliye zahiri-statik kesme kuvvetleri .....	123
Şekil 125. Homojen zemin için kule zahiri-statik kesme kuvvetleri .....	123
Şekil 126. Homojen zemin için tabliye dinamik kesme kuvvetleri .....	124
Şekil 127. Homojen zemin için kule dinamik kesme kuvvetleri .....	124
Şekil 128. Homojen zemin için tabliye toplam kesme kuvvetleri .....	125
Şekil 129. Homojen zemin için kule toplam kesme kuvvetleri .....	125
Şekil 130. Homojen zemin için tabliye zahiri-statik normal kuvvetleri .....	126
Şekil 131. Homojen zemin için kule zahiri-statik normal kuvvetleri .....	126
Şekil 132. Homojen zemin için tabliye dinamik normal kuvvetleri .....	127
Şekil 133. Homojen zemin için kule dinamik normal kuvvetleri .....	127
Şekil 134. Homojen zemin için tabliye toplam normal kuvvetleri .....	128
Şekil 135. Homojen zemin için kule toplam normal kuvvetleri .....	128

Şekil 136. Ünliform yer hareketi için tabliye düşey yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =sonsuz).....	133
Şekil 137. Dalga yayılma etkisi için tabliye düşey yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =1000m/s).....	133
Şekil 138. Korelasyon etkisi için tabliye düşey yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	134
Şekil 139. Genel durum için tabliye düşey yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}$ =1000m/s) .....	134
Şekil 140. Ünliform yer hareketi için kule yatay yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =sonsuz).....	135
Şekil 141. Dalga yayılma etkisi için kule yatay yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =1000m/s).....	135
Şekil 142. Korelasyon etkisi için kule yatay yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	136
Şekil 143. Genel durum için kule yatay yerdeğıştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}$ =1000m/s) .....	136
Şekil 144. Ünliform yer hareketi için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =sonsuz).....	137
Şekil 145. Dalga yayılma etkisi için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =1000m/s).....	137
Şekil 146. Korelasyon etkisi için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	138
Şekil 147. Genel durum için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}$ =1000m/s) .....	138
Şekil 148. Ünliform yer hareketi için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =sonsuz).....	139
Şekil 149. Dalga yayılma etkisi için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}$ =1000m/s).....	139
Şekil 150. Korelasyon etkisi için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	140
Şekil 151. Genel durum için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}$ =1000m/s) .....	140

Şekil 152. Ünliform yer hareketi için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\text{sonsuz}$ ).....	141
Şekil 153. Dalga yayılma etkisi için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ ).....	141
Şekil 154. Korelasyon etkisi için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	142
Şekil 155. Genel durum için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}=1000\text{m/s}$ ) .....	142
Şekil 156. Ünliform yer hareketi için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\text{sonsuz}$ ).....	143
Şekil 157. Dalga yayılma etkisi için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ ).....	143
Şekil 158. Korelasyon etkisi için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	144
Şekil 159. Genel durum için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}=1000\text{m/s}$ ) .....	144
Şekil 160. Ünliform yer hareketi için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\text{sonsuz}$ ).....	145
Şekil 161. Dalga yayılma etkisi için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ ).....	145
Şekil 162. Korelasyon etkisi için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	146
Şekil 163. Genel durum için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}=1000\text{m/s}$ ) .....	146
Şekil 164. Ünliform yer hareketi için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\text{sonsuz}$ ).....	147
Şekil 165. Dalga yayılma etkisi için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ ).....	147
Şekil 166. Korelasyon etkisi için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli) .....	148
Şekil 167. Genel durum için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli, $v_{app}=1000\text{m/s}$ ) .....	148

Şekil 168. Homojen ve homojen olmayan zemin ortamındaki yer hareketine maruz asma köprü .....	151
Şekil 169. Homojen olmayan zemin için tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri.....	152
Şekil 170. Homojen olmayan zemin için tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri.....	152
Şekil 171. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	153
Şekil 172. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam eğilme momentleri.....	153
Şekil 173. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam kesme kuvvetleri .....	154
Şekil 174. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam normal kuvvetleri .....	154
Şekil 175. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri.....	155
Şekil 176. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri.....	155
Şekil 177. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi dinamik yatay yerdeğiştirmeleri.....	156
Şekil 178. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi dinamik yatay yerdeğiştirmeleri.....	156
Şekil 179. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	157
Şekil 180. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	157
Şekil 181. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri.....	158
Şekil 182. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri.....	158
Şekil 183. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri.....	159
Şekil 184. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri.....	159
Şekil 185. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	160
Şekil 186. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	160
Şekil 187. Homojen olmayan zemin için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	164



Şekil 188. Homojen olmayan zemin için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	164
Şekil 189. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	165
Şekil 190. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	165
Şekil 191. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	166
Şekil 192. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	166
Şekil 193. Homojen olmayan zemin için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	167
Şekil 194. Homojen olmayan zemin için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	167
Şekil 195. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	168
Şekil 196. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	168
Şekil 197. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	169
Şekil 198. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	169
Şekil 199. Homojen olmayan zemin için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	170
Şekil 200. Homojen olmayan zemin için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	170
Şekil 201. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	171
Şekil 202. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	171
Şekil 203. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	172
Şekil 204. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	172

Şekil 205. Homojen olmayan zemin için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	173
Şekil 206. Homojen olmayan zemin için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	173
Şekil 207. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	174
Şekil 208. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	174
Şekil 209. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu).....	175
Şekil 210. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu).....	175
Şekil 211. Üniorm ve değişen yer hareketine maruz asma köprü .....	177
Şekil 212. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	178
Şekil 213. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri.....	178
Şekil 214. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri.....	179
Şekil 215. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri.....	179
Şekil 216. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	180
Şekil 217. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	180
Şekil 218. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri .....	181
Şekil 219. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri.....	181
Şekil 220. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri.....	182
Şekil 221. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri.....	182
Şekil 222. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	183
Şekil 223. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	183



Şekil 224. Değişerek yayılan yer hareketine maruz asma köprü.....	185
Şekil 225. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri.....	186
Şekil 226. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri .....	186
Şekil 227. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri.....	187
Şekil 228. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri .....	187
Şekil 229. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	188
Şekil 230. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri .....	188
Şekil 231. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri.....	189
Şekil 232. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri .....	189
Şekil 233. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri.....	190
Şekil 234. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri.....	190
Şekil 235. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri.....	191
Şekil 236. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri.....	191
Şekil 237. Homojen ve homojen olmayan zemin ortamında değişen yer hareketine maruz asma köprü .....	193
Şekil 238. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri.....	194
Şekil 239. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri.....	194
Şekil 240. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri.....	195
Şekil 241. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam eğilme momentleri.....	195
Şekil 242. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam kesme kuvvetleri.....	196

Şekil 243. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam normal kuvvetleri.....	196
Şekil 244. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri.....	197
Şekil 245. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri.....	197
Şekil 246. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi dinamik yatay yerdeğiştirmeleri.....	198
Şekil 247. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi dinamik yatay yerdeğiştirmeleri.....	198
Şekil 248. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	199
Şekil 249. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri.....	199
Şekil 250. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri .....	200
Şekil 251. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri.....	200
Şekil 252. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri .....	201
Şekil 253. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri.....	201
Şekil 254. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	202
Şekil 255. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri.....	202

## TABLULAR DİZİNİ

### Sayfa No

Tablo 1. Çeşitli zemin türleri için güç spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri.....	33
Tablo 2. Çeşitli zemin türleri için hesaplanan $\Phi$ değerleri .....	33
Tablo 3. Çeşitli zemin türleri için hesaplanan $S_0$ değerleri .....	33
Tablo 4. Zemin etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi .....	44
Tablo 5. Boğaziçi köprüsü elemanlarına ait kesit ve malzeme özellikleri .....	55
Tablo 6. Boğaziçi köprüsüne ait ilk 15 doğal frekans ve periyot değerleri.....	62



## SEMBOLLER DİZİNİ

$A$	: Kesit alanı
$A_s$	: Kayma alanı
$[A]$	: Mesnet noktalarının birim hareketinin neden olduğu statik yerdeğiştirme veya eleman kuvvetleri matrisi
$[C]$	: Sönüm matrisi
$Cov(z^{qs}, z^d)$	: Zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki kovaryans fonksiyonu
$[C_{rr}]$	: Bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili sönüm matrisi
$d_{lm}$	: Mesnet noktaları arasındaki mutlak yatay uzaklık
$E$	: Elastisite modülü
FBG	: Filtre Edilmiş Beyaz Gürültü
$\{F\}$	: Sıfır vektör
$G$	: Kayma modülü
$H(\omega)$	: Frekans davranış fonksiyonu
$ H_g(\omega) ^2$	: Kanai-Tajimi filtre fonksiyonu
$ H_f(\omega) ^2$	: Clough-Penzien filtre fonksiyonu
$I$	: Atalet momenti
$Im$	: Sanal kısım
$h_{lm}(\omega)$	: Düzlem dalga faktörü
$[K]$	: Rijitlik matrisi
$[K_E]$	: Elastik rijitlik matrisi
$[K_G]$	: Geometrik rijitlik matrisi
$[K_{rr}]$	: Bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili rijitlik matrisi
$L$	: Eleman uzunluğu
$[M]$	: Kütle matrisi
$[M_{rr}]$	: Bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili kütle matrisi
$[M_{rg}], [C_{rg}], [K_{rg}]$	: Bilinen serbestlik derecelerinin birim hareketinden dolayı bilinmeyen serbestlik derecelerinde meydana gelen tesir katsayı matrisleri

$[M_{gg}], [C_{gg}], [K_{gg}]$	: Bilinen serbestlik derecelerinin birim hareketinden dolayı bilinen serbestlik derecelerinde meydana gelen tesir katsayı matrisleri
$n$	: Mod sayısı
$\{P\}$	: Yük vektörü
$p$	: Yer hareket ivmesinin fonksiyonu olan maksimum büyüklük faktörü
$q$	: Sıfır seviyesinin ortalama geçiş sayısının fonksiyonu olan maksimum büyüklük faktörü
$r$	: Yer hareket ivmesinin etkidiği mesnet sayısı
$\{r\}$	: Zemin yerdeğiştirmelerinin şekil vektörü
$Re$	: Reel kısım
$[R_{rg}]$	: $r$ vektörlerinin oluşturduğu matris
$[R_z(\tau)]$	: $z(t)$ tepki işleminin otokorelasyon fonksiyonu
$[R_z^{qs}(\tau)]$	: $z(t)$ tepki işleminin zahiri-statik bileşeninin otokorelasyon fonksiyonu
$[R_z^d(\tau)]$	: $z(t)$ tepki işleminin dinamik bileşeninin otokorelasyon fonksiyonu
$[R_z^{qs d}(\tau)]$	: $z(t)$ tepki işleminin zahiri-statik ve dinamik bileşenlerinin karşıt korelasyon fonksiyonu
$S_{v_g}(\omega)$	: Yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$S_{\dot{v}_g}(\omega)$	: Yer hareket ivmesinin güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$S_{\dot{v}_{g_l} \dot{v}_{g_m}}(\omega)$	: $l$ ve $m$ mesnet noktalarındaki yer hareket ivmelerinin karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z(\omega)]$	: $z(t)$ tepki işleminin güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z^{qs}(\omega)]$	: $z(t)$ tepki işleminin zahiri-statik bileşeninin güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z^d(\omega)]$	: $z(t)$ tepki işleminin dinamik bileşeninin güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z^{qs d}(\omega)]$	: $z(t)$ tepki işleminin zahiri-statik ve dinamik bileşenleri arasındaki karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$S_0$	: Güç spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değeri
$T$	: Hareket süresi
$t$	: Zaman
$U_i$	: Şekildeğiştirme enerjisi
$v_{app}$	: Görünen dalga yayılma hızı

$v$	: Yerdeğiştirme
$\{v\}$	: Toplam yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}\}$	: Toplam hız vektörü
$\{\ddot{v}\}$	: Toplam ivme vektörü
$\{v_{dg}\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin dinamik yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}_{dg}\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin dinamik hız vektörü
$\{\ddot{v}_{dg}\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin dinamik ivme vektörü
$\{v_{dr}\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}_{dr}\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik hız vektörü
$\{\ddot{v}_{dr}\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik ivme vektörü
$\{v_g\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin toplam yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}_g\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin toplam hız vektörü
$\{\ddot{v}_g\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin toplam ivme vektörü
$\{v_r\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}_r\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam hız vektörü
$\{\ddot{v}_r\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam ivme vektörü
$\{v_{sg}\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin zahiri-statik yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}_{sg}\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin zahiri-statik hız vektörü
$\{\ddot{v}_{sg}\}$	: Bilinen serbestlik derecelerinin zahiri-statik ivme vektörü
$\{v_{sr}\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin zahiri-statik yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}_{sr}\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin zahiri-statik hız vektörü
$\{\ddot{v}_{sr}\}$	: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin zahiri-statik ivme vektörü
$v_s$	: Kayma dalgası hızı
$\omega$	: Dairesel doğal frekans (rad/s)
$\omega_j$	: Moda ait doğal frekans
$\omega_g$	: Zemin doğal frekansı
$\omega_f$	: Filtre doğal frekansı

$\{Y\}$	: Modal koordinat vektörü
$z(t)$	: Herhangi bir yapı tepkisi
$z^{qs}(t)$	: $z(t)$ tepki işlemine ait zahiri-statik bileşen
$z^d(t)$	: $z(t)$ tepki işlemine ait dinamik bileşen
$[\Gamma]$	: Modal katkı faktörü
$\{\phi\}$	: Modal vektör
$\alpha$	: Korelasyon faktörü
$\gamma_{lm}(\omega)$	: Korelasyon fonksiyonu
$ \gamma_{lm}(\omega) ^k$	: Mesnetlere etkiyen yer hareketleri arasındaki korelasyon etkisi
$\mu$	: Ortalama maksimum değer
$\nu_e$	: Sıfır seviyesinin indirgenmiş ortalama geçiş sayısı
$\nu_0$	: Oluşma frekansı
$\theta_{lm}(\omega)^d$	: Yer hareketi yayılma etkisi
$\theta_{lm}(\omega)^z$	: Zemin etkisi
$\sigma$	: Kablo çekme gerilmesi
$\sigma_z$	: $z(t)$ işleminin standart sapması
$\sigma_{\dot{z}}$	: $z(t)$ işleminin türevinin standart sapması
$\sigma_z^2$	: $z(t)$ tepki işleminin varyansı
$\sigma_z^{2\text{ qs}}$	: $z(t)$ tepki işleminin zahiri-statik bileşeninin varyansı
$\sigma_z^{2\text{ d}}$	: $z(t)$ tepki işleminin dinamik bileşeninin varyansı
$\xi$	: Sönüm oranı
$\xi_g$	: Zemine ait sönüm oranı
$\xi_f$	: Filtre sönüm oranı
$[\psi]$	: Özvektör matrisi veya özvektörlerin neden olduğu eleman kuvvetleri matrisi



## 1. GENEL BİLGİLER

### 1.1. Giriş

Asma köprüler kule, kablo, askı ve tabliye gibi değişik davranış gösteren elemanlardan oluşmaktadır. Dış kuvvetler altında özellikle kablo ve askılar büyük çekme kuvvetine maruz kaldıklarından bu kuvvetlerin eleman rijitlik matrislerine etkisi büyük olmaktadır. Yapı elemanlarının geometrik olarak lineer olmayan davranışı olarak adlandırılan bu özellik asma köprülerin analizinde dikkate alınması gerekmektedir.

Bir yapı sisteminin deprem hareketinden kaynaklanan dinamik davranışını belirlemek amacı ile dinamik analiz yapılırken, genellikle yapının tüm mesnet noktalarının aynı anda ve aynı yer hareketine maruz kaldığı kabul edilmekte ve yer hareketi üniform olarak nitelendirilmektedir. Söz konusu dinamik analiz klasik olarak nitelendirilmekte ve deprem dalga boylarının yapının boyutları yanında büyük olduğu kabul edilmektedir. Bu yaklaşımda deprem dalgalarının sonsuz hızla yayıldığı kabul edilirken, yayılma esnasında yer hareketindeki değişim dikkate alınmamaktadır. Ancak asma köprüler gibi uzun açıklıklı yapılarda, dinamik yer hareketi yapının bir mesnetinden diğer mesnetlerine ulaşıncaya kadar bir zaman geçmektedir. Bu zaman içinde yer hareketinin niteliği zemin özelliklerine ve mesnetler arasındaki uzaklığa bağlı olarak değişebilmektedir. Asma köprülerin deprem süresince üniform olmayan yer hareketinin etkisi altında olduğu gerçeği açıktır. Dolayısıyla asma köprüler gibi uzun açıklıklı yapıların analizinde mesnetlerde farklı dinamik etkilerin dikkate alınması gerekmektedir.

Deprem hareketi gibi dinamik yükler rasgele olduğundan, dinamik yüklerin tamamen belirli olduğu deterministik yaklaşım ile dinamik analiz yapılması pek gerçekçi olmayabilir. Deprem hareketinin belirsizliğinin dikkate alındığı, istatistik ve olasılık terimleriyle ifade edilen stokastik yaklaşım bu aşamada daha doğru bir yaklaşım sayılabilir. Stokastik yaklaşım yapı tepkileri için istatistiksel bir değerlendirme imkanı sağlamaktadır ve bu durum yer hareketinin rasgele seçimine bağlı değildir. Söz konusu durum özellikle gelecekte olması muhtemel yer hareketlerinin de düşünülmesi gereken projelendirme aşamasında oldukça önemli olmaktadır. Stokastik analizlerde yer hareketi güç spektral yoğunluk fonksiyonu ile temsil edilebilir. Yer tabakasının karmaşık yapısı nedeni ile yapı sistemlerinin dinamik analizinde farklı noktalardaki yer hareketleri için

dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve zemin etkisi dikkate alınmalıdır (Soyluk, 2001). Korelasyon etkisi, deprem hareketinin düzgün olmayan faylar boyunca çok değişik kaymalar sonucunda meydana gelmesi ve ortaya çıkan yerdeğiştirme dalgalarının rasgele sayılabilecek sayısız yansıma ve kırılmadan geçmesi ile açıklanabilir. Dalga yayılma etkisi deprem hareketinin bir mesnetten diğerine ulaşınca kadar geçen zaman farkından doğmaktadır. Zemin etkisi ise farklı mesnet noktalarındaki yerel zemin şartlarının farklılığından kaynaklanmaktadır.

## 1.2. Konu ile İlgili Yapılmış Çalışmalar

Lee ve Penzien (1980; 1983), Mantegh (1994) ve Zhao (1994) yer hareketindeki değişimi dikkate alarak uzun boru hattı sistemleri ve nükleer güç santrallerine bağlı nükleer boru sistemlerini incelemişlerdir. Bu çalışmalarda yer hareketindeki değişimin analizlerde dikkate alınması gereği üzerinde durulmaktadır.

Altınışık (1981), çok geniş alana veya çok değişik özellikteki zemine inşa edilen baraj ve köprü gibi yapıların veya içerisinde bulunan makinelerin titreştirdiği binaların dinamik analizinde, değişen yer hareketi ve deprem dalgası yayılma etkilerinin dinamik analizlerde dikkate alınması gerektiğini belirtmiştir. Çalışma sonunda çok geniş alana veya çok değişik özellikteki zemine inşa edilen yapıların analizinde değişen yer hareketinin ve asinkronize dinamik analizin yapılması gerektiği vurgulanmaktadır.

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 vurgulanmaktadır.

Zerva (1982) deprem esnasında yer hareketindeki değişimin belirlenebilmesini sağlayan analitik bir yöntem geliştirmiştir. Önerilen model ile elde edilen güç spektral yoğunluk fonksiyonlarının gerçek bir deprem hareketi ile karşılaştırılması sonucu geliştirilen modelin uygunluğu gösterilmektedir. Ayrıca, yapı sistemlerinin dinamik analizleri de gerçekleştirilmiş olup, değişen yer hareketinin boru hattı ve uzun açıklıklı kiriş sistemlere olan etkisi incelenmiştir. Çalışma sonucunda değişen yer hareketinin sonuçlar üzerinde etkili olduğu vurgulanmaktadır.

Abdel-Ghaffar ve Rubin (1983a; 1983b) mesnetlerinden farklı yer hareketi etkisindeki asma köprülerin yatay ve düşey doğrultudaki davranışlarını incelemişlerdir. Frekans alanında rasgele titreşim yöntemi kullanılarak, hem yer hareketlerindeki farklılık hem de yer hareketleri arasındaki korelasyon etkileri dikkate alınmıştır. Uygulama olarak Golden Gate Asma Köprüsü seçilmiş ve çalışma sonucunda asma köprülerin deprem analizinde sadece üniform yer hareketi kullanılmasının yeterli olmadığı vurgulanmıştır.

Abdel-Ghaffar ve Rubin (1983c; 1983d), Brownjohn (1994), Brownjohn vd. (1994), Adanur (1997), Adanur vd. (1997), Dumanoglu ve Adanur (1998), Imai (1999) asma köprülerin lineer olmayan analizleri konusunda çalışmalar yapmışlardır. Çalışmalarda geometrik olarak lineer olmama durumu dikkate alınmıştır. Sonuç olarak asma köprülerde lineer olmayan davranışın göz önünde bulundurulması gerektiği vurgulanmıştır.

Dumanoglu ve Severn (1984) ile Dumanoglu vd. (1984) değişik hızlarla yayılan asinkronize yer hareketine maruz asma köprülerin; toprak, beton ağırlık ve kemer barajların dinamik davranışını incelemişlerdir. Elde edilen sonuçlardan, deprem dalgası yayılma hızının azalmasıyla yapıda oluşan yerdeğiştirme ve gerilmelerde genel olarak bir artışın olduğu gözlenmiştir. Dolayısıyla, yapının tabanına etkiyen yer hareketinin değişik hızlarda yayılmasının analizlerde ele alınması vurgulanmaktadır.

Abdel-Ghaffar ve Stringfellow (1984a; 1984b) yer hareketi dalga yayılma etkisini dikkate alarak, asma köprülerin düşey ve yanal doğrultulardaki davranışlarını zaman ve frekans alanında incelemişlerdir. Çalışmada yer hareketinin bir referans mesnet noktasından itibaren diğer mesnetlerine geçişi sırasında genliğinde herhangi bir değişim olmadığı ancak belli bir zaman geçtiği kabul edilmiştir. Çalışmalar sonucunda frekans alanında yapılan çözümlerin geçerliliği, dalga yayılma etkisinin dikkate alınmasıyla değerlerin arttığı, asma köprü gibi uzun açıklıklı yapılarda üniform yer hareketi kabulünün doğru olmayacağı belirtilmiştir.

Dumanoglu vd. (1986) ile Dumanoglu ve Severn (1987; 1989), 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydını kullanarak, uzun açıklıklı asma köprülerin mesnet noktaları arasındaki sismik etkilerin sonlu hızlarla hareketi sırasındaki etkilerini incelemişlerdir. Hız değerlerinin 250 m/s ile 2000 m/s arasında değiştiği kabul edilmiştir. Uygulama olarak aerodinamik forma sahip çelik kutu kesitli tabliyeleri, eğik askıları ve narin kuleleri ile modern asma köprülere örnek olan Boğaziçi ve Humber köprüleri seçilmiştir. Çalışmalardan elde edilen sonuçlarla, sonsuz hızla yayılan yer

hareketi kullanılarak yapılmış analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar sonucunda sonlu yayılma hızı kullanılarak elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinin genellikle sonsuz yayılma hızı kullanılarak elde edilen değerlerden daha büyük olduğu görülmüştür.

Dumanoğlu (1988), yayılan deprem dalgalarına maruz yapıların dinamik davranışını incelemiştir. Yer hareketinin yapının bir mesnetinden diğer mesnetlerine sonlu hızla yayıldığı ve genliğinde bir değişiklik olmadan ulaştığı kabul edilmiştir. Barajların ve asma köprülerin dinamik davranışlarının asinkronize dinamik analizleri çeşitli deprem dalgası yayılma hızları kullanılarak yapılmıştır. Bu yapıların dinamik analizlerinde asinkronize analizin gerekli olduğu vurgulanmıştır.

Harichandran ve Wang (1988a; 1988b; 1990) değişen yer hareketi etkisindeki bir ve iki açıklıklı kirişlerin stokastik davranışı üzerinde çalışmışlardır. Mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki korelasyon ve deprem dalgası yayılma hızını dikkate alan bir deprem yer hareketi modeli kullanılmış ve sonuçlar çeşitli basitleştirilmiş yer hareketi modelleri ile karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda yer hareketindeki değişimin uzun açıklıklı kirişlerin davranışı üzerinde önemli etkilerinin olduğu vurgulanmaktadır. Ayrıca, üniform yer hareketi etkisi için bulunan sonuçların üniform olmayan yer hareketine göre bazı kiriş tepki değerleri için küçük, bazıları için ise büyük değerler verdiği belirtilmektedir.

Zerva (1990) değişen yer hareketi etkisindeki sürekli kirişlerin davranışını araştırmıştır. Mesnetlere etkiyen yer hareketleri stokastik olarak ifade edilmiş olup, mesnet hareketleri arasındaki etkileşimin dikkate alındığı korelasyonun tesiri incelenmiştir. Çalışma sonucunda üniform yer hareketinin, yapının dinamik özelliklerine, hesaplanacak olan tepki büyüklüğüne, tepki büyüklüğünün hesaplanacağı noktaya, yapının doğal frekansı ile yer hareketinin doğal frekansı arasındaki ilişkiye ve mesnet hareketleri arasındaki korelasyonun derecesine bağlı olarak, korelasyon etkisinin dikkate alındığı duruma oranla daha küçük veya daha büyük tepki değerleri verebileceği gösterilmektedir.

Perotti (1990) değişen yer hareketi etkisindeki büyük boyutlu yapıların dinamik davranışını rasgele titreşim teorisi yaklaşımı ile ele almıştır. Yer hareketinin stasyoner olmadığı dikkate alınarak, yer hareketinin değişimini tanımlamak için dalga yayılma hızı ile mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki korelasyonu dikkate alan bir model kullanılmıştır. 800 m uzunluğundaki bir viyadük uygulama amacı ile seçilmiştir. Çalışma sonucunda korelasyon etkisinin dalga yayılma hızına oranla daha önemli olduğu ortaya konmaktadır.

Sweidan (1990) çalışmasında değişen yer hareketi etkisindeki kemer köprülerin stokastik analizi üzerinde durmuştur. Yer hareketi olarak mesnet noktalarındaki yer hareketleri arasındaki korelasyon etkilerini ve deprem dalgasının yayılma hızını dikkate alan bir model kullanılmıştır. Yapı davranışı sonlu elemanlar yöntemi dikkate alınarak geliştirilen rasgele titreşim teorisi ile çözümlenmiştir. Mesnetlere etkiyen yer hareketlerinin çeşitli özel durumları için çözümler yapılarak karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda, yer hareketinin değişiminin yapı davranışı üzerinde önemli etkilerinin olduğu ifade edilirken, yer hareketi parametrelerinin ve yer hareketi yayılma hızının da sonuçları etkilediği vurgulanmaktadır. Kemer köprülerin stasyonere olmayan davranışı da incelenmiş olup, stasyonere duruma yakın sonuçlar bulunduğu belirtilmektedir.

Dumanoğlu ve Severn (1990), asma köprülerin; Sungur (1993) ve Soyluk (1997) ise kablolu köprülerin stokastik analizleri konusunda çalışmalar yapmışlardır. Bu çalışmalarda yer hareketinin üniform yayıldığı kabul edilmiştir. Çalışmalarda stokastik analizden elde edilen ortalama maksimum tepki değerleri deterministik yöntem sonuçları ile karşılaştırılarak, stokastik yaklaşımın geçerliliği gösterilmeye çalışılmıştır.

Zerva (1991) değişen yer hareketi etkisindeki sürekli kiriş sistemlerini, mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki korelasyon ve dalga yayılma hızını dikkate alan bir stokastik yer hareketi modeli kullanarak incelemiştir. Çalışma sonucunda dalga yayılma hızının üniform harekete oranla küçük yada büyük tepki değerleri verebileceği ifade edilmektedir.

Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991; 1992) değişen yer hareketi etkisindeki çok serbestlik dereceli sistemlerin dinamik analizi için rasgele titreşim teorisine dayalı yeni bir davranış spektrum yöntemi geliştirmişlerdir. Dalga yayılma etkisi, artan mesafe ile birlikte azalan korelasyon etkisi ve zemin şartlarındaki değişimden kaynaklanan yer hareketinin değişimi dikkate alınmıştır. Geliştirilen yöntem iki açıklıklı bir kiriş sistemi üzerinde uygulanmıştır. Çalışma sonucunda, değişen yer hareketi durumunda elde edilen tepki değerlerinin üniform harekete oranla daha küçük tepki değerleri oluşturduğu ifade edilmekle birlikte, rijit yapılarda ve ani korelasyon kaybının olduğu durumlarda zahiri-statik bileşenlerdeki artış dolayısıyla farklı sonuçların elde edilebileceği belirtilmektedir.

Hawwari (1992) çalışmasında Golden Gate Asma Köprüsü'nün stokastik davranışını incelemiştir. Deprem hareketi olarak mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki korelasyon etkilerini ve deprem dalgasının yayılma hızını dikkate alan bir model kullanılmıştır. Mesnetlere etkiyen yer hareketlerinin çeşitli özel durumları için çözümler



yapılarak karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda üniform yer hareketi dikkate alınarak yapılan çözümlerin bazı bölgelerde büyük tepki değerlerinin oluşmasına neden olurken, bazı bölgelerde küçük tepki değerlerinin oluşmasına neden olduğu anlaşılmaktadır. Dalga yayılma hızının dikkate alındığı durumlarda özellikle merkez açıklıkta büyük farklılıkların ortaya çıktığı belirtilmektedir. Stasyoner olmayan analiz sonuçlarının irdelenmesinden, belirli bir hareket süresince stasyonerlik kabulünün kenar açıklıklarda büyük tepki değerlerinin oluşmasına neden olduğu gözlenmektedir.

Hyun vd. (1992) mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz asma köprülerin stasyoner olmayan davranışı için bir yöntem geliştirmişlerdir. Deprem hareketinin stasyoner olmayan etkisi, zamana bağlı olarak değişen bir zarf fonksiyon ile dikkate alınmıştır. Çeşitli hızlarla yayılan deprem dalgaları için, farklı mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki korelasyon etkileri incelenmiştir. Stasyoner olmayan tepkiler zamana bağlı varyans fonksiyonları cinsinden elde edilmiştir. Nümerik çözümler farklı mesnet noktaları arasındaki korelasyon etkilerinin asma köprülerin davranışı üzerinde önemli etkilerinin olduğunu göstermektedir.

Zerva (1992a; 1992b) çalışmalarında yapı sistemlerinin mesnetlerine etkileyen yer hareketleri arasındaki korelasyon ifadesi için iki farklı model kullanarak sonuçlardaki farklılıkları incelemiştir. Çalışma sonucunda iki model için elde edilen tepkilerin farklı olduğu belirtilirken, uzaklık ve frekansın sonuçlar üzerinde etkili olduğu vurgulanmaktadır.

Nakamura vd. (1993) daha önce geliştirmiş oldukları stokastik yöntemi Golden Gate Asma Köprüsü üzerinde uygulamışlardır. Yapay olarak oluşturulan deprem hareketleri ile elde edilen spektrum eğrileri her mesnet noktasına üçer bileşen olarak uygulanmıştır. Çalışma sonucunda geliştirilen yöntem ile elde edilen tepki değerlerinin üniform harekete oranla daha küçük olduğu ifade edilmektedir.

Hao (1989; 1993; 1994) çalışmalarında korelasyon ve dalga yayılma etkilerinin dikkate alındığı değişen yer hareketi etkisindeki dairesel kemerlerin stokastik analizi üzerinde durmuştur. Malzeme özellikleri ve kemer açıklığı değiştirilmek sureti ile değişen yer hareketinin kemerlere olan etkisi irdelenmiştir. Çalışma sonucunda yapının ve yer hareketinin özelliklerine, tepki büyüklüğünün hesaplanacağı noktaya ve dikkate alınan tepki cinsine bağlı olarak, yer hareketindeki değişiminin ihmal edilmesinin tepkilerin olduğundan küçük veya büyük çıkmasına neden olabileceği belirtilmektedir.

Hao (1991) korelasyon ve dalga yayılma etkisinin dikkate alındığı değişen yer hareketi etkisindeki rijit plakları inceleyerek, yer hareketindeki değişimin analizlerde dikkate alınması gereğini vurgulamaktadır.

Harichandran vd. (1996) çalışmalarında değişen yer hareketi etkisindeki Golden Gate Asma Köprüsü ve iki tane kemer köprünün stasyonere ve stasyonere olmayan tepkilerini incelemişlerdir. Üniform ve değişen yer hareketi durumları için elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda bu tür uzun açıklıklı köprüler için üniform yer hareketinin genellikle kabul edilemeyeceği belirtilmektedir. Ayrıca stasyonere olmayan etkilerin asma köprülerde dahil edilmesi gereği vurgulanırken, kemer köprülerde ihmal edilebileceği ifade edilmektedir.

Monti vd. (1996) tarafından mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz köprülerin lineer olmayan stokastik davranışı için nümerik bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Üniform ve üniform olmayan yer hareketleri için değişen rijitlik ve süneklilikte köprüler projelendirilmiş ve incelenmiştir. Üniform yer hareketi için projelendirilen ve üniform olmayan hareket için incelenen köprüde merkez ayaklardaki kuvvetler fazla çıkarken, kenar ayaklara yakın noktalarda tersi durum gözlenmiştir.

Rassem (1992), Rassem vd. (1996) altıvyonlu olduğu kabul edilen bir vadideki farklı noktalarda serbest yüzey hareketlerini hesaplayıp Humber Asma Köprüsü'nün mesnetlerine uygulamış ve mesnetlerinde değişen yer hareketi bulunan köprünün dinamik davranışını belirlemişlerdir. Vadinin farklı iki yakasındaki zeminlerin güçlendirilmesindeki değişimden dolayı mesnet noktalarındaki yer hareketlerinin genlik ve frekanslarının farklı olduğu kabul edilmiştir. Çalışmada yumuşak ve sert zemin olmak üzere iki zemin sınıfı kullanılmıştır. Zemin şartları ve topoğrafik yapı; mesnet hareketlerinin büyüklüğü üzerinde önemli değişikliklere sebebiyet verdiğinde analizlerde değişen yer hareketinin de hesaba katılması gerektiği belirtilmiştir. Köprüyü etkileyen yer hareketlerinin daha iyi değerlendirilebilmesi için zemin sınıfı, kıyı topoğrafik yapısı ve köprü mesnetlerinin vadideki yeri analizlerde göz önünde bulundurulması gerektiği vurgulanmıştır.

Der Kiureghian (1996a) deprem hareketinin değişimini tanımlamak için teorik bir model geliştirmiştir. Söz konusu model deprem hareketindeki değişimin üç farklı etkisini dikkate almaktadır: 1. Heterojen zemin ortamında deprem dalgalarının yayılması ve söz konusu dalgaların yayıldıkları kaynaktan itibaren değişikliğe uğraması. 2. Deprem dalgalarının farklı mesnetlere farklı zamanlarda ulaşmasından kaynaklanan dalga yayılma



etkisi. 3. Farklı mesnetlerdeki farklı zemin cinsinden kaynaklanan zemin etkisi. Parametrik bir çalışma yapılmak suretiyle zemin etkisinin, ani değişim gösteren zemin şartlarında inşa edilmiş kısa ve orta uzunluktaki yapılar için önemli olabileceği vurgulanırken, dalga yayılma etkisinin uzun açıklıklı esnek yapılar için daha önemli olduğu belirtilmektedir.

Der Kiureghian ve Keshishian (1996b) ve Der Kiureghian vd. (1997) çalışmalarında farklı mesnetlerdeki zemin şartlarının değişiminden kaynaklanan etkiyi ayrıntılı olarak incelemişlerdir. Zemin etkisinden kaynaklanan yer hareketindeki değişim için yeni bir bileşen elde edilmiştir. Bunun yanında zemin frekans davranış fonksiyonu için de çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Uygulama amacı ile iki köprü örneği kullanılmış ve yer hareketinin değişiminin yapı davranışı üzerinde etkili olduğu belirtilmiştir.

Zembaty (1997) değişen yer hareketi etkisindeki dört açıklıklı bir köprü sistemini rasgele titreşim teorisine bağlı olarak incelemiş ve zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin etkilerini araştırmıştır. Dinamik etkilerin temel parametreleri tanımlanmış ve bunların yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri üzerindeki etkileri incelenmiştir. Çalışma sonucunda yerdeğiştirmelerin üniform harekete oranla daha küçük bulunduğu belirtilirken, eleman kuvvetlerinin dalga yayılma hızına ve açısına bağlı olarak daha küçük veya daha büyük tepki değerleri verebileceği ifade edilmektedir.

Zembaty ve Rutenberg (1998a; 1998b) çalışmalarında yerel zemin etkisinin yapı davranışı üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla iki mesnet noktasından her birinin ayrı bir zemine oturduğu düşünülen tek serbestlik dereceli bir sistem ile farklı zeminlere oturan bir köprünün rasgele titreşim analizi gerçekleştirilmiştir. Yer hareketi için Kanai-Tajimi spektral yoğunluk fonksiyonu ile Der Kiureghian (1996a) tarafından önerilen ve zemin etkisini içeren bir korelasyon modeli kullanılmıştır. Çalışma sonucunda farklı zemin cinsleri için elde edilen tepki değerlerinin doğal frekansa ve zemin türüne bağlı olarak üniform yer hareketine oranla arttığı gözlenmiştir.

Nazmy (1998) uzun açıklıklı asma, kablolu ve kemer köprülerin dinamik davranışını incelemiştir. Söz konusu köprü modelleri üç boyutlu olarak modellendirilmiş olup analizlerde lineer olmayan etkiler de dikkate alınmıştır. Ayrıca çalışmada yer hareketindeki değişim de dikkate alınmaktadır. Çalışma sonucunda, söz konusu köprü sistemlerinin üç boyutlu lineer olmayan analizlerinin dikkate alınması gereği vurgulanmaktadır. Bunun yanında bu tür köprüler için değişen yer hareketinin analizlerde dikkate alınmasının gerçeğe daha yakın olacağı belirtilmektedir.

Bryja ve Sniady (1998) araçlardan dolayı oluşan ve rasgele olarak kabul edilen araç yükleri için tek açıklıklı bir asma köprünün düşey doğrultudaki stokastik analizini geometrik olarak lineer olmama durumunu da dikkate alarak incelemiştir. Rasgele yüklerin analizini gerçekleştirebilmek üzere bir sayısal metot geliştirilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen değerler araç yüklerinin rasgele olmadığı durumda bulunan değerlerle karşılaştırılmıştır.

Zerva (1999) değişen yer hareketi etkisi durumunda dikkate alınan korelasyonun yapı sistemlerinin dinamik davranışı üzerindeki etkisini incelemiştir. Yapı sistemine ait zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri elde edilmiştir. Düşük frekanslarda kısmi korelasyonun söz konusu olduğu yer hareketinin en büyük zahiri-statik kuvvetlere neden olduğu belirtilirken, korelasyon etkisinin yavaşça azaldığı durumda da dinamik bileşene en büyük katkıyı sağladığı ifade edilmektedir.

Adanur ve Dumanoglu (1998), Dumanoglu ve Adanur (2000), Adanur vd. (2000) asma köprülerin; Soyluk vd. (1997), Soyluk ve Dumanoglu (1998; 2000a), Dumanoglu ve Soyluk (1998; 2000b) ise kablolu köprülerin stokastik, asinkronize ve antisinkronize analizlerini ayrı ayrı gerçekleştirmişlerdir. Asinkronize ve antisinkronize analiz için çeşitli yer hareketi yayılma hızları dikkate alınmıştır. Her bir analiz ile elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri birbirleri ile karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda yer hareketinin sonlu yayılma hızının sonuçlar üzerinde önemli etkilerinin olduğu belirlenmiştir.

Dumanoglu vd. (2001) mesnetleri farklı zeminlere oturan asma köprülerin stokastik analizini geometrik olarak lineer olmayan davranışı da dikkate alarak gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada köprü mesnetlerinin homojen ve homojen olmayan zeminlere oturduğu kabul edilip, yer hareketi modeli olarak da Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilen filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeli kullanılmıştır. Çalışma sonucunda mesnetlerdeki zemin sınıfının değişmesi ile elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinin de önemli ölçüde değiştiği görülmüştür.

Adanur vd. (2002) asma köprülerin; Dumanoglu ve Soyluk (2002b) ise kablolu köprülerin korelasyon ve dalga yayılma etkileri dikkate alınarak stasyoner ve stasyoner olmama durumları için analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Çalışmalar sonucunda stasyoner olmama durumunda hesaplanan değerlerin belirli bir zamandan sonra stasyonerlik kabulüyle elde edilen değerlere yaklaştığı görülmüştür.

Adanur ve Dumanoglu (2002) asinkronize yer hareketine maruz asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan stokastik analizini incelemişlerdir. Analizlerde yer hareketinin çeşitli sonlu hızları yanında, üniform yer hareketine karşılık gelen sonsuz hızla da yayıldığı kabul edilmektedir. Çalışma sonucunda deterministik analizlerde olduğu gibi stokastik analizlerde de dalga yayılma hızı azaldıkça, tepkilerin arttığı gözlenmiştir.

### 1.3. Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışmada, mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan davranış dikkate alınarak deterministik ve stokastik analizlerinin gerçekleştirilmesi amaçlanmaktadır. Bu amaçla oluşturulan tezin bölüm içerikleri özet olarak aşağıda verilmektedir.

Birinci bölümde genel bilgiler üzerinde durulmakta olup, konunun önemi ve bu konuda daha önce yapılmış çalışmalar verilmektedir. Geometrik olarak lineer olmayan davranış formülasyonu, geometrik rijitlik matrisinin elde edilişi, kayma deformasyonlarının dikkate alınması durumunda elastik rijitlik matrisinin hesaplanması, deterministik ve stokastik analiz formülasyonları bu bölümde verilmektedir. Stokastik analiz için söz konusu olan güç spektral yoğunluk fonksiyonu, varyans ve kovaryans ifadeleri ile tepki bileşenlerine ait ortalama maksimum değer ve oluşma frekansı da yine bu bölümde sunulmaktadır.

İkinci bölümde stokastik analizlerde kullanılacak olan yer hareketi modeli ile yer hareketindeki değişimi ifade eden korelasyon, dalga yayılma ve zemin etkileri için gerekli olan ifadeler verilmektedir. Ayrıca çalışmaya konu olan asma köprülerin temel özellikleri üzerinde durularak, uygulama olarak seçilen Boğaziçi Köprüsü'ne ait yapısal özellikler açıklanıp, köprünün analitik modeli de bu bölümde oluşturulmaktadır. İkinci bölümün sonunda köprünün modal analizi ile elde edilen frekans ve mod şekilleri gösterilmekte, dikkate alınan yer hareketi modelinin tahkiki üzerinde durulmaktadır.

Üçüncü bölümde mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz asma köprünün analizi ile tabliye ve kulelerde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri üzerinde durulmaktadır. Bu bölüm deterministik ve stokastik analizler sonucunda elde edilen tepki değerleri olmak üzere iki alt bölüme ayrılmıştır. Deterministik analizler zaman alanında gerçekleştirilirken, stokastik analizler frekans alanında gerçekleştirilmektedir. Deterministik analizler; lineer ve geometrik olarak lineer olmama, dalga yayılma etkisi,

üniform ve değişen yer hareketi, değişerek yayılan yer hareketi ve kayma deformasyonlarının dikkate alınıp alınmaması durumları göz önünde bulundurularak yapılmaktadır. Stokastik analizler ise sadece dalga yayılma etkisi; sadece korelasyon etkisi; dalga yayılma ve korelasyon etkileri; dalga yayılma; korelasyon ve zemin etkileri; üniform ve değişen yer hareketi; değişerek yayılan yer hareketi; değişen yer hareketi için dalga yayılma, korelasyon ve zemin etkileri dikkate alınarak yapılmaktadır.

Dördüncü bölümde çalışmadan çıkarılabilecek sonuçlar ve öneriler verilirken, bu bölümü kaynaklar ve özgeçmiş izlemektedir.

#### 1.4. Geometrik Olarak Lineer Olmayan Analiz Formülasyonu

Yapılara etki eden kuvvetler belli bir düzeyin altında kaldıkları sürece yapının lineer davranışını bozmazlar. Ancak, yük belirli bir düzeye çıkınca malzemenin elastisite modülü ile yapı elemanının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak yapı lineer olmayan davranış gösterebilir. Bu lineer olmama durumu, yapı elemanlarının ve sonuç olarak yapının rijitlik matrisinin yük düzeyine bağlı olarak değişmesinden kaynaklanır. Yapının bilinen lineer rijitlik matrisine gelen katkıya geometrik rijitlik matrisi ve lineer rijitlik matrisiyle toplamına da sistem rijitlik matrisi denir. Bu tür lineer olmama durumunun hesaplara katılmasıyla yapılan analize ikinci merteye hesaba veya geometrik olarak lineer olmayan analiz denir (Aksoğan, 1986). Lineer olmayan analizin zorunlu olduğu durumlarda rijitlik matrisi her yük adımında yeniden oluşturulur.

Büyük yerdeğiştirme yapan yapılarda kuvvet denge denklemleri yapının şekildeğiştirilmiş hali üzerinde yazılır. Bunun anlamı;

$$P = Kv \quad (1)$$

şeklindeki lineer bağıntının artık geçerli olmadığıdır. Burada P, uygulanan kuvveti; K, sistem rijitliğini; v, yerdeğiştirmeyi göstermektedir.

Geometrideki değişimlerin etkilerini hesaba katmak amacıyla, her adımı yükteki artışa karşılık gelen bir dizi lineer işlemle lineer olmayan problem incelenerek v yerdeğiştirmeleri için çözümler elde edilebilir. Ancak, büyük sehimler nedeniyle, şekildeğiştirme-yerdeğiştirme bağıntıları lineer olmayan terimler içermektedir

(Przemieniecki, 1968). Bu terimlerin hesaplanarak  $[K]$  rijitlik matrisine eklenmesi gerekmektedir.

Şekildeğiştirme-yerdeğiştirme bağıntılarındaki lineer olmayan terimler,  $[k]$  eleman rijitlik matrisinin

$$[k] = [k_E] + [k_G] \quad (2)$$

ifadesi ile tanımlanmasına neden olurlar. Burada  $[k_E]$  başlangıçta eleman geometrisi için hesaplanan standart elastik rijitlik matrisini,  $[k_G]$  ise geometrik rijitlik matrisini göstermektedir.  $[k_G]$  sadece geometriye değil aynı zamanda başlangıçta var olan iç kuvvetlere de bağlıdır. Elastik ve geometrik rijitlik matrisleri her eleman için hesaplanarak toplanırlar ve sistem rijitlik matrisi

$$[K] = [K_E] + [K_G] \quad (3)$$

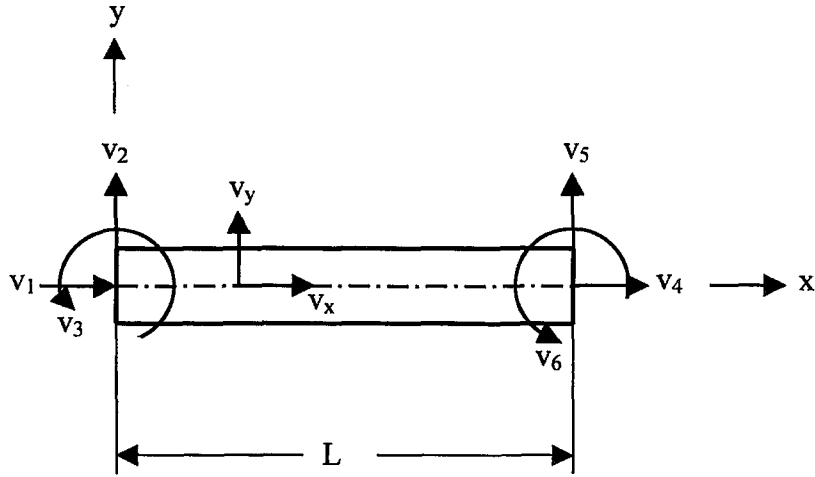
şeklinde elde edilir. Burada  $[K]$  sistem rijitlik matrisini,  $[K_E]$  sistem rijitlik matrisinin elastik bileşenini,  $[K_G]$  sistem rijitlik matrisinin geometrik bileşenini göstermektedir (Przemieniecki, 1968).

#### 1.4.1. Kiriş Eleman için Geometrik Rijitlik Matrisinin Hesaplanması

Şekil 1'de görülen bir kiriş eleman üzerindeki yerdeğiştirme

$$\begin{bmatrix} v_x \\ v_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1-\xi & 6(\xi-\xi^2)\eta & (-1+4\xi-3\xi^2)L\eta & \xi & 6(-\xi+\xi^2)\eta & (2\xi-3\xi^2)L\eta \\ 0 & 1-3\xi^2+2\xi^3 & (\xi-2\xi^2+\xi^3)L & 0 & 3\xi^2-2\xi^3 & (-\xi^2+\xi^3)L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{bmatrix} \quad (4)$$

ifadesi ile tanımlanabilmektedir (Przemieniecki, 1968).



Şekil 1. Kiriş elemana ait yerdeğiştirmeler

Burada,  $\xi = \frac{x}{L}$ ,  $\eta = \frac{y}{L}$  ve  $v_1, v_2, \dots, v_6$  ise kiriş elemana ait düğüm noktası yerdeğiştirmeleridir.  $U_i$  şekildeğiştirme enerjisinin hesabında, kayma şekildeğiştirmelerinden gelen etkiler ihmal edilmektedir (Przemieniecki, 1968). Böylece sadece normal şekildeğiştirmeler,  $\epsilon_{xx}$ , alınmaktadır. Eğilmede eleman üzerindeki büyük sehimler için bu şekildeğiştirmeler;

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial v_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} y + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 \quad (5)$$

denklemleriyle belirlenir. Burada,  $y$  kirişin tarafsız ekseninden ölçülen uzaklık,  $v_0$  ise  $y = 0$ 'daki  $v_x$  yerdeğiştirmesidir. (5) denklemi kullanılarak,  $U_i$  şekildeğiştirme enerjisi;

$$U_i = \frac{E}{2} \int_V \epsilon_{xx}^2 dV \quad (6)$$

denklemleriyle ifade edilebilir. Bu denklemde  $\epsilon_{xx}$  yerine (5) denklemindeki değeri yazılırsa;

$$U_i = \frac{E}{2} \int_V \left[ \frac{\partial v_0}{\partial x} - \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} y + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 \right]^2 dV \quad (7)$$

elde edilir. (7) denkleminde;

$$\int_V dV = \int_{x=0}^L \int_A dx dA \quad (8)$$

olduğu dikkate alınır ve üslü ifade açılırsa;

$$U_i = \frac{E}{2} \int_{x=0}^L \int_A \left[ \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} \right)^2 y^2 + \frac{1}{4} \left( \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^4 - 2 \frac{\partial v_0}{\partial x} \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} y - \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} \left( \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 y + \frac{\partial v_0}{\partial x} \left( \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 \right] dx dA \quad (9)$$

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 (Przemieniecki, 1968). Kesit alanı A üzerinde integrasyon alınır ve y tarafsız eksenden ölçülen uzaklık olduğu için  $\int y dA$  şeklindeki integrallerin sıfıra gitmesi gerektiği gözönüne alınırsa;

$$U_i = \frac{EA}{2} \int_0^L \left( \frac{\partial v_0}{\partial x} \right)^2 dx + \frac{EI}{2} \int_0^L \left( \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} \right)^2 dx + \frac{EA}{2} \int_0^L \frac{\partial v_0}{\partial x} \left( \frac{\partial v_y}{\partial x} \right)^2 dx \quad (10)$$

elde edilir. Bu ifadede I kesit atalet momentini göstermektedir. (10) denklemindeki ilk iki integral lineer şekil değiştirme enerjisi, üçüncü integral ise lineer olmayan şekil değiştirme enerjisi bileşeninden gelen etkiyi göstermektedir.



Zincir kuralı (Bathe, 1996) türev kullanılarak (4) denkleminde;  $v_x$  yerdeğiştirmesinin  $y=0$ 'daki  $v_0$  değerinin  $x$ 'e göre birinci merteye kısmi türevinden (11),  $v_y$  yerdeğiştirmesinin  $x$ 'e göre birinci merteye kısmi türevinden (12),  $v_y$  yerdeğiştirmesinin  $x$ 'e göre ikinci merteye kısmi türevinden (13) denklemi elde edilir.

$$\frac{\partial v_0}{\partial x} = \frac{1}{L}(-v_1 + v_4) \quad (11)$$

$$\frac{\partial v_y}{\partial x} = \frac{1}{L} \left[ 6(-\xi + \xi^2)v_2 + (1 - 4\xi + 3\xi^2)Lv_3 + 6(\xi - \xi^2)v_5 + (-2\xi + 3\xi^2)Lv_6 \right] \quad (12)$$

$$\frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} = \frac{1}{L^2} \left[ 6(-1 + 2\xi)v_2 + 2(-2 + 3\xi)Lv_3 + 6(1 - 2\xi)v_5 + 2(-1 + 3\xi)Lv_6 \right] \quad (13)$$

(11), (12) ve (13) denklemleri (10) denkleminde yerlerine yazılır ve integrali alınır;

$$\begin{aligned} U_i = & \frac{EA}{2L} (v_1^2 - 2v_1v_4 + v_4^2) \\ & + \frac{2EI}{L^3} \left( 3v_2^2 + L^2v_3^2 + 3v_5^2 + L^2v_6^2 + 3Lv_2v_3 - 6v_2v_5 \right. \\ & \left. + 3Lv_2v_6 - 3Lv_3v_5 + L^2v_3v_6 - 3Lv_5v_6 \right) \\ & + \frac{EA}{L^2} (v_4 - v_1) \left( \frac{3}{5}v_2^2 + \frac{1}{15}L^2v_3^2 + \frac{3}{5}v_5^2 + \frac{1}{15}L^2v_6^2 \right. \\ & \left. + \frac{1}{10}Lv_2v_3 - \frac{6}{5}v_2v_5 + \frac{1}{10}Lv_2v_6 \right. \\ & \left. - \frac{1}{10}Lv_3v_5 - \frac{1}{30}L^2v_3v_6 - \frac{1}{10}Lv_5v_6 \right) \quad (14) \end{aligned}$$

elde edilir.

$$F = \frac{EA}{L}(v_4 - v_1) \cong \text{sabit} \quad (15)$$

olarak tanımlanır ve (14) denklemindeki şekilgeçştirme enerjisi ifadesine Castigliano Teorisi uygulanırsa (16) denkleminde gösterilen eleman yük-yerdeğştirme denklemi elde edilir (Przemieniecki, 1968).

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \frac{AL^2}{I} & 0 & 0 & -\frac{AL^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\frac{AL^2}{I} & 0 & 0 & \frac{AL^2}{I} & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{bmatrix} + \frac{F}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} & 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{bmatrix} \quad (16)$$

Bu ifade sembolik olarak;

$$\{P\} = ([k_E] + [k_G])\{v\} \quad (17)$$

şeklinde yazılabilir. Burada  $[k_E]$  ve  $[k_G]$  elastik ve geometrik rijitlik matrisleri olup (18) ve (19) denklemlerindeki gibidir.

$$[k_E] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$[k_G] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6F}{5L} & \frac{F}{10} & 0 & -\frac{6F}{5L} & \frac{F}{10} \\ 0 & \frac{F}{2FL} & \frac{10}{2FL} & 0 & \frac{F}{2FL} & -\frac{10}{2FL} \\ 0 & \frac{10}{15} & \frac{15}{30} & 0 & \frac{10}{15} & -\frac{30}{15} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6F}{5L} & -\frac{F}{10} & 0 & \frac{6F}{5L} & \frac{F}{10} \\ 0 & \frac{F}{10} & \frac{10}{30} & 0 & -\frac{F}{10} & \frac{2FL}{15} \\ 0 & \frac{10}{15} & -\frac{30}{15} & 0 & -\frac{10}{15} & \frac{15}{15} \end{bmatrix} \quad (19)$$

#### 1.4.2. Kayma Deformasyonları Dikkate Alınarak Kiriş Elemana Ait Elastik Rijitlik Matrisinin Hesaplanması

Kayma gerilmelerinin kesitte meydana getirdiği şekildeğişiklikler küçük ve ihmal edilebilirse, kayma deformasyonları da ihmal edilebilir. Fakat kayma gerilmelerinin kesitte meydana getirdiği şekildeğişiklikler büyük ve ihmal edilemezse, kayma deformasyonları da ihmal edilemez ve analizlerde dikkate alınması gerekir. Kayma deformasyonları narin kirişlerde ihmal edilebilirken, kısa kirişlerde veya kesiti büyük olan kirişlerde ihmal edilemez (Przemieniecki, 1968).

Kayma deformasyonunun ihmal edilmesi durumunda (18) denklemindeki gibi olan kiriş elastik rijitlik matrisi, kayma deformasyonunun göz önünde bulundurulması durumunda (20) denklemindeki gibi olmaktadır (Przemieniecki, 1968).

$$[k_E] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{(4+\phi)EI}{L(1+\phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{(2-\phi)EI}{L(1+\phi)} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{(2-\phi)EI}{L(1+\phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\phi)} & \frac{(4+\phi)EI}{L(1+\phi)} \end{bmatrix} \quad (20)$$

Burada,

$$\phi = \frac{12EI}{GA_s L^2} \quad (21)$$

dır.  $A_s$  kayma alanını,  $G$  ise kayma modülünü göstermektedir.

### 1.5. Deterministik Analiz Formülasyonu

$N$  serbestlik dereceli bir sistemin matris formunda hareket denklemi,

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = \{F\} \quad (22)$$

şeklinde yazılabilir. Burada  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  sırasıyla sistemin kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini;  $\{\ddot{v}\}$ ,  $\{\dot{v}\}$ ,  $\{v\}$  sırasıyla toplam ivme, hız ve yerdeğiştirme vektörlerini,  $\{F\}$  dış kuvvet vektörünü göstermektedir. Hareket denkleminde sisteme direkt olarak uygulanan dış kuvvet olmadığından,  $\{F\}$  sıfır vektördür.

Sistemin serbestlik derecelerini bilinen ve bilinmeyen olmak üzere iki gruba ayırmak mümkündür. Bilinen serbestlik dereceleri yer hareketinin bulunduğu yapı-zemin etkileşim yüzeyi ile ilgili serbestlik derecelerinin ivme, hız ve yerdeğiştirmeleridir. Bilinmeyen serbestlik dereceleri ise yapı-zemin sisteminin diğer noktaları ile ilgili serbestlik derecelerinin ivme, hız ve yerdeğiştirmeleridir. (22) nolu denklem bilinen

serbestlik dereceleri  $\{v_g\}$ , bilinmeyen serbestlik dereceleri ise  $\{v_r\}$  cinsinden alt kısımlara bölünerek,

$$\begin{bmatrix} M_{rr} & M_{rg} \\ M_{gr} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_r \\ \dot{v}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{rr} & C_{rg} \\ C_{gr} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_r \\ \dot{v}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{rg} \\ K_{gr} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_r \\ v_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (23)$$

formunda yazılabilir (Clough ve Penzien, 1993; Abdel-Ghaffar ve Stringfellow, 1984b; Dumanoğlu ve Severn, 1984; Gazis, 1985; Dumanoğlu ve Severn, 1987; Bayraktar, 1995; Bayraktar vd., 1996; Bayraktar ve Dumanoğlu, 1998; Soyuluk, 2001). Burada  $[M_{rr}]$ ,  $[C_{rr}]$  ve  $[K_{rr}]$  bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini göstermektedir.  $[M_{rg}]$ ,  $[C_{rg}]$  ve  $[K_{rg}]$  her bilinen serbestlik derecesinin birim hareketinden dolayı bilinmeyen serbestlik derecelerinde meydana gelen tesir katsayı matrislerini;  $[M_{gg}]$ ,  $[C_{gg}]$  ve  $[K_{gg}]$  her bilinen serbestlik derecesinin birim hareketinden dolayı bilinen serbestlik derecelerinde meydana gelen tesir katsayı matrislerini ifade etmektedir.  $[M_{gr}]$ ,  $[C_{gr}]$  ve  $[K_{gr}]$  sırasıyla  $[M_{rg}]$ ,  $[C_{rg}]$  ve  $[K_{rg}]$  ifadelerinin transpozelerine karşılık gelmektedir.  $\{\ddot{v}_r\}$ ,  $\{\dot{v}_r\}$ ,  $\{v_r\}$  sırasıyla bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam ivme, hız ve yerdeğiştirme vektörlerini;  $\{\ddot{v}_g\}$ ,  $\{\dot{v}_g\}$ ,  $\{v_g\}$  bilinen serbestlik derecelerinin toplam ivme, hız ve yerdeğiştirme vektörlerini göstermektedir. (23) nolu denklemden bilinmeyen serbestlik derecelerine karşılık gelen ilk satır çıkartılıp bilinenler sağ tarafa atılırsa,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_r\} + [C_{rr}]\{\dot{v}_r\} + [K_{rr}]\{v_r\} = -[M_{rg}]\{\ddot{v}_g\} - [C_{rg}]\{\dot{v}_g\} - [K_{rg}]\{v_g\} \quad (24)$$

ifadesi elde edilir. (24) nolu denklemi daha basit hale getirmek için, toplam yerdeğiştirme,  $v_r$ , iki bileşenin toplamı olarak yazılabilir. Bunlardan biri, bilinen serbestlik derecelerinin farklı hareketinden diğeri ise atalet kuvvetlerinin etkisinden kaynaklanmaktadır. Birinci yerdeğiştirme bileşeninin hesaplanmasında kütle etkisi dikkate alınmadığından, söz konusu yerdeğiştirme zahiri-statik olarak isimlendirilmekte ve  $v_s$  ile gösterilmektedir. Atalet kuvvetleri, ivme ve kütle çarpımından ibaret olduğu için, ikinci yerdeğiştirme bileşeni dinamik olarak tanımlanmakta ve  $v_d$  ile gösterilmektedir. Bu durumda (23) nolu denklemdeki yerdeğiştirme vektörleri,

$$\begin{Bmatrix} v_r \\ v_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_{sr} \\ v_{sg} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} v_{dr} \\ v_{dg} \end{Bmatrix} \quad (25)$$

şeklinde yazılabilir. Burada  $v_{dg}$  sıfır,  $v_{sg}$  ise  $v_g$ 'ye eşittir.  $v_{sr}$  ve  $v_{dr}$  ise sırasıyla zahiri-statik ve dinamik yerdeğiştirmeleri göstermektedir. (25) denklemi (24) denkleminde yerine yazılıp zahiri-statik bileşenlerle ilgili terimler sağ tarafta toplanırsa,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_{dr}\} + [C_{rr}]\{\dot{v}_{dr}\} + [K_{rr}]\{v_{dr}\} = \{F_{eff}\} \quad (26)$$

ifadesi elde edilir. Burada  $\{F_{eff}\}$  bilinmeyen serbestlik derecelerini etkileyen etkili kuvvet vektörünü göstermekte olup (27) bağıntısı ile hesaplanmaktadır (Bayraktar, 1995; Soyluk, 2001).

$$\{F_{eff}\} = -[M_{rr} \quad M_{rg}]\begin{Bmatrix} \ddot{v}_{sr} \\ \ddot{v}_{sg} \end{Bmatrix} - [C_{rr} \quad C_{rg}]\begin{Bmatrix} \dot{v}_{sr} \\ \dot{v}_{sg} \end{Bmatrix} - [K_{rr} \quad K_{rg}]\begin{Bmatrix} v_{sr} \\ v_{sg} \end{Bmatrix} \quad (27)$$

Dinamik denge denklemleri statik denge denklemlerini içerdiğinden, (27) nolu denklem önemli derecede basitleştirilebilir. Eğer denklem (26) ve denklem (27)'den zamana bağlı terimler çıkartılırsa, sadece denklem (27)'nin son terimi kalmakta ve bu terimde sifıra eşit olmaktadır. Böylece (27) nolu denklem,

$$\{F_{eff}\} = -[M_{rr} \quad M_{rg}]\begin{Bmatrix} \ddot{v}_{sr} \\ \ddot{v}_{sg} \end{Bmatrix} - [C_{rr} \quad C_{rg}]\begin{Bmatrix} \dot{v}_{sr} \\ \dot{v}_{sg} \end{Bmatrix} \quad (28)$$

şeklinde yazılabilir. Sönüm matrisi rijitlik matrisi ile orantılı ise denklem (28)'in sönümle ilgili terimleri sıfır olmaktadır (Clough ve Penzien, 1993). Sönümün rijitlikle orantılı olmaması durumunda bile sönüm kuvvetleri, rijitlik ve atalet kuvvetleri ile karşılaştırıldığında çok küçük kalmakta ve ihmal edilebilmektedir. Bu durumda (28) nolu denklem tekrar düzenlenirse,

$$\{F_{eff}\} = -[M_{rr} \quad M_{rg}]\begin{Bmatrix} \ddot{v}_{sr} \\ \ddot{v}_{sg} \end{Bmatrix} \quad (29)$$

ifadesi elde edilmektedir. Denklem (29)'daki  $\ddot{v}_{sg}$ , bilinen serbestlik derecelerine uygulanan ivmeleri gösterdiğinden bilinmekte;  $\ddot{v}_{sr}$  ise bilinmemektedir. Daha önce belirtildiği gibi, denklem (27)'nin son terimi sifıra eşit olduğundan,

$$[K_{rr}]\{v_{sr}\} = -[K_{rg}]\{v_{sg}\} \quad (30)$$

şeklinde yazılabilir. Bu ifadeden zahiri-statik yerdeğiştirme,  $\{v_{sr}\}$ ,

$$\{v_{sr}\} = -[K_{rr}]^{-1}[K_{rg}]\{v_{sg}\} = [R_{rg}]\{v_{sg}\} \quad (31)$$

olarak belirlenebilir (Harichandran, 1992; Clough ve Penzien, 1993; Harichandran, 1993; Kumarasena ve Stroh, 1995). Burada  $[R_{rg}]$ ;  $[K_{rr}]^{-1}$  ve  $[K_{rg}]$  alt matrislerinin çarpımını göstermektedir.

Bir çok durumda  $[M_{rg}]$  matrisinin sıfırdan farklı terimleri çok azdır. Dolayısıyla, depremden dolayı meydana gelen etkili kuvvet vektörüne katkısı çok az olacağından ihmal edilebilir (Clough ve Penzien, 1993). Özellikle diyagonal kütle matrisler için  $[M_{rg}]$  matrisi sıfır olmaktadır. Yukarıdaki açıklamalara dayanarak (31) denklemini, (29) denkleminde yerine yazılır ve (26) nolu denklem tekrar düzenlenirse,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_{dr}\} + [C_{rr}]\{\dot{v}_{dr}\} + [K_{rr}]\{v_{dr}\} = -[M_{rr}][R_{rg}]\{\ddot{v}_{sg}\} \quad (32)$$

ifadesi yazılabilir (Burdisso ve Singh, 1987; Clough ve Penzien, 1993). Buradaki  $\{\ddot{v}_{sg}\}$  bilinen her bir serbestlik derecesine uygulanan ivme vektörünü göstermektedir. (32) nolu denklemin çözümü için, modların süperpozisyonu yöntemi kullanılmaktadır (Paz, 1991; Celep ve Kumbasar, 1992; Clough ve Penzien, 1993; Chopra, 2001). Açısal frekans  $\omega_i$  ve mod vektörleri  $\{\phi_i\}$ ,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_{dr}\} + [K_{rr}]\{v_{dr}\} = 0 \quad (33)$$

ifadesiyle verilen sönümsüz serbest titreşim denklemlerinden elde edilmektedir.

Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik yerdeğiştirme bileşeni,  $\{v_{dr}\}$ ,

$$\{v_{dr}\} = [\phi]\{Y\} \quad (34)$$



bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Burada  $\{Y\}$  modal genliği,  $[\phi]$  ise mod şekilleri matrisini göstermektedir. (34) denklemi, (33) denkleminde yerine yazılıp gerekli düzenlemeler yapılırsa,

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -\frac{P_i}{M_i} \quad (35)$$

bağıntısı elde edilmektedir (Clough ve Penzien, 1993; Chopra, 2001). Burada  $\xi_i$  sönüm oranını göstermekte ve,

$$\xi_i = \frac{C_i}{2\sqrt{K_i M_i}}, \quad \omega_i = \sqrt{\frac{K_i}{M_i}} \quad (36)$$

$$\left. \begin{aligned} M_i &= \{\phi_i\}^T [M_{rr}] \{\phi_i\} \\ C_i &= \{\phi_i\}^T [C_{rr}] \{\phi_i\} \\ K_i &= \{\phi_i\}^T [K_{rr}] \{\phi_i\} \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

$$P_i = \{\phi_i\}^T [M_{rr}] [R_{rg}] \{\ddot{v}_{sg}\} \quad (38)$$

eşitlikleri yazılabilmektedir. Daha önce de tanımlandığı gibi  $\{\ddot{v}_{sg}\} = \{\ddot{v}_g\}$  eşitliği kullanılır ve modal katkı faktörü,

$$\{\Gamma_i\} = [M_{rr}] [R_{rg}] \{\phi_i\} \quad (39)$$

şeklinde tanımlanırsa genelleştirilmiş yük  $P_i$ ,

$$P_i = \{\Gamma_i\}^T \{\ddot{v}_g\} \quad (40)$$

şeklinde yazılabilir.  $P_i$  vektör şeklinde, modal katkı faktörleri ise matris formda gösterilirse (40) denklemi,

$$\{P\} = [\Gamma]^T \{\dot{y}_g\} \quad (41)$$

şeklinde elde edilir.

### 1.6. Stokastik Analiz Formülasyonu

$z(t)$ , herhangi bir yapı tepkisini göstermek üzere,  $z(t)$ 'nin otokorelasyon fonksiyonu (42) denklemindeki gibi ifade edilir (Newland, 1983; Augisti vd., 1984; Yang, 1986; Peebles, 1987).

$$[R_z(\tau)] = E[\{z(t)\}\{z(t+\tau)\}] \quad (42)$$

$z(t)$  tepkisi zahiri-statik ve dinamik bileşenlere ayrılırsa,

$$z(t) = z^{qs}(t) + z^d(t) \quad (43)$$

ifadesi bulunur. Burada,  $z^{qs}(t)$  ve  $z^d(t)$  sırasıyla zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenlerini göstermektedir. (43) denklemi (42) denkleminde yerine yazılırsa;

$$[R_z(\tau)] = E[\{\{z^{qs}(t)\} + \{z^d(t)\}\}\{\{z^{qs}(t+\tau)\} + \{z^d(t+\tau)\}\}] \quad (44)$$

bağıntısı elde edilir. Denklem (44) düzenlenirse,

$$[R_z(\tau)] = [R_z^{qs}(\tau)] + [R_z^d(\tau)] + [R_z^{qs\ d}(\tau)] + [R_z^{d\ qs}(\tau)] \quad (45)$$

ifadesi bulunur. Burada,  $[R_z^{qs}(\tau)]$  ve  $[R_z^d(\tau)]$  sırasıyla zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenlerinin otokorelasyon fonksiyonunu,  $[R_z^{qs\ d}(\tau)]$  ve  $[R_z^{d\ qs}(\tau)]$  zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki karşıt korelasyon fonksiyonunu göstermektedir.

(45) denkleminin Fourier dönüşümü alınırsa  $z(t)$  tepkisinin spektral yoğunluk fonksiyonu (46) denklemindeki gibi elde edilir.

$$[S_z(\omega)] = [S_z^{qs}(\omega)] + [S_z^d(\omega)] + [S_z^{qs d}(\omega)] + [S_z^d qs(\omega)] \quad (46)$$

Burada,  $[S_z^{qs}(\omega)]$  ve  $[S_z^d(\omega)]$  sırasıyla zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenlerinin güç spektral yoğunluk fonksiyonunu gösterirken,  $[S_z^{qs d}(\omega)]$  ve  $[S_z^d qs(\omega)]$  zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonunu ifade etmektedir. Zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonu için,

$$[S_z^d qs(\omega)] = [S_z^{qs d}(\omega)]^* \quad (47)$$

eşitliği yazılabilir. Burada, \* kompleks eşleniği göstermektedir (Sweidan, 1990).

### 1.6.1. Dinamik Tepki Bileşeninin Varyansı

Herhangi bir yapı tepkisinin dinamik bileşeni  $z^d(t)$  (48) denklemi ile belirlenmektedir.

$$\{z^d(t)\} = [\psi]\{Y\} \quad (48)$$

(48) denklemindeki  $[\psi]$  yerdeğiştirme bileşeni için özvektörlere, eleman uç kuvvetleri için ise özvektörlerin neden olduğu eleman kuvvetlerine eşit olmaktadır.

(48) denklemi, (42) denkleminde yerine yazılırsa elde edilen otokorelasyon fonksiyonunun Fourier dönüşümü (Kreyszig, 1993) dinamik tepki bileşeninin güç spektral yoğunluk fonksiyonuna eşit olmakta ve (49) denklemi ile tanımlanmaktadır.

$$S_{z_i}^d(\omega) = \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \psi_{ij} \psi_{ik} \Gamma_{lj} \Gamma_{mk} H_j(-\omega) H_k(\omega) S_{\dot{v}_{g_l} \dot{v}_{g_m}}(\omega) \quad (49)$$

Burada,  $n$  dikkate alınan mod sayısını gösterirken,  $r$  yer hareketi ivmesinin etki ettiği mesnet sayısını,  $\Gamma_{lj}$  modal katkı faktörünün  $l$ . elemanını,  $\psi_{ij}$   $j$ . modun neden olduğu  $z_i$  tepki kuvvetini,  $\left[ S_{\ddot{v}_{g_l} \ddot{v}_{g_m}}(\omega) \right]$   $l$  ve  $m$  mesnet noktalarındaki yer hareket ivmelerinin karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonunu göstermektedir.  $H_j(\omega)$  ise frekans davranış fonksiyonu olup (50) denklemi ile ifade edilmektedir.

$$H_j(\omega) = \frac{1}{\omega_j^2 - \omega^2 + 2i\xi_j\omega_j\omega} \quad (50)$$

Dinamik tepki bileşeni  $z^d(t)$ 'nin varyansı (49) denkleminin integrasyonu alınarak hesaplanmakta ve (51) denklemi ile ifade edilmektedir (Hawwari, 1992).

$$\begin{aligned} \sigma_{z_i}^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^d(\omega) d\omega \\ &= \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \psi_{ij} \psi_{ik} \Gamma_{lj} \Gamma_{mk} \int_{-\infty}^{\infty} H_j(-\omega) H_k(\omega) S_{\ddot{v}_{g_l} \ddot{v}_{g_m}}(\omega) d\omega \end{aligned} \quad (51)$$

### 1.6.2. Zahirî-Statik Tepki Bileşeninin Varyansı

Zahirî-statik tepki bileşeni (52) denklemi ile elde edilmektedir.

$$\{z^{qs}(t)\} = [A] \{v_g\} \quad (52)$$

Burada  $[A]$  yerdeğiştirme için,  $[A] = [R_{rg}] = -[K_{rr}]^{-1} [K_{rg}]$  statik yerdeğiştirmeleri ifade ederken; eleman uç kuvvetleri için, mesnet noktalarının birim hareketinden dolayı meydana gelen eleman kuvvetlerini ifade etmektedir.

Zahirî-statik tepki bileşenlerinin otokorelasyon fonksiyonunun Fourier dönüşümü alınarak bu bileşene ait güç spektral yoğunluk fonksiyonu hesaplanır ve (53) denklemi ile ifade edilir.

$$S_{z_i}^{qs}(\omega) = \frac{1}{\omega^4} \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r A_{il} A_{im} S_{\dot{v}_{g_l} \dot{v}_{g_m}}(\omega) \quad (53)$$

Burada  $A_{il}$  1 mesnet serbestlik derecesinin birim hareketinden dolayı meydana gelen  $z_i$  tepki kuvvetini göstermektedir.

Zahiri-statik tepki bileşeni  $z^{qs}(t)$ 'nin varyansı, (53) denklemi integre edilerek hesaplanmakta ve (54) ifadesindeki gibi olmaktadır (Sweidan, 1990).

$$\sigma_{z_i}^{2 qs} = \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^{qs}(\omega) d\omega = \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r A_{il} A_{im} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\omega^4} S_{\dot{v}_{g_l} \dot{v}_{g_m}}(\omega) d\omega \quad (54)$$

### 1.6.3. Zahiri-Statik ve Dinamik Tepki Bileşenleri Arasındaki Kovaryans Fonksiyonu

(45) denklemde ifade edilen zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki karşıt korelasyon fonksiyonu, (48) ve (52) denklemleri kullanılarak elde edilmektedir. Elde edilen karşıt korelasyon fonksiyonunun Fourier dönüşümü alınarak zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonu (55) denklemi ile ifade edilmektedir (Sweidan, 1990).

$$S_{z_i}^{qs d}(\omega) = -\frac{1}{\omega^2} \sum_{j=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \psi_{ij} A_{il} \Gamma_{mj} H_j(\omega) S_{\dot{v}_{g_l} \dot{v}_{g_m}}(\omega) \quad (55)$$

Zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki kovaryans fonksiyonu, (55) denkleminin integre edilmesiyle hesaplanmakta ve (56) ifadesindeki gibi olmaktadır (Harichandran ve Wang, 1988a).

$$\begin{aligned} \text{Cov}(z_i^{qs}, z_i^d) &= \text{Re} \left[ \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^{qs d}(\omega) d\omega \right] \\ &= \sum_{j=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \psi_{ij} A_{il} \Gamma_{mj} \left( - \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\omega^2} H_j(\omega) S_{\dot{v}_{g_l} \dot{v}_{g_m}}(\omega) d\omega \right) \end{aligned} \quad (56)$$

#### 1.6.4. Toplam Tepki Bileşeninin Varyansı

i. tepki bileşeninin toplam varyans değeri, zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenlerinin varyansları ile zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki kovaryans tepki bileşeninin toplanmasıyla elde edilir. Elde edilen toplam tepkiye ait varyans değeri (57) ve (58) denklemleri ile hesaplanabilir (Sweidan, 1990).

$$\sigma_{z_i}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^{qs}(\omega) d\omega + \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^d(\omega) d\omega + 2 \operatorname{Re} \left[ \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^{qs, d}(\omega) d\omega \right] \quad (57)$$

$$\sigma_{z_i}^2 = \sigma_{z_i}^{2qs} + \sigma_{z_i}^{2d} + 2 \operatorname{Cov}(z_i^{qs}, z_i^d) \quad (58)$$

Burada  $\operatorname{Re}$ , gerçel kısmı,  $\sigma_{z_i}^{2qs}$  ve  $\sigma_{z_i}^{2d}$  sırasıyla zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenlerinin varyansını göstermektedir.  $\operatorname{Cov}(z_i^{qs}, z_i^d)$  ise, zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki kovaryansı ifade etmektedir.

#### 1.6.5. Ortalama Maksimum Değer ve Oluşma Frekansı

Stokastik analizde ortalama maksimum değer, maksimum büyüklük faktörü  $p$ 'ye ve  $z(t)$  tepki işleminin standart sapması  $\sigma_z$ 'ye bağlı olarak (59) denklemindeki gibi ifade edilmektedir (Button vd., 1981; Button, 1981; Dumanoglu ve Severn, 1990).

$$\mu = p\sigma_z \quad (59)$$

Standart sapma varyansın karekökü alınmak suretiyle hesaplanmaktadır. Ortalama maksimum değerın standart sapması ise (60) denklemindeki gibi belirlenmektedir.

$$\sigma = q\sigma_z \quad (60)$$



Burada  $p$  ve  $q$  sırası ile, yer hareket ivmesi ve sıfır seviyesi ortalama geçiş sayısının fonksiyonu olan maksimum büyüklük faktörleri olup (61) ve (62) denklemleri ile hesaplanmaktadır (Der Kiureghian, 1980; Wung ve Der Kiureghian, 1989).

$$p = \sqrt{(2 \ln v_e T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{(2 \ln v_e T)}} \quad (61)$$

$$q = \frac{1.2}{\sqrt{(2 \ln v_e T)}} - \frac{5.4}{13 + (2 \ln v_e T)^{3.2}} \quad (62)$$

Burada,  $T$  hareket süresini göstermektedir.  $v_e$  ise sıfır seviyesinin indirgenmiş ortalama geçiş sayısı olup (63) denklemi ile hesaplanmaktadır.

$$v_e = (1.9\xi^{0.15} - 0.73)v_0 \quad (63)$$

Yukarıdaki denklemde  $\xi$  sönüm oranını ifade etmektedir.  $v_0$  oluşma frekansını göstermekte olup (64) ifadesi ile tanımlanmaktadır.

$$v_0 = \frac{1}{\pi} \frac{\sigma_{\dot{z}}}{\sigma_z} = \frac{1}{\pi} \left( \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 S_z(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} S_z(\omega) d\omega} \right)^{1/2} \quad (64)$$

Burada  $S_z(\omega)$ ,  $z(t)$  tepki işleminin güç spektral yoğunluk fonksiyonunu,  $\sigma_z$  ve  $\sigma_{\dot{z}}$  ise sırasıyla  $z(t)$  tepki işlemi ve türevinin standart sapmasını göstermektedirler (Lee ve Penzien, 1980).

## 2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

### 2.1. Yer Hareketi Modeli

Bu çalışmada yapılan deterministik analizlerde deprem ivme kayıtları doğrudan kullanılmıştır. Bunun için yer hareketi olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Baraj kaydı S16E bileşeni ve 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeninin ilk 13.5 s'lik kısmı dikkate alınarak, ivme değerleri 2/3 ile çarpılmak suretiyle asma köprüye düşey doğrultuda uygulanmıştır. Deprem kayıtlarına ait ivme-zaman grafikleri Şekil 2 ve Şekil 3'te görülmektedir.

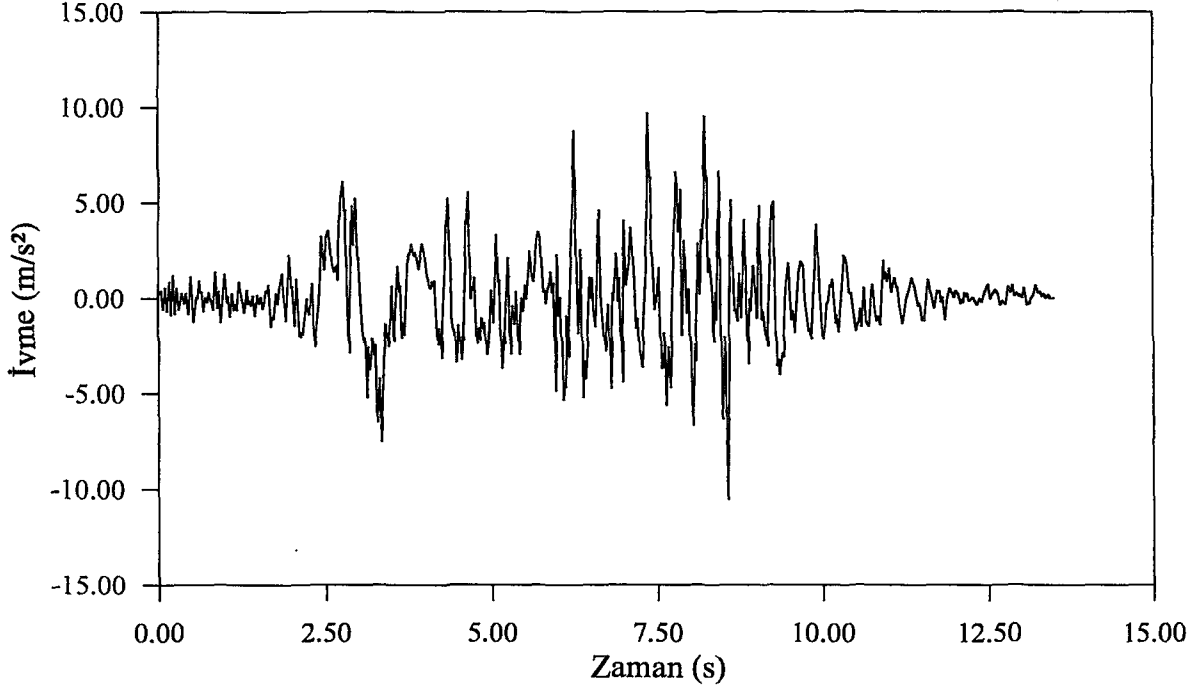
Stokastik analizde yapı sisteminin mesnetlerine etkiyen yer hareketi, mesnet noktaları arasındaki yer hareket ivmesinin karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonuna bağlı olarak (65) denklemindeki gibi tanımlanmaktadır (Oliveira vd., 1991; Abrahamson vd., 1991; Schneider vd., 1992; Abrahamson, 1993; Heredia-Zavoni ve Vanmarcke, 1994).

$$S_{\ddot{v}_{g1} \ddot{v}_{gm}}(\omega) = \gamma_{lm}(\omega) \sqrt{S_{\ddot{v}_{g1} \ddot{v}_{g1}}(\omega) S_{\ddot{v}_{gm} \ddot{v}_{gm}}(\omega)} \quad (65)$$

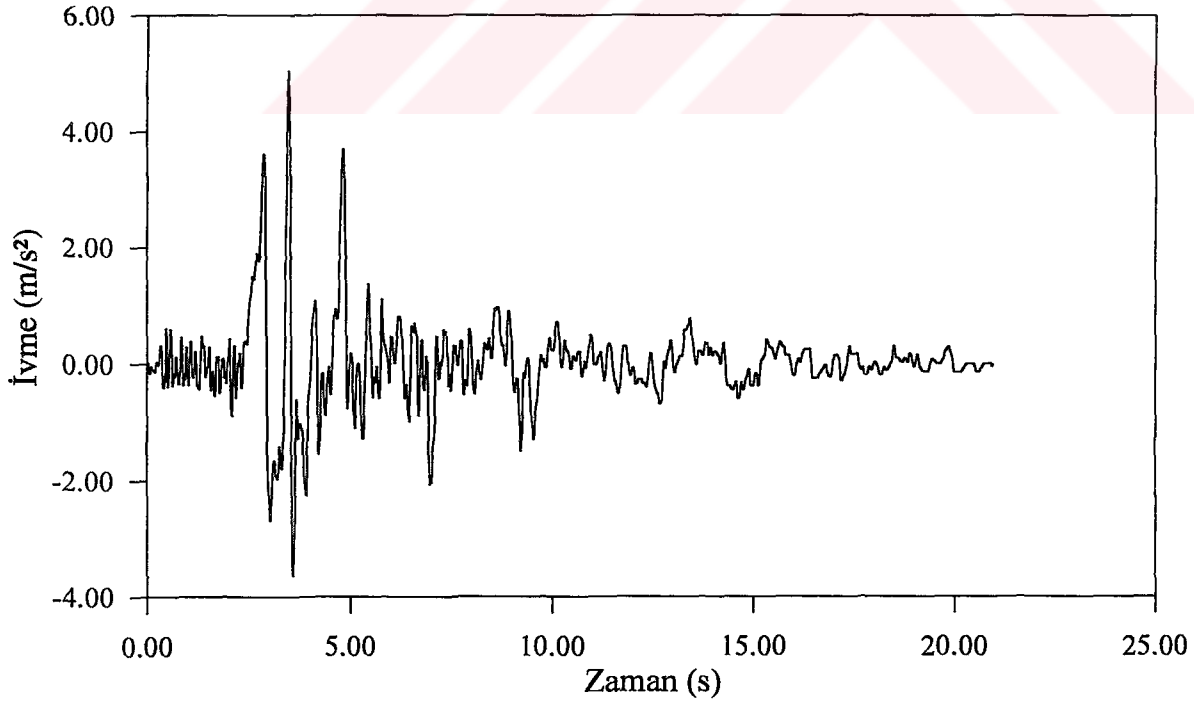
Burada,  $\gamma_{lm}(\omega)$  korelasyon fonksiyonu olup daha sonra açıklanacaktır. Diğer terimler ise Bölüm 1 de (49), (53), (56) denklemleriyle tanımlanmış olup, zeminin homojen olması durumunda  $(S_{\ddot{v}_{g1} \ddot{v}_{g1}}(\omega) = S_{\ddot{v}_{gm} \ddot{v}_{gm}}(\omega) = S_{\ddot{v}_g}(\omega))$ , (65) ifadesi (66) denklemine dönüşebilir.

$$S_{\ddot{v}_{g1} \ddot{v}_{gm}}(\omega) = \gamma_{lm}(\omega) S_{\ddot{v}_g}(\omega) \quad (66)$$

Burada,  $S_{\ddot{v}_{g1} \ddot{v}_{gm}}(\omega)$  l ve m mesnet noktaları arasındaki yer hareket ivmelerine ait karşıt güç spektral yoğunluk fonksiyonunu göstermektedir. Bu çalışmada Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilerek elde edilen ve (67) denklemi ile tanımlanan Filtre Edilmiş Beyaz Gürültü güç spektral yoğunluk fonksiyonu kullanılmaktadır.



Şekil 2. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydı



Şekil 3. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydı

$$S_{\ddot{v}_g}(\omega) = S_0 |H_g(\omega)|^2 |H_f(\omega)|^2 \quad (67)$$

Burada,  $S_0$  beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerini,  $H_g(\omega)$  ve  $H_f(\omega)$  zemine ait filtre fonksiyonlarını göstermekte olup (68) ve (69) denklemleri ile hesaplanmaktadır (Hindy ve Novak, 1980; Datta ve Mashaly, 1986; Allam ve Datta, 2000).

$$|H_g(\omega)|^2 = \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \quad (68)$$

ve

$$|H_f(\omega)|^2 = \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (69)$$

(68) ve (69) denklemlerindeki  $\omega_g$ ,  $\xi_g$  ve  $\omega_f$ ,  $\xi_f$  sırasıyla zemine ve ikinci filtreye ait doğal frekansı ve sönüm oranını göstermektedir.

Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından sert, orta ve yumuşak zemin sınıfları için filtre parametreleri olarak Tablo 1'de verilen değerler önerilmektedir.

Bu çalışmada zemin cinsi olarak sert, orta ve yumuşak zemin cinsleri seçilmiş olup Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından önerilen yer ivmesi güç spektral yoğunluk fonksiyonu parametreleri kullanılmaktadır.

Beyaz gürültü işleminin güç spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değeri,  $S_0$ , (70) denklemi ile elde edilebilmektedir (Hindy ve Novak, 1980; Datta ve Mashaly, 1986; Allam ve Datta, 2000).

$$S_0 = \frac{\sigma_{\ddot{v}_g}^2}{\int_0^{\infty} |H_g(\omega)|^2 |H_f(\omega)|^2 d\omega} = \frac{\sigma_{\ddot{v}_g}^2}{\Phi} \quad (70)$$

Burada  $\sigma_{\ddot{v}_g}^2$  yer hareket ivmesinin varyansını göstermektedir.

(70) denklemi kullanılarak  $S_0$  değerinin belirlenebilmesi için, her bir zemin cinsi için yer hareket ivmesinin güç spektral yoğunluk fonksiyonu, bu çalışmada kullanılan 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ve 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeninin ilk 13.5 s'lik bölümüne ait ivme kayıtlarının enerjisine ayrı ayrı

eşitlenmektedir. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ve 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeninin ilk 13.5 s'lik ivmelerine ait güç spektral yoğunluk fonksiyonları Şekil 4 ve Şekil 5'te görülmektedir.

STOCAL-II (Wung ve Der Kiureghian, 1989) bilgisayar programı kullanılarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydına ait varyans ifadesi  $\sigma_{\ddot{v}_g}^2 = \lambda_0 = 0.45766 \text{ m}^2/\text{s}^4$ , 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik bölümüne ait varyans ifadesi ise  $\sigma_{\ddot{v}_g}^2 = \lambda_0 = 0.19433 \text{ m}^2/\text{s}^4$  olarak elde edilmiştir.

Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından üç zemin türü için Tablo 1'de verilen filtre parametreleri kullanılarak  $\Phi$  değerleri Tablo 2'deki gibi hesaplanmıştır.

Böylece (70) denklemini yardımı ile 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydı ve 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik bölümü için bulunan varyans değerleri, farklı zemin türleri için elde edilen  $\Phi$  değerlerine bölünmek suretiyle,  $S_0$  değerleri Tablo 3'deki gibi elde edilmiştir.

(67) denklemindeki Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilen yer hareketi modeli dikkate alınarak San Fernando ve Erzincan depremleri için hesaplanmış çeşitli zemin türlerine ait ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonları Şekil 6 ve Şekil 7'de verilmektedir. Bu yer hareketi modeli ile aynı depremler için ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonlarına bağlı olarak (71) denklemini ile elde edilen yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonları ise Şekil 8 ve Şekil 9'da görülmektedir (Zerva, 1992a).

$$S_{v_g} = \frac{S_{\ddot{v}_g}}{\omega^4} \quad (71)$$

İvme kaydına ait varyans değeri ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonunun alanından, yerdeğiştirme varyans değeri ise yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonunun alanından hesaplanmaktadır. Şekil 6 ve Şekil 7'den her bir zemin cinsi için elde edilen yer hareketi ivmesi varyans değerleri birbirine eşit olup San Fernando depremi için  $0.45766 \text{ m}^2/\text{s}^4$ , Erzincan depreminin ilk 13.5 s'lik kısmı için ise  $0.19433 \text{ m}^2/\text{s}^4$  dır. Şekil 8 ve Şekil 9'dan elde edilen yer hareketi yerdeğiştirme varyans değerleri ise her bir zemin cinsi için farklı olmaktadır. Bunun nedeni ivme değerlerinin yerdeğiştirme değerlerinin türevi olması ile açıklanmaktadır (Peebles, 1987).

Tablo 1. Çeşitli zemin türleri için güç spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri (Der Kiureghian, 1991).

Zemin Cinsi	$\omega_g$ (rad/s)	$\xi_g$	$\omega_f$ (rad/s)	$\xi_f$
Sert	15.0	0.6	1.5	0.6
Orta	10.0	0.4	1.0	0.6
Yumuşak	5.0	0.2	0.5	0.6

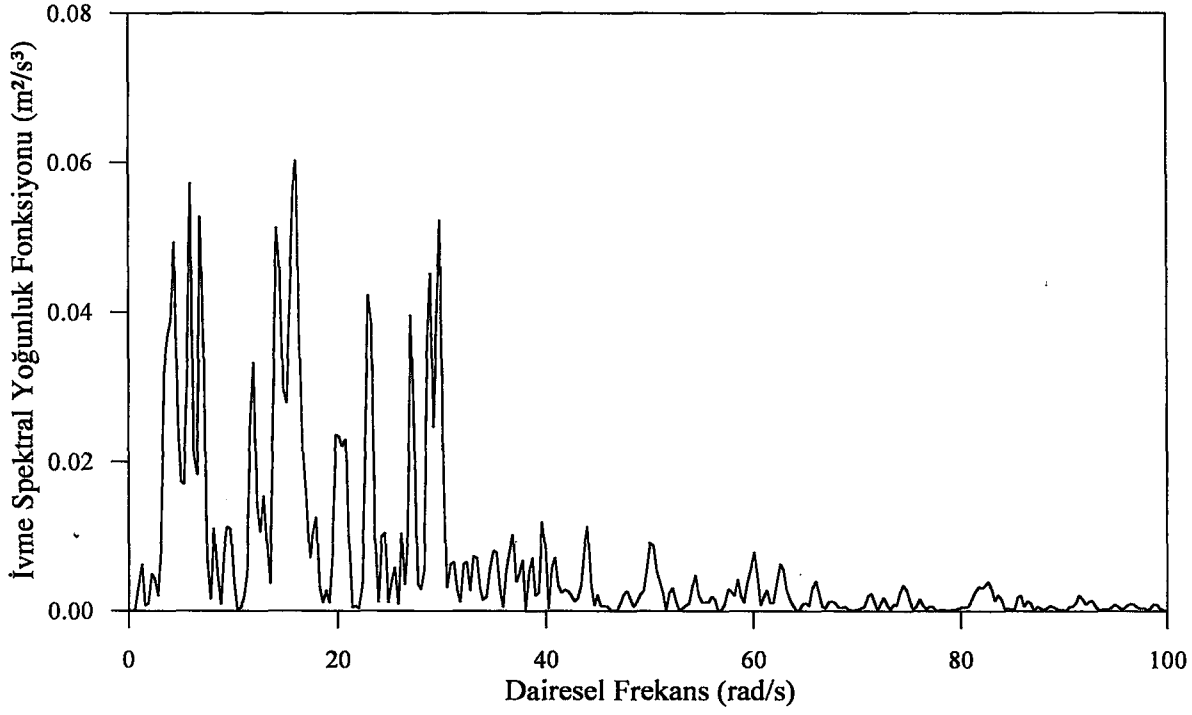
Tablo 2. Çeşitli zemin türleri için hesaplanan  $\Phi$  değerleri

Zemin Cinsi	$\Phi$ (1/s)
Sert	47.109
Orta	31.703
Yumuşak	22.581

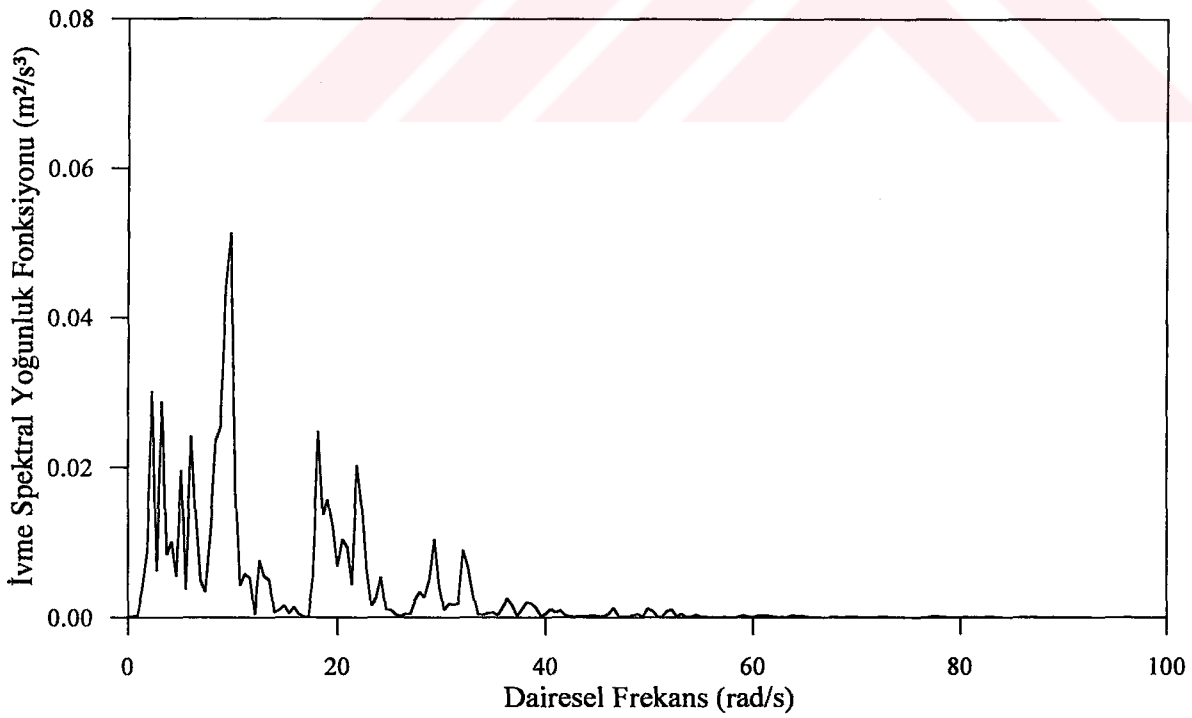
Tablo 3. Çeşitli zemin türleri için hesaplanan  $S_0$  değerleri

Zemin Cinsi	$S_0$ (m <sup>2</sup> /s <sup>3</sup> )	
	San Fernando Depremi	Erzincan Depremi
Sert	0.009715	0.004125
Orta	0.014436	0.006129
Yumuşak	0.020267	0.008606

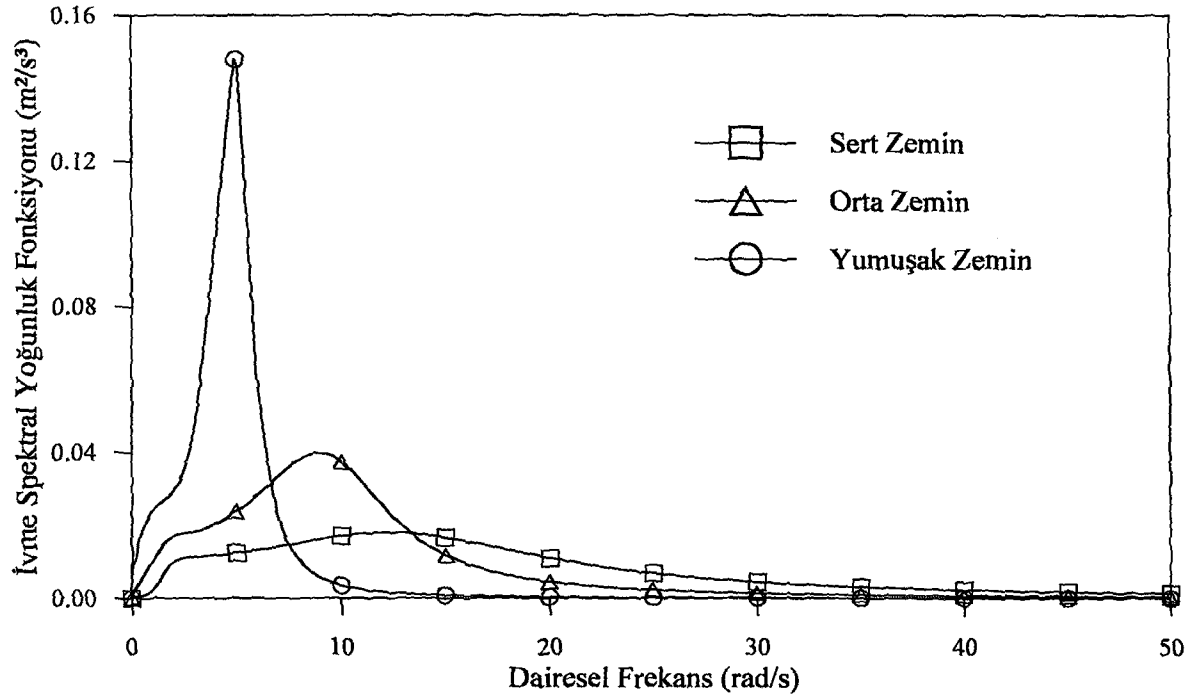




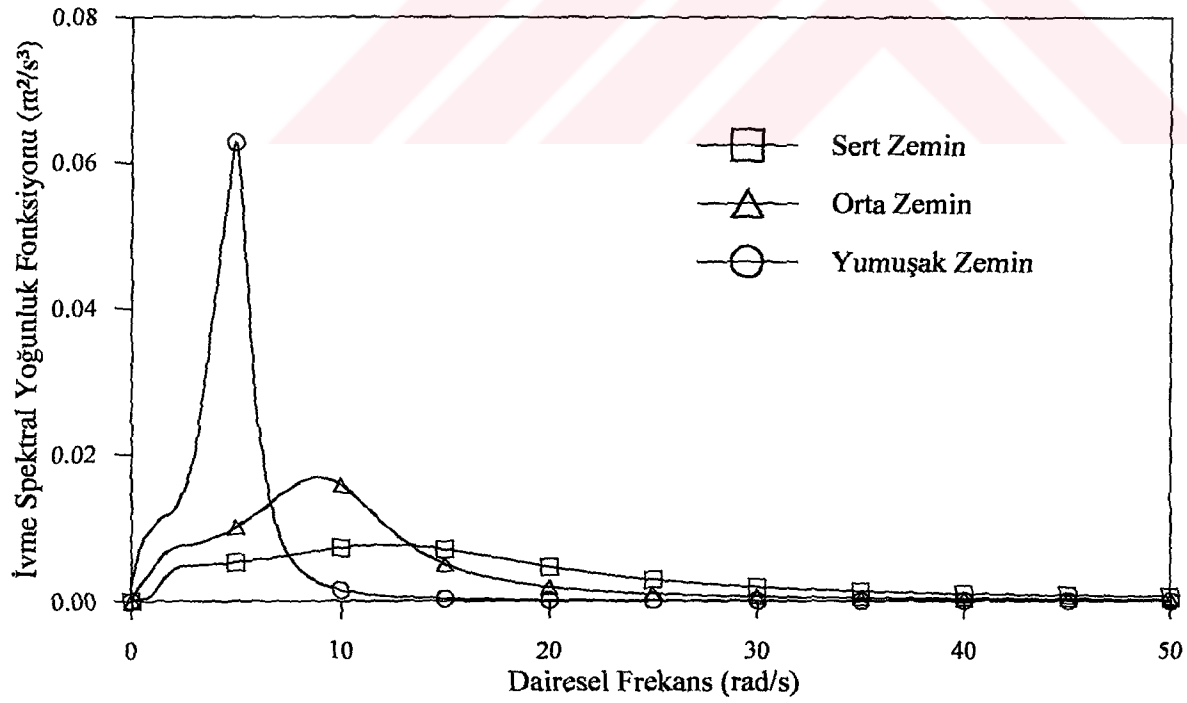
Şekil 4. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydına ait güç spektral yoğunluk fonksiyonu



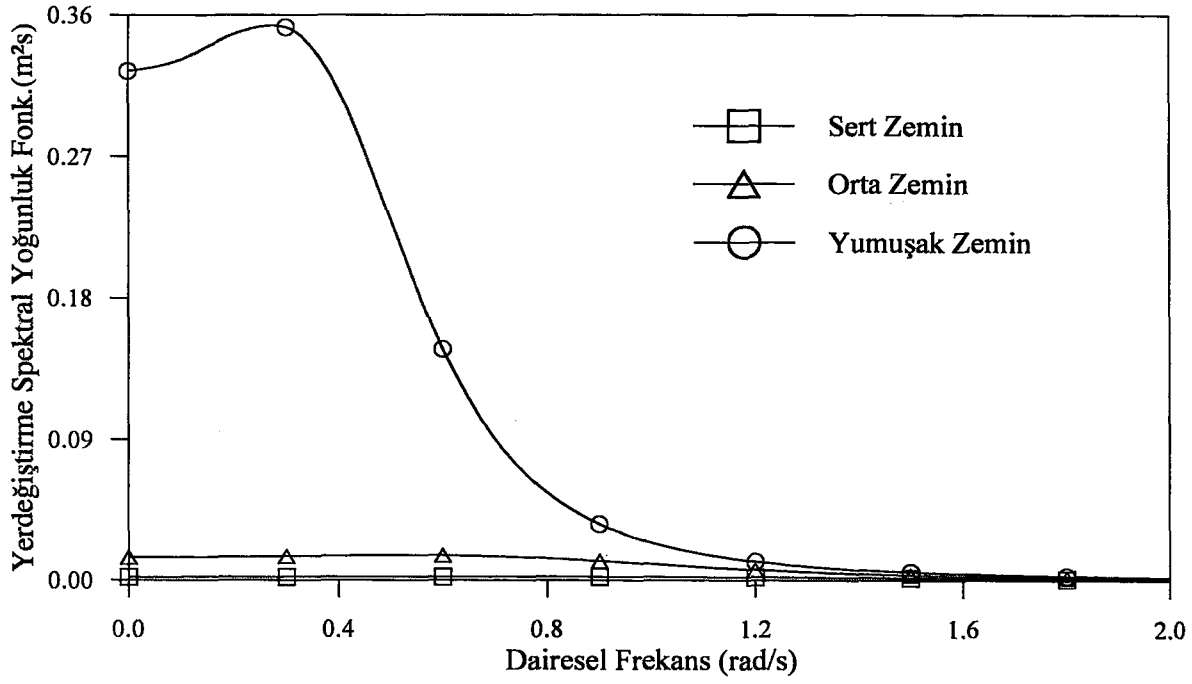
Şekil 5. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik kısmına ait güç spektral yoğunluk fonksiyonu



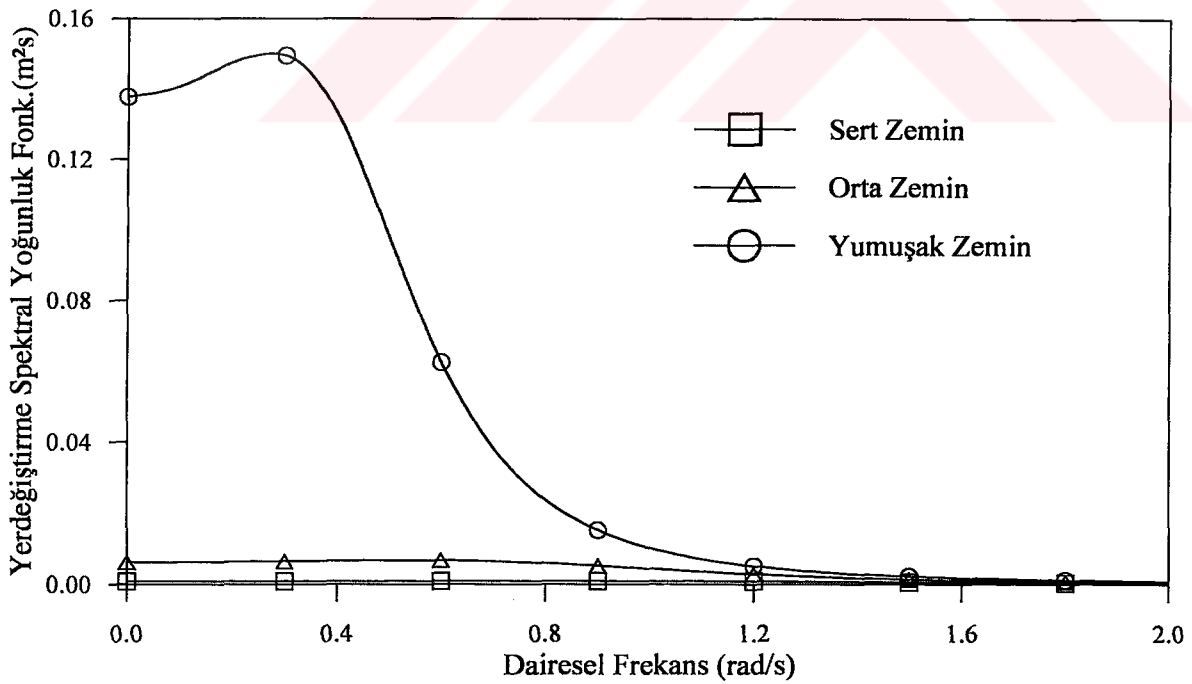
Şekil 6. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonu



Şekil 7. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik kısmı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonu



Şekil 8. 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ivme kaydı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonu



Şekil 9. 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydının ilk 13.5 s'lik kısmı için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeline ait yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonu

(65) denkleminde kullanılan korelasyon fonksiyonu,  $\gamma_{lm}(\omega)$ , yer hareketinin değişimini frekans alanında tanımlamakta ve (72) denklemi ile ifade edilmektedir (Der Kiureghian, 1996).

$$\gamma_{lm}(\omega) = |\gamma_{lm}(\omega)|^k \gamma_{lm}(\omega)^d \gamma_{lm}(\omega)^z = |\gamma_{lm}(\omega)|^k \exp\left[i\left(\theta_{lm}(\omega)^d + \theta_{lm}(\omega)^z\right)\right] \quad (72)$$

Korelasyon fonksiyonu boyutsuz ve kompleks 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 göstermektedir. (72) denkleminde  $\gamma_{lm}(\omega)$  terimlerinin üsleri olarak yazılan k, d, z harfleri sırası ile korelasyon etkisini, dalga yayılma etkisini ve zemin etkisini ifade etmektedir.  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k$ ,  $\gamma_{lm}(\omega)^d$  ve  $\gamma_{lm}(\omega)^z$  sırası ile mesnetlere etkileyen yer hareketleri arasındaki korelasyon etkisini, dalga yayılma etkisini ve mesnetlerdeki farklı zemin etkisini göstermektedir.

Korelasyon etkisi, deprem hareketinin düzgün olmayan faylar boyunca çok değişik kaymalar sonucunda meydana gelmesi ve ortaya çıkan yerdeğiştirme dalgalarının rasgele sayılabilecek sayısız yansıma ve kırılmadan geçmesi ile açıklanmaktadır. Bu çalışmada mesnetlere etkileyen yer hareketleri arasındaki korelasyon etkisi,  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k$ , literatürde kullanılan dört farklı korelasyon modeline göre dikkate alınmaktadır. Bunlar:

1. Tayvan'daki SMART-1 deprem kayıtlarının analizi ile Harichandran ve Vanmarcke (1986) tarafından belirlenen korelasyon modeli (Model 1) olup (73) denklemi ile tanımlanmaktadır (Santa-Cruz vd., 2000; Chen ve Harichandran, 2001).

$$|\gamma_{lm}(\omega)|^k = A \exp\left[-\frac{2d_{lm}}{\alpha\theta(\omega)}(1-A+\alpha A)\right] + (1-A) \exp\left[-\frac{2d_{lm}}{\theta(\omega)}(1-A+\alpha A)\right] \quad (73)$$

Burada;  $\theta(\omega)$  (74) denklemindeki gibidir.  $d_{lm}$  ise mesnetler arasındaki mutlak yatay uzaklığı göstermektedir.

$$\theta(\omega) = k \left[ 1 + \left( \frac{\omega}{2\pi f_0} \right)^b \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (74)$$

(73) ve (74) denklemlerindeki  $A$ ,  $\alpha$ ,  $k$ ,  $f_0$  ve  $b$  ampirik sabitler olup bu çalışmada Harichandran (1996) tarafından asma ve kablolu köprüler için önerilen  $A=0.636$ ,  $\alpha=0.0186$ ,  $k=31200$ ,  $f_0=1.51\text{Hz}$  ve  $b=2.95$  değerleri kullanılmaktadır.

2. Kanada ve Tayvan'daki bir dizi deprem kayıtları dikkate alınarak Abrahamson (1993) tarafından geliştirilen bir korelasyon modeli (Model 2) olup düşey doğrultudaki analizler için (75) denklemi ile ifade edilmektedir.

$$|\gamma_{lm}(\omega)|^k = |\gamma_{lm}(\omega)|^l h_{lm}(\omega) \quad (75)$$

Burada,

$$|\gamma_{lm}(\omega)|^l = \tanh \left\{ \frac{c_3(d_{lm})}{1 + c_4(d_{lm}) \left( \frac{\omega}{2\pi} \right)} + [4.65 - c_3(d_{lm})] \exp \left[ c_6(d_{lm}) \left( \frac{\omega}{2\pi} \right) \right] + 0.35 \right\} \quad (76)$$

$$c_3(d_{lm}) = 3.5 - 0.37 \ln(d_{lm} + 0.04) \quad (77)$$

$$c_4(d_{lm}) = 0.65 \left[ 1 - \frac{1}{1 + \frac{d_{lm}}{4}} \right] \quad (78)$$

$$c_6(d_{lm}) = 3[\exp(-0.05d_{lm}) - 1] - 0.0018d_{lm} \quad (79)$$

(75) denklemindeki  $h_{lm}(\omega)$  düzlem dalga faktörü olup (80) denklemi ile hesaplanmaktadır.

$$h_{lm}(\omega) = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\left( \frac{\omega}{2\pi} \right)}{c_8(d_{lm})} \right]^3} \quad (80)$$

Burada,

$$c_8(d_{lm}) = \exp[5.20 - 0.634 \ln(d_{lm} + 0.1)] \quad (81)$$

3. Genelleştirilmiş Hindy ve Novak (1980) modeli (Model 3) olarak bilinir ve (82) denklemi ile belirlenir.

$$|\gamma_{lm}(\omega)|^k = \exp[-\alpha(\omega d_{lm})^\beta] \quad (82)$$

Burada  $\alpha$  ve  $\beta$  parametreleri sırasıyla  $3.007 \cdot 10^{-4}$  ve 0.9 değerlerini alırlar (Chen ve Harichandran, 2001).

4. Rasgele ortamda kayma dalgalarının yayılmalarını dikkate alarak belirlenen ve Uscinski (1977) tarafından geliştirilen korelasyon modeli (Model 4) olup (83) denklemindeki gibi ifade edilmektedir. Bu model inşaat mühendisliği konusunda ilk defa Luco ve Wong (1986) tarafından kullanıldığı için literatürde genellikle Luco ve Wong modeli olarak adlandırılmaktadır.

$$|\gamma_{lm}(\omega)|^k = \exp[-(\gamma d_{lm} \omega)^2] \quad (83)$$

Burada  $\gamma$  korelasyon parametresini göstermekte olup bu çalışmada  $\gamma$  değeri olarak Luco ve Wong (1986) ve Luco ve Mita (1987) tarafından önerilen  $\gamma = 2 \cdot 10^{-4}$  s/m değeri kullanılmaktadır.

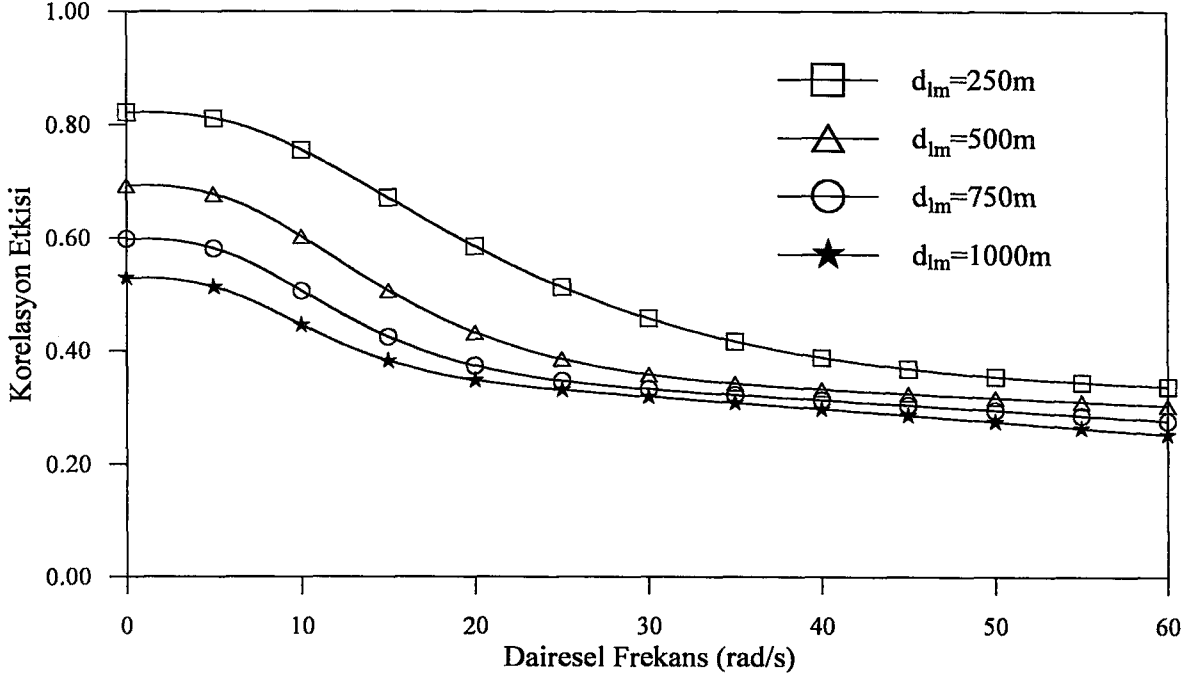
Şekil 10 - Şekil 13'te yukarıda açıklanan farklı korelasyon modelleri için elde edilen korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi görülmektedir. Şekillerden görüleceği gibi düşük frekanslarda Model 2, Model 3 ve Model 4 için tam korelasyon gözlenirken, Model 1 için frekansın sıfır olması durumunda dahi, kısmi korelasyon söz konusu olmaktadır. Ayrıca korelasyon etkisi frekansın ve mesafenin artması ile azalmaktadır. Model 1 durumunda, diğer modellere oranla daha yavaş sifira yaklaşılmaktadır. Model 4 durumu sifira en hızlı yaklaşıldığı durumdur.

(72) denklemindeki ikinci terim,  $\theta_{1m}(\omega)^d$ , yer hareketinin yayılma etkisini göstermekte olup, (84) denklemi ile ifade edilmektedir. Dalga yayılma etkisi deprem hareketinin bir mesnetten diğerine ulaşıncaya kadar geçen zaman farkından doğmaktadır (Zerva, 1991; Zerva, 1999).

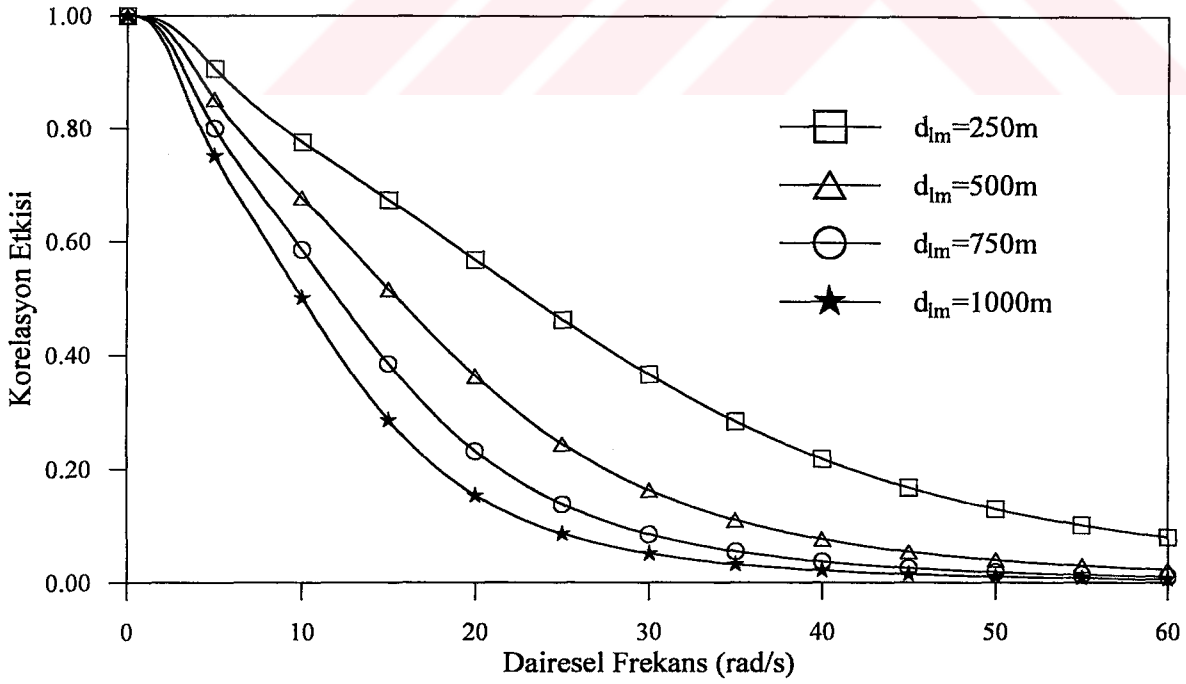
$$\theta_{1m}(\omega)^d = -\frac{\omega d_{1m}}{v_{app}} \quad (84)$$

Burada  $v_{app}$  görünen dalga yayılma hızını,  $d_{1m}$  dalga yayılma doğrultusunda mesnetler arasındaki mutlak yatay uzaklığı göstermektedir. Bu çalışmada yer hareketi dalga yayılma hızı için  $v_{app}=400, 700, 1000, 2000, 3000\text{m/s}$  ve sonsuz hız değerleri kullanılmaktadır.

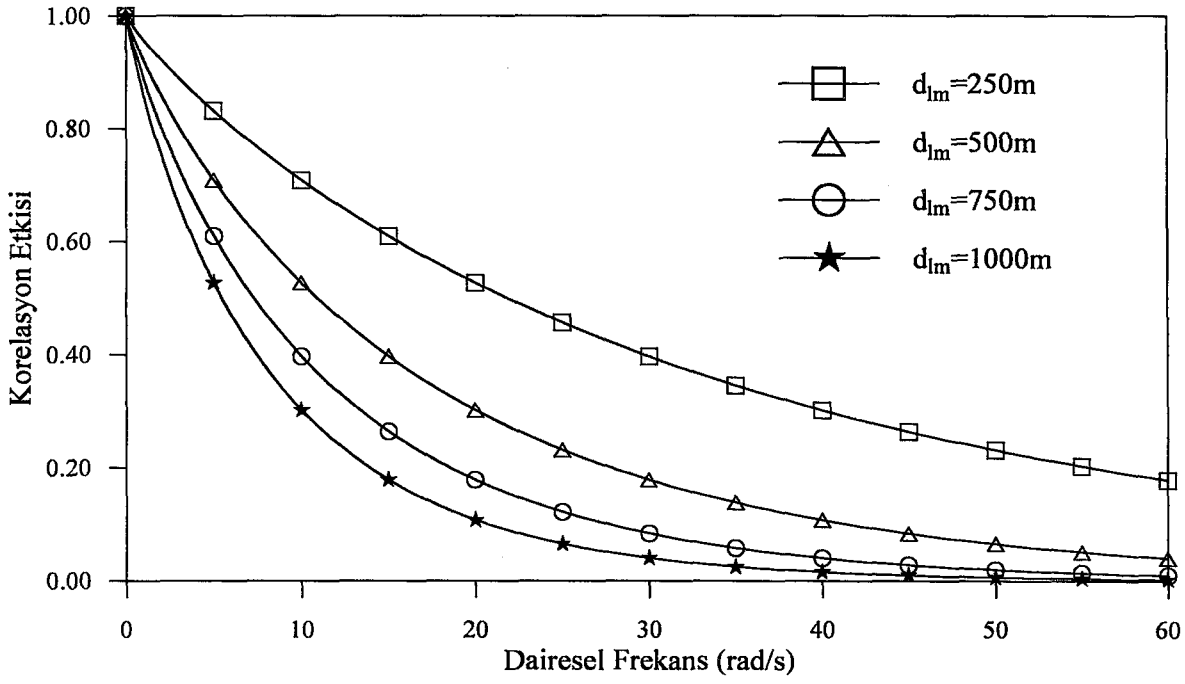




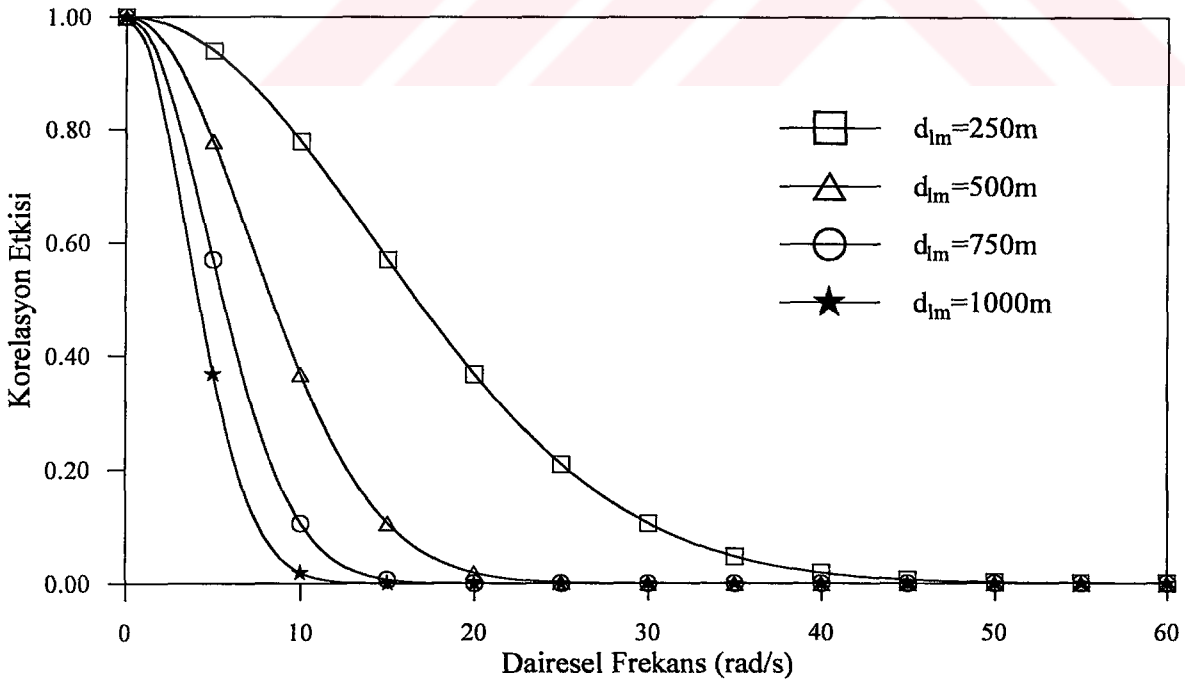
Şekil 10. Harichandran ve Vanmarcke (1986) modeli (Model 1) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi



Şekil 11. Abrahamson (1993) modeli (Model 2) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi



Şekil 12. Hindy ve Novak (1980) modeli (Model 3) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi



Şekil 13. Uscinski (1977) modeli (Model 4) korelasyon etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi

(72) denklemindeki son terim,  $\theta_{lm}(\omega)^z$ , ise yerel zemin etkisini ifade etmekte olup, (85) denklemi ile hesaplanmaktadır. Zemin etkisi farklı mesnet noktalarındaki yerel zemin şartlarının farklılığından kaynaklanmaktadır (Der Kiureghian ve Keshishian, 1996; Der Kiureghian vd., 1997).

$$\theta_{lm}(\omega)^z = \tan^{-1} \frac{\text{Im}[H_1(\omega)H_m(-\omega)]}{\text{Re}[H_1(\omega)H_m(-\omega)]} \quad (85)$$

Burada,  $H_1(\omega)$  ve  $H_m(-\omega)$  1 ve m mesnet noktalarındaki frekans davranış fonksiyonlarını, Im ve Re sırasıyla fonksiyonun sanal ve reel kısımlarını göstermektedir.

1 ve m mesnet noktalarındaki zemin cinsleri için yumuşak-orta, yumuşak-sert ve orta-sert zemin cinsleri dikkate alınarak (85) denklemi ile gösterilen zemin etkisinin reel kısmının frekansa bağlı olarak değişimi Tablo 4 ve Şekil 14'de görülmektedir. Zemine ait parametre değerleri için Tablo 1'de verilen  $w_g$  ve  $\xi_g$  değerleri kullanılmıştır. Yumuşak-sert zemin cinsi durumunda zemin etkisi en etkili olurken, orta-sert zemin cinsi durumunda zemin etkisinin en az olduğu gözlenmektedir. Yani zemin özellikleri arasındaki farklılık arttıkça zemin etkisi daha önemli olmaktadır.

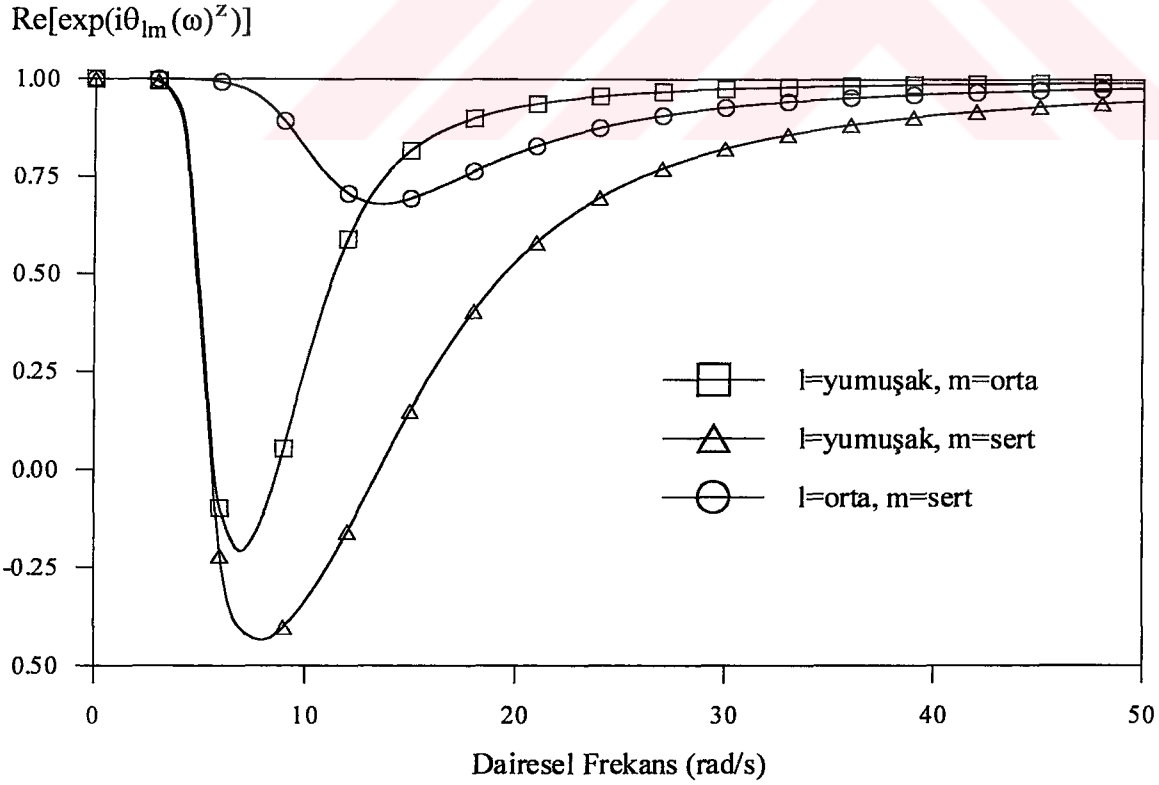
Yerel zemin özelliklerinin farklı olduğu bir alanda inşa edilmiş uzun açıklıklı yapı sistemlerinin 5-15 rad/s arasında önemli modlara sahip olması durumunda zemin etkisinin analizlerde dikkate alınması gerektiği Şekil 14'ten görülmektedir. Asma köprü sistemlerinin de bu sınırlar arasında kaldığı düşünülmektedir. Dolayısıyla asma köprülerin analizlerinde zemin etkisinin dikkate alınması gerekmektedir.

Tablo 4. Zemin etkisinin frekansa bağılı olarak değişimi

Frekans (rad/s)	Re[exp(iθ <sub>lm</sub> (ω) <sup>2</sup> )]		
	l=yumuşak m=orta	l=yumuşak m=sert	l=orta m=sert
0	1.0000000	1.0000000	1.0000000
1	0.9999969	0.9999956	0.9999999
2	0.9997339	0.9996424	0.9999933
3	0.9949133	0.9935327	0.9999170
4	0.9349552	0.9230435	0.9994811
5	0.4705882	0.4103647	0.9977494
6	-0.0982872	-0.2209624	0.9922779
7	-0.2090747	-0.4090368	0.9778702
8	-0.1227623	-0.4365510	0.9464664
9	0.0529662	-0.4037792	0.8921856
10	0.2576627	-0.3395000	0.8213700
11	0.4435287	-0.2555032	0.7531887
12	0.5881532	-0.1590809	0.7048867
13	0.6921123	-0.0562377	0.6817248
14	0.7649274	0.0477089	0.6798769
15	0.8161367	0.1483404	0.6925318
16	0.8528004	0.2424381	0.7134085
17	0.8796543	0.3280712	0.7378790
18	0.8997880	0.4044436	0.7629623
19	0.9152200	0.4716005	0.7869484
20	0.9272887	0.5301180	0.8089902
21	0.9368988	0.5808452	0.8287730
22	0.9446751	0.6247246	0.8462850
23	0.9510577	0.6626821	0.8616692
24	0.9563633	0.6955690	0.8751362
25	0.9608236	0.7241379	0.8869140
26	0.9646114	0.7490386	0.8972234
27	0.9678571	0.7708234	0.9062651
28	0.9706613	0.7899579	0.9142167
29	0.9731018	0.8068327	0.9212317
30	0.9752399	0.8217753	0.9274415
31	0.9771248	0.8350595	0.9329579
32	0.9787954	0.8469151	0.9378759
33	0.9802838	0.8575355	0.9422757
34	0.9816161	0.8670835	0.9462255
35	0.9828136	0.8756968	0.9497831
36	0.9838945	0.8834922	0.9529979

Tablo 4'ün devamı

Frekans (rad/s)	$\text{Re}[\exp(i\theta_{lm}(\omega)^z)]$		
	$l=\text{yumuşak}$ $m=\text{orta}$	$l=\text{yumuşak}$ $m=\text{sert}$	$l=\text{orta}$ $m=\text{sert}$
37	0.9848736	0.8905696	0.9559118
38	0.9857636	0.8970139	0.9585606
39	0.9865752	0.9028985	0.9609756
40	0.9873175	0.9082862	0.9631831
41	0.9879984	0.9132314	0.9652063
42	0.9886245	0.9177815	0.9670649
43	0.9892017	0.9219776	0.9687765
44	0.9897350	0.9258557	0.9703560
45	0.9902289	0.9294473	0.9718170
46	0.9906871	0.9327801	0.9731708
47	0.9911132	0.9358786	0.9744279
48	0.9915102	0.9387644	0.9755973
49	0.9918805	0.9414567	0.9766869
50	0.9922267	0.9439724	0.9777039



Şekil 14. Zemin etkisinin frekansa bağlı olarak değişimi

## 2.2. Asma Köprüler

### 2.2.1. Asma Köprülerin Temel Özellikleri

Asma köprüler, genelde 550m'den büyük açıklıkların geçilmesi için, iki ana kablunun kuleler arasında asılması ve kablo uçlarının bloklara ankrajlanmasıyla inşa edilen yapılardır (Merritt, 1983; Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000). Ankraj, ana kablo, kule, askı ve tabliye gibi elemanlardan oluşmaktadır. Kule temelleri de asma köprüler için önemli olmakla birlikte, köprü'nün bir elemanı değildir (Bulson vd., 1983). Asma köprüler açıklıklarına, tabliyelerine, kulelerine, askılarına ve ankrajlanma tiplerine göre isimlendirilirler. Asma köprülerdeki sehim köprü davranışını etkilemektedir. Sehim azaldıkça ana kablolardaki çekme kuvveti artar ve buna bağlı olarak da köprü'nün rijitliği artar. Dolayısıyla ankraj bloklarına gelen çekme kuvveti de büyük olur. Ana kablolardaki sehim açıklığının 1/9 – 1/11'i kadar olmalıdır (Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000). Bazı özel durumlarda açıklığın 1/13'ü oranında da alınabileceği, fakat bundan küçük seçilmesinin uygun olmayacağı belirtilmektedir (Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000).

#### 2.2.1.1. Ankraj

Ankraj, ana kablodan gelen yükleri zemine aktarır. Asma köprülerde ağırlık ve tünel ankrajı olmak üzere iki çeşit ankraj kullanılmaktadır. Ağırlık ankrajında ana kablodaki çekme kuvvetinin düşey bileşeni ankraj bloğunun ağırlığı ile, yatay bileşeni ise zemin ile ankraj bloğu arasındaki kesme kuvveti ile dengelenir. Tünel ankrajı ise kablodaki çekme kuvvetini direkt olarak zemine aktarmakta kullanılmaktadır. Ankraj blokları ana kablodan gelen çekme kuvvetine ve zemin şartlarına göre boyutlandırılır. Tünel ankraj sistemi için uygun zemin şartları gerekmektedir (Pugsley, 1968; Celasun, 1981; Bulson vd., 1983; Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000).

#### 2.2.1.2. Ana Kablo

Ana kablolar, tabliyedeki yükleri askılar aracılığı ile alıp, kule ve ankraj blokları vasıtasıyla zemine aktarır. Ana kablolar genellikle 5 mm çapında ve 160-180 kg/mm<sup>2</sup> dayanımı olan galvanizli çelik tellerden oluşturulmaktadır. Ana kablolar oluşturulduktan sonra dış etkilerden korunabilmesi için üzerleri yumuşak galvanizli telle sarıldıktan sonra astarlanıp boyanmaktadır (Pugsley, 1968; Celasun, 1981; Bulson vd., 1983; Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000).

### 2.2.1.3. Kule

Kuleler, tepesine yerleştirilen eyerler ile ana kablolarla mesnet görevi yaparlar. Büyük miktarda eksenel kuvvet ve eğilme momentine maruzdurlar. Çelik veya betonarme olabilen kuleler rijit veya eğilebilir olarak inşa edilirler. Her bir kule iki ayaktan oluşur ve bu ayaklar yatay veya diyagonal kirişlerle birbirine bağlanır (Pugsley, 1968; Celasun, 1981; Bulson vd., 1983; Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000).

### 2.2.1.4. Askı

Askı, tabliyedeki yükü ana kabloya aktarır. Düşey, eğik, eğik ve düşey birlikte olmak üzere üç şekilde inşa edilirler. Her bir askı, askı-tabliye bağlantısı, askı-kablo bağlantısı ve askının kendisi olmak üzere üç elemandan oluşmaktadır. Askılar çelik çubuk, bükümlü tel halatlar veya paralel tel halatlar şeklinde olabilirler. Modern asma köprülerde genellikle en çok kullanılan askı türü, bükümlü tel halatlı olanlardır (Pugsley, 1968; Celasun, 1981; Bulson vd., 1983; Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000).

### 2.2.1.5. Tabliye

Tabliye, hareketli araç yüklerini yayan ve taşıyan boyuna yapılardır. Yanal yönde de kirişler gibi davranır ve yapının aerodinamik stabilitesini sağlar. Kafes kirişli, (I) kirişli ve aerodinamik forma sahip kutu kesitli olmak üzere üç tip tabliye kullanılmaktadır (Pugsley, 1968; Celasun, 1981; Bulson vd., 1983; Chen, 1999; Chen ve Duan, 2000).

## 2.2.2. Asma Köprünün Yapısal Özellikleri

Bu çalışmada sayısal uygulama için İstanbul Boğaziçi Köprüsü (Brown ve Parsons, 1975) seçilmiştir. Boğaziçi Köprüsünün tasarımı Londra'daki Freeman, Fox and Partners (1968) firması tarafından yapılmıştır. Köprü İstanbul'un Avrupa ile Asya yakalarını birbirine bağlamaktadır. Yapımına 1970 yılında başlanmış olup, 1973 yılında trafiğe açılmıştır (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

Genel görünüşü Şekil 15'te verilen Boğaziçi Köprüsünün ana açıklığı 1074m, kenar açıklıkları Avrupa yakasında 231m, Asya yakasında 255m'dir. Kenar açıklık tabliyeleri



kablolarla asılı olmayıp, orta ayak temellerinin üzerine yerleştirilen çelik kolonlar tarafından taşınmaktadır. Ana kablolar arasındaki mesafe 28m'dir. Her biri 3 şerit olan, biri gidiş diğeri dönüş toplam iki yolu bulunmaktadır (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

165m yüksekliğinde olan çelik kulelerin her biri, birbirine üçer adet yatay portal kirişle bağlanmış ikişer ayağa sahiptir (Şekil 16). Tabanda 5.20x7.00m tepede ise 3.00x7.00m boyutunda olan kule ayakları, 10 kademede inşa edilmiştir. Her kademe 4 adet çelik panelin bir araya getirilip bulonlarla birleştirilmesiyle, içi boş bir kutu kesit formu elde edilmiştir. Çelik panellerin ilk kademesi 6.5m diğerkademeleri ise 18-19m yüksekliğindedir. Kule ayaklarının iç boşluklarında tabliye kotuna kadar 18 kişi kapasiteli yolcu asansörleri, kulelerin güney ayaklarında ise tabliye kotundan kule tepesine kadar küçük bakım asansörleri bulunmaktadır (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

Tabliyeden gelen yükleri kule ve ankrajlar vasıtasıyla zemine aktaran ana kablolar 5mm çapında 160 kg/mm<sup>2</sup> lik dayanıma sahip galvanizli çelik tellerin, havai çekim metodu ile montajı suretiyle oluşturulmuştur. Her bir kablonun ana açıklık kısmında 548 adet çelik telden oluşan 19 adet ana büküm bulunmaktadır. Bu şekilde, her bir kabloda, kuleler arasındaki kesimde 10412 adet paralel tel bulunmaktadır. Kenar açıklık ana kablolarında ise ayrıca her biri 192 adet çelik telden oluşan 4 ilave büküm daha bulunmaktadır. Böylece kenar açıklıklardaki toplam tel sayısı 11180'dir (Şekil 17). Ana kabloların dış etkilerden korunabilmesi için üzerleri önce 3.5mm kalınlığındaki yumuşak galvanize telle sarılmış olarak iki kat astar ve iki kat da boya ile boyanmıştır (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

Şekil 18'de kesiti görülen aerodinamik şekle sahip tabliye, içi boş kutu kesitli 60 adet tabliye ünitesinin birbirine kaynaklanmasıyla meydana gelmiştir. Her biri 140 ton ağırlığında olan 60 adet ünitenin montajına açıklığın ortasından başlanmış ve iki yana doğru simetrik olarak devam edilmiştir. Aerodinamik şekle sahip tabliye, geleneksel kafes sistem tabliyeden daha hafif ve rüzgar etkisini de 1/3 oranında azaltmaktadır. Tabliye düşeyde 17900m yarıçaplı bir kurb üzerinde bulunmaktadır. Yapım işleminin tamamlanmasından sonra tabliye raspa ile temizlenerek çelik üst yüzeyine önce 3mm kalınlığında kauçuklu bitüm tabakası konmuş, daha sonra da 35mm kalınlığında mastik asfalt serilerek elle mastarlanmak suretiyle tabliye kaplaması oluşturulmuştur. Köprünün iki yanındaki yaya yollarında ise, çift kat kauçuklu bitüm uygulanmıştır (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

Kuleler ve ankrajlar arasında yer alan yaklaşım viyadükleri (kenar açıklık tabliyeleri) kompozit sistemlerle projelendirilmiş köprülerdir. Orta ayak temellerinin üzerine yerleştirilen 1.5m çapındaki çelik kolonlar, kutu kesitli içi boş çelik taşıyıcı ana kirişlere mesnet oluşturmaktadır (Şekil 19). Taşıyıcı ana kirişler 15m'lik parçalar halinde hazırlanarak, ankrajlardan başlayarak kuleye doğru montaj edilmişlerdir. Taşıyıcı ana kirişler üzerine 3m aralıklarla enine (I) kirişleri yerleştirilmiş olup, bunların uçları tabliyenin yaya yolu altında konsol olarak uzanmaktadır. Bu çelik yapının üzerinde ise, 19cm'lik bir betonarme döşeme bulunmaktadır. Yaklaşım viyadüklerinin betonarme döşemesinin üzerinde de tabliyede olduğu gibi, toplam 38mm kalınlığında mastik asfalt yer almaktadır (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

Ortaköy kulesi temel kazıları çelik palplanj batardolar içinde 17-24m derinliğe kadar inmiştir. Diabaz ve sert Grovak kayaya oturtulan temeller 18m çapında ve silindirik birer kütle betonudur. Beylerbeyi kulesi temelleri hafriyatı ise sağlam kayanın yüzeye yakınlığı nedeniyle batardo yapılmasını gerektirmemiştir. 5-12m derinliğe kadar inen temel kazıları dikdörtgen olarak açılmış ve planda 15x19m'lik beton temeller inşa edilmiştir. Her bir kuleye ait temellerin zemin yüzeyleri deniz seviyesinden 3m yüksekliktedir (Şekil 20) (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

Ortaköy ve Beylerbeyi'nde ana kabloyu sabitleştiren ve kablodaki çekme kuvvetini sağlam kayaya aktaran beton ankraj bloklarının herbiri iki kablo ankraj odasından oluşmaktadır. Blokların yaklaşık 2/3'ü toprak içinde olmak üzere derinlikleri kademeli olarak 40m'ye kadar inmekte olup plan ölçüleri 35x40m'dir. Odalar arkada betonarme bir perde ile birleştirilerek ortada çekmeye karşı bir kaya bloğunun ilave direncinden de yararlanılmaktadır (Şekil 21) (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983).

### 2.2.3. Asma Köprü'nün Analitik Modeli

Boğaziçi Köprüsünün iki boyutlu matematik modeli 202 düğüm noktası, 195 kiriş eleman ve 118 kafes elemandan oluşmaktadır (Şekil 22).

Seçilen matematik model, 575 serbestlik derecesi ile temsil edilmiştir. Hareket denklemi ötelenme ve dönme serbestlik derecelerini içerecek şekilde yazılabilmektedir. Ancak, dönme serbestlik derecelerine ait dinamik tepkiler ötelenme serbestlik derecelerine bağlı olduklarından, dönme serbestlik derecelerine karşılık gelen kütle atalet momenti veya dış yük yoksa, hareket denkleminde dönme serbestlik derecelerini ihmal edecek "Statik

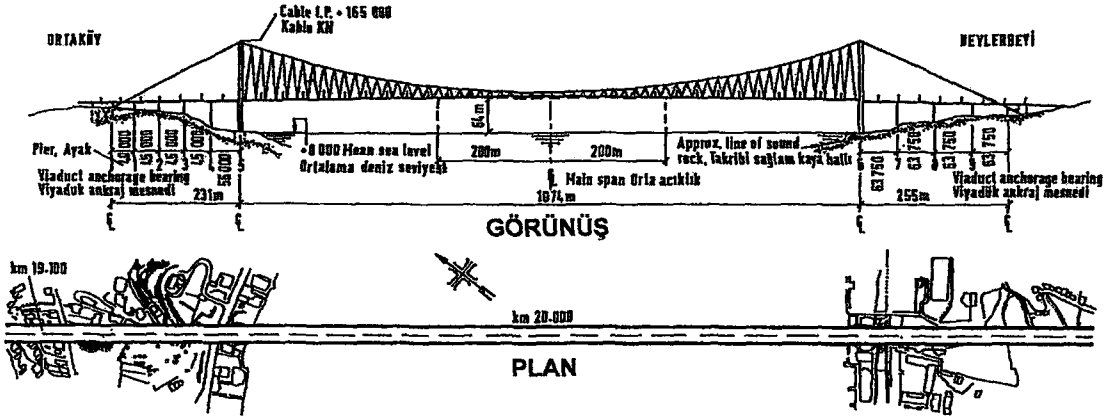
Yoğunlaştırma Metodu” kullanılabilir (Cloughve Penzien, 1993). Böylece, kullanılan 575 serbestlik derecesi statik yoğunlaştırma metodu ile 33 ana serbestlik derecesine indirgenmiştir.

Boğaziçi Köprüsü elemanlarına ait kesit ve malzeme özellikleri Tablo 5’de verilmektedir (Dumanoglu ve Severn, 1985).

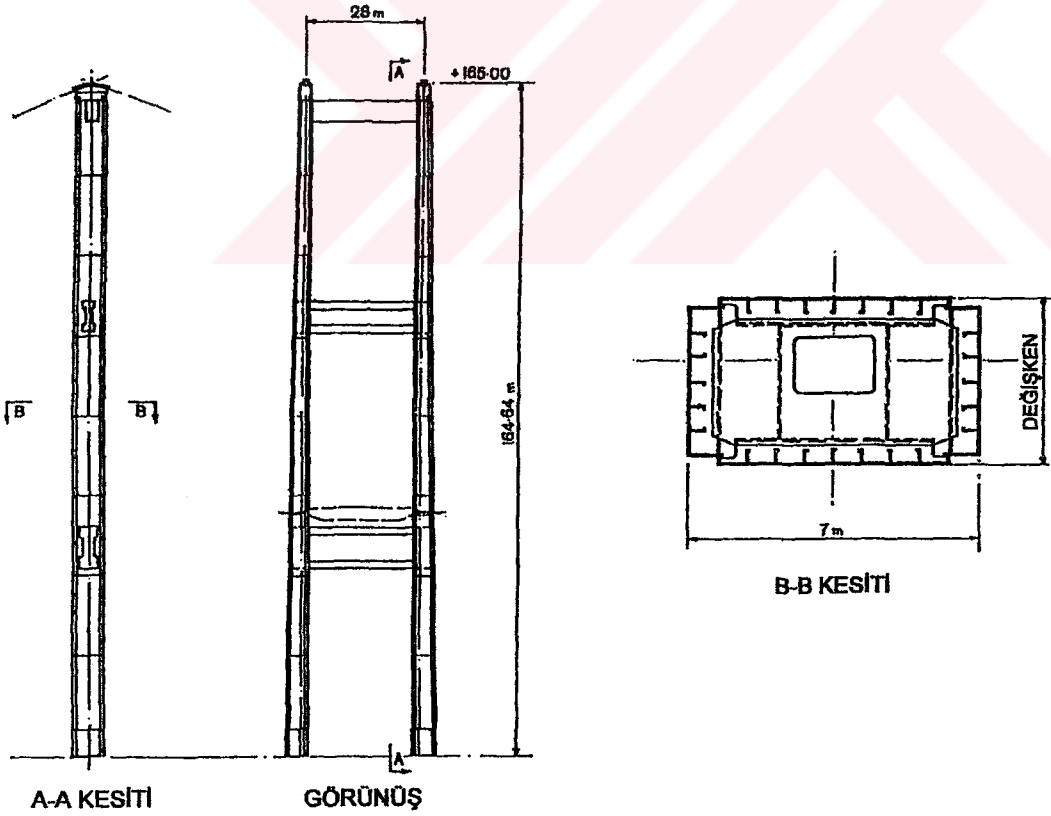
### **2.3. Çalışmada Kullanılan Bilgisayar Programları**

Bu çalışmada deterministik analizler için MULSAP programı (Dumanoglu ve Severn, 1987), stokastik analizler için ise SVEM programı (Dumanoglu ve Soyluk, 2002) esas alınmıştır. SVEM (Dumanoglu ve Soyluk, 2002) programına Abrahamson (1993), Hindy ve Novak (1980) tarafından geliştirilen iki korelasyon modeli daha ilave edilerek toplam dört korelasyon modeli ile analiz imkanı sağlanmıştır.

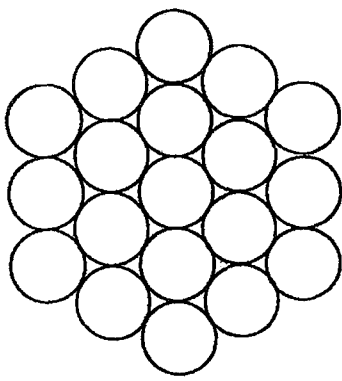
MULSAP (Dumanoglu ve Severn, 1987) ve SVEM (Dumanoglu ve Soyluk, 2002) programları asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan deterministik ve stokastik dinamik analizlerini yapacak şekilde düzenlenmiştir. Bunun için iki boyutlu geometrik olarak lineer olmayan ve kayma deformasyonlarını içeren kiriş elemanlar geliştirilmiş ve söz konusu programlara ayrı ayrı dahil edilmiştir.



Şekil 15. Boğaziçi Köprüsü genel görünüşü (T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983)



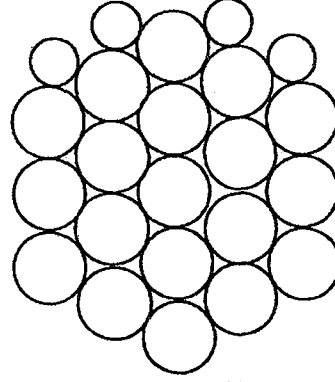
Şekil 16. Boğaziçi Köprüsü kule görünüşü (Brown ve Parsons, 1975)



Herbiri 5mm  
çapında 548  
adet çelik  
telden oluşan  
19 büküm.  
Toplam  
10412 adet  
çelik tel.

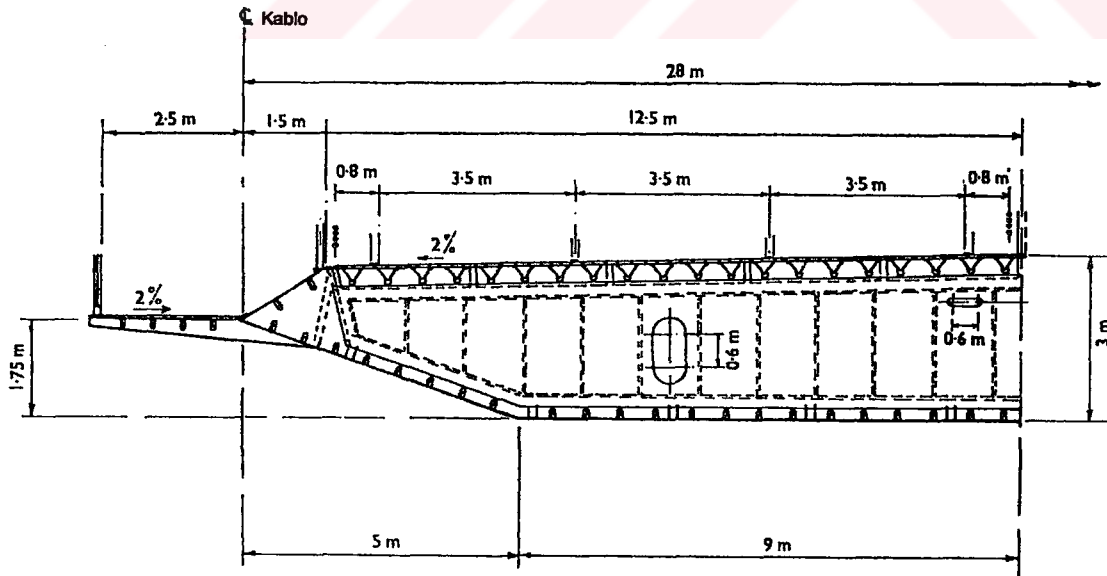
Ana açıklık

Herbiri 5mm  
çapında 548  
adet çelik  
telden oluşan  
19 büküm.  
Herbiri 5mm  
çapında 192  
adet çelik  
telden oluşan  
4 büküm.  
Toplam  
11180 adet  
çelik tel.

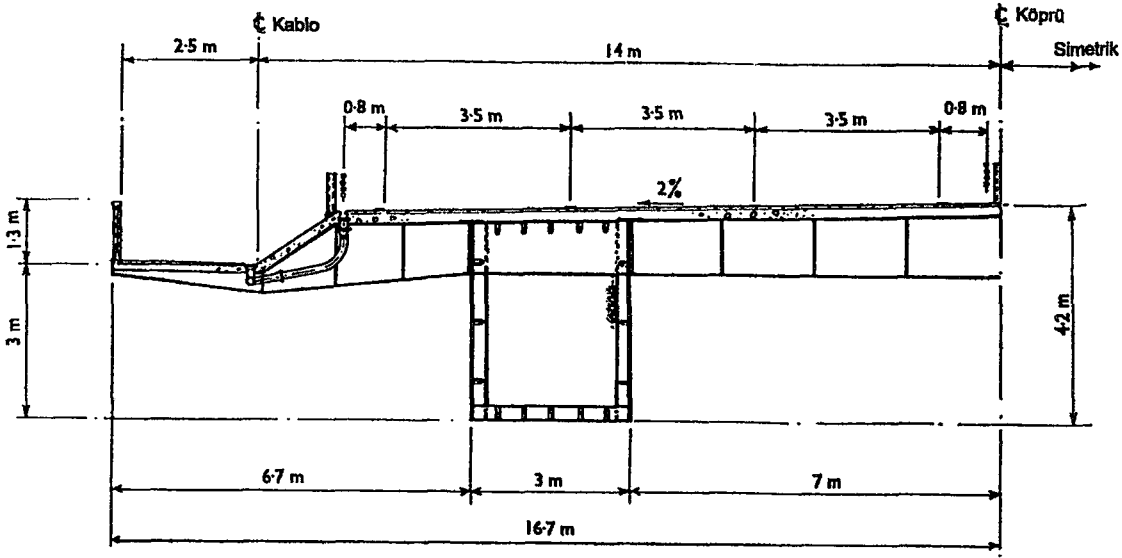


Kenar açıklık

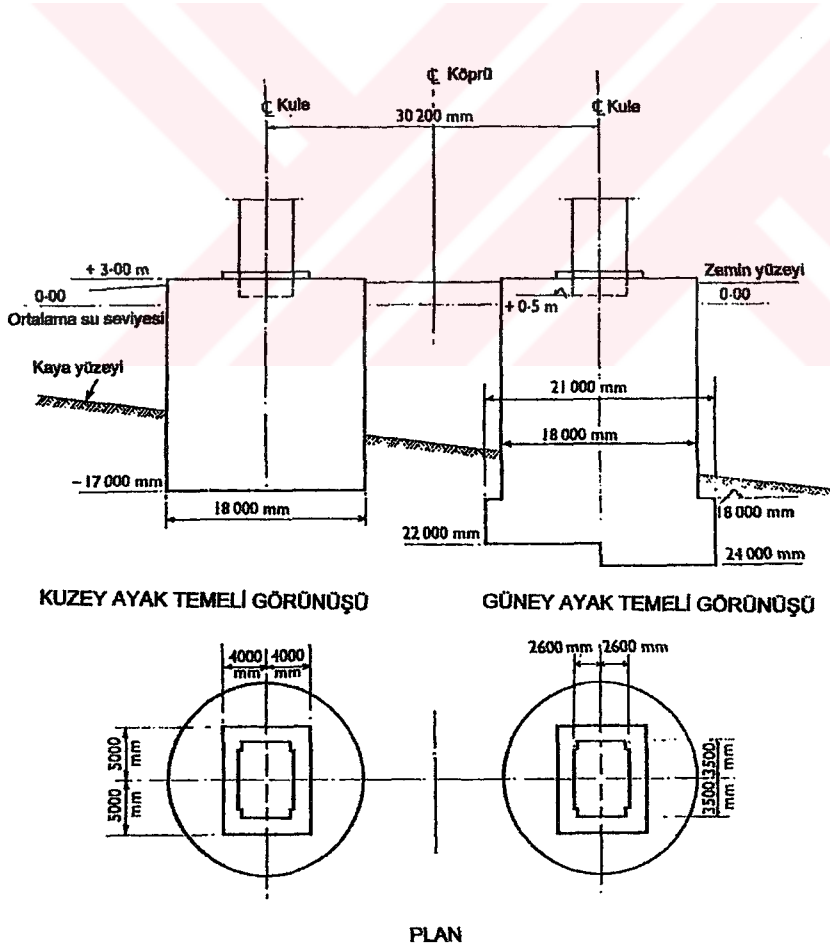
Şekil 17. Boğaziçi Köprüsü kablo kesitleri (Brown ve Parsons, 1975)



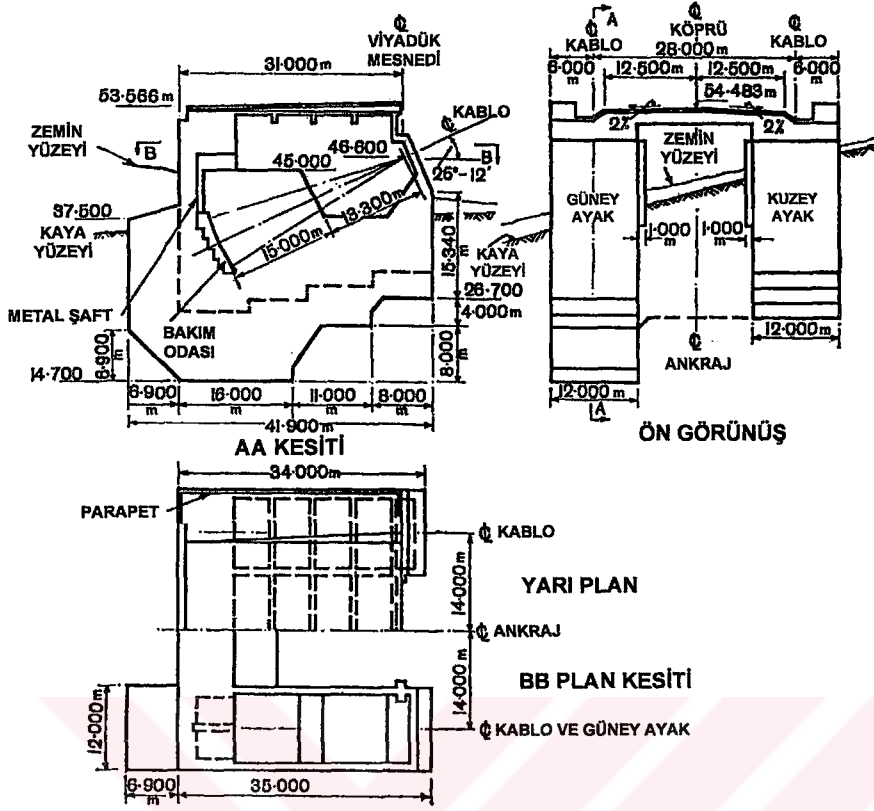
Şekil 18. Boğaziçi Köprüsü tabliye kesiti (Brown ve Parsons, 1975)



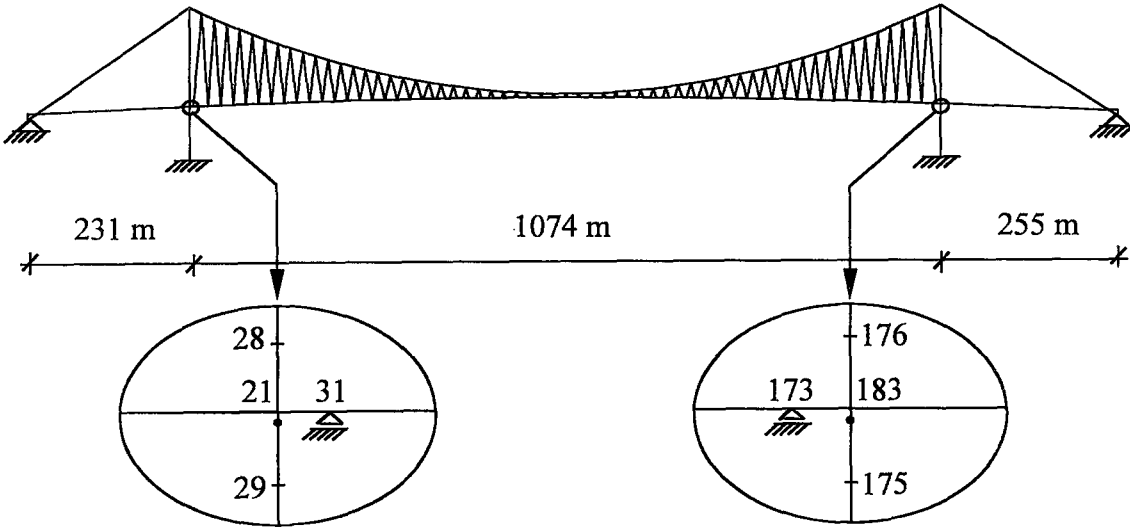
Şekil 19. Boğaziçi Köprüsü viyadük kesiti (Brown ve Parsons, 1975)



Şekil 20. Boğaziçi Köprüsü kule ayak temelleri (Brown ve Parsons, 1975)



Şekil 21. Boğaziçi Köprüsü ankraj kesiti (Brown ve Parsons, 1975)



Şekil 22. Boğaziçi Köprüsü iki boyutlu matematik modeli



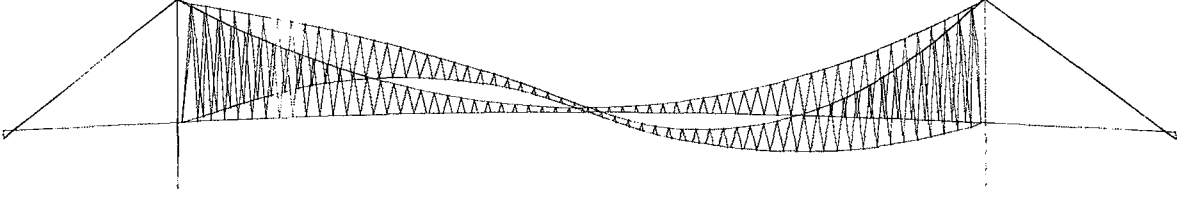
Tablo 5. Boğaziçi köprüsü elemanlarına ait kesit ve malzeme özellikleri (Dumanoglu ve Severn, 1985)

Eleman	Değişken	Değer
Kablolar	Elastisite modülü	$193 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Ana açıklıktaki her bir kablo kesit alanı	$0.205 \text{ m}^2$
	Kenar açıklıktaki her bir kablo kesit alanı	$0.219 \text{ m}^2$
Askılar	Elastisite modülü	$162 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Her bir askı alanı	$0.0021 \text{ m}^2$
Tabliye	Elastisite modülü	$205 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Çelik kesit alanı	$0.851 \text{ m}^2$
	Düşey eğilmedeki atalet momenti ( $I_{33}$ )	$1.238 \text{ m}^4$
	Yanal eğilmedeki atalet momenti ( $I_{22}$ )	$63.61 \text{ m}^4$
	Burulma rijitliği	$3.35 \text{ m}^4$
Kuleler	Elastisite modülü	$205 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Her bir ayaktaki ortalama çelik kesit alanı	$0.68 \text{ m}^2$
	Her bir ayağın boyuna eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{33}$ )	$4.9 \text{ m}^4$
	Her bir ayağın yanal eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{22}$ )	$2.2 \text{ m}^4$
	Her bir ayağın ortalama burulma rijitliği	$4.481 \text{ m}^4$

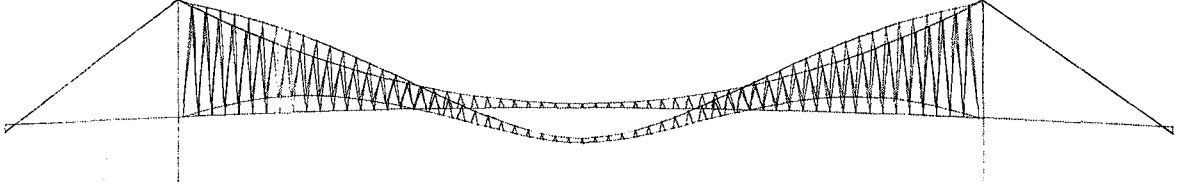
#### 2.4. Modal Analiz

Dinamik analizlerde yapı davranışının doğru olarak belirlenebilmesi, yeterli sayıda mod sayısının dikkate alınması ile mümkündür. Binalarda ilk üç mod, barajlarda ise ilk altı modun dikkate alınması yeterli doğrulukta sonuçların bulunabilmesine imkan vermektedir. Asma köprüler değişik davranış gösteren elemanlardan oluştukları için, bina ve barajlara göre daha fazla mod sayısının dikkate alınması gerekir (Dumanoglu ve Severn, 1987). Bu çalışmada ilk 15 mod dikkate alınmış olup, %2.5'lik sönüm oranı kullanılmıştır.

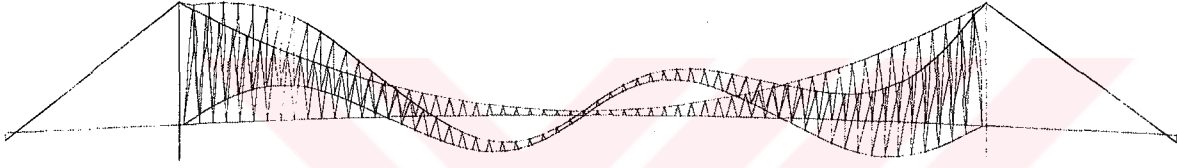
İki boyutlu köprü modeli dikkate alınarak lineer (yalnız  $K=K_E$  ile) ve lineer olmayan ( $K=K_E + K_G$  ile) deterministik ve stokastik analizler için belirlenen ilk 15 mod şekilleri Şekil 23 ve Şekil 24'de verilmektedir. Ayrıca aynı model için elde edilen ilk 15 doğal frekans ve periyot değerleri de Tablo 6'da sunulmaktadır.



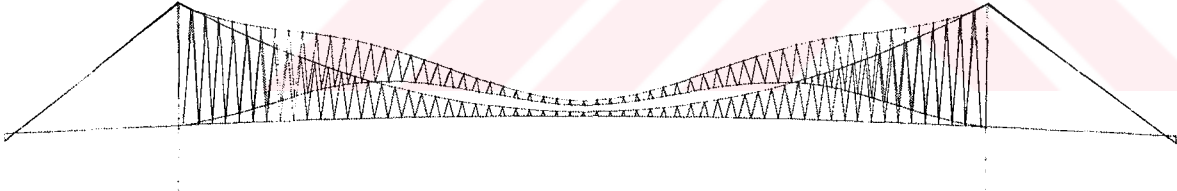
Mod: 1      Frekans: 0.058Hz      Periyot: 17.67s



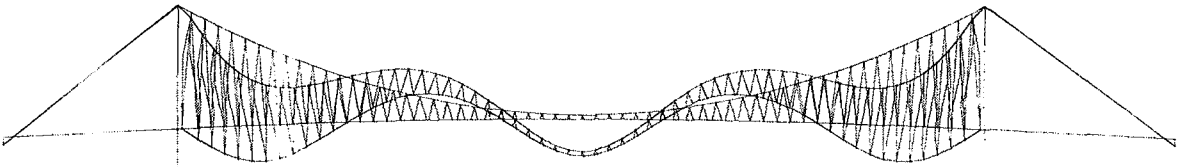
Mod: 2      Frekans: 0.094Hz      Periyot: 10.65s



Mod: 3      Frekans: 0.165Hz      Periyot: 6.07s

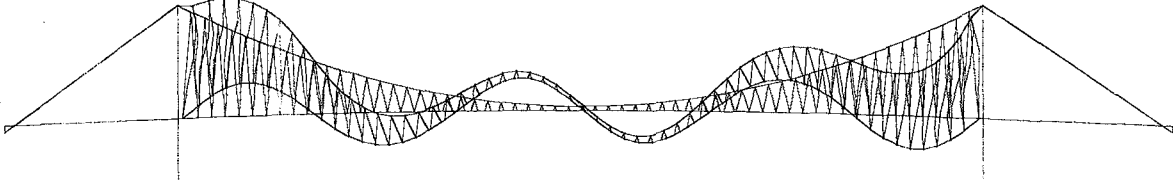


Mod: 4      Frekans: 0.185Hz      Periyot: 5.41s

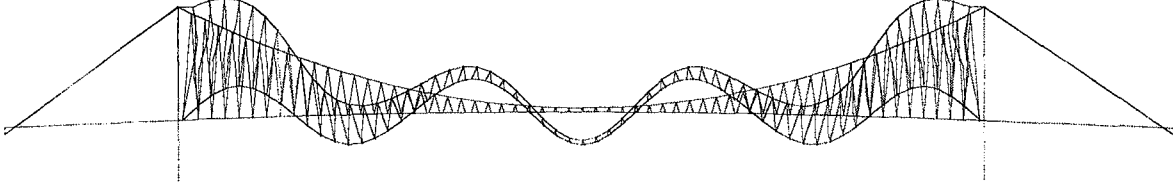


Mod: 5      Frekans: 0.239Hz      Periyot: 4.19s

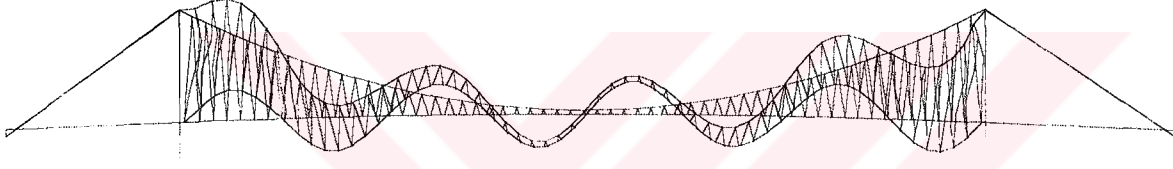
Şekil 23. Boğaziçi asma köprüsünün lineer analizinden (yalnız  $K=K_E$ ) hesaplanan ilk 15 mod şekli



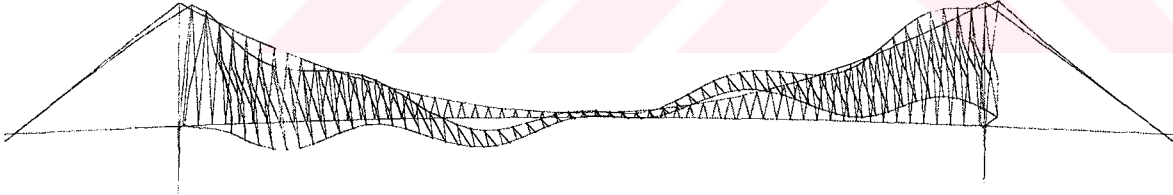
Mod: 6      Frekans: 0.305Hz      Periyot: 3.28s



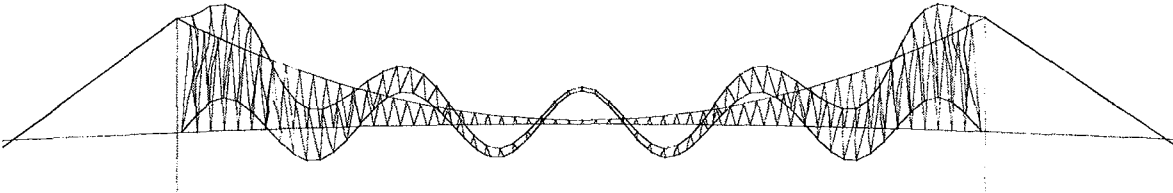
Mod: 7      Frekans: 0.397Hz      Periyot: 2.52s



Mod: 8      Frekans: 0.487Hz      Periyot: 2.06s

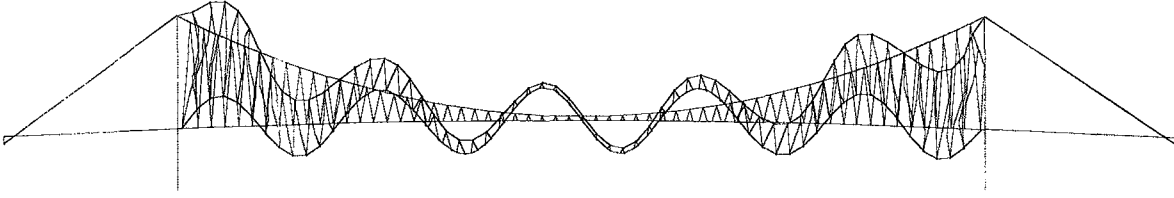


Mod: 9      Frekans: 0.572Hz      Periyot: 1.75s

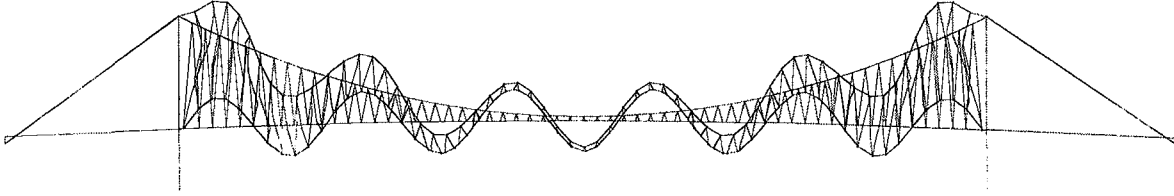


Mod: 10      Frekans: 0.589Hz      Periyot: 1.70s

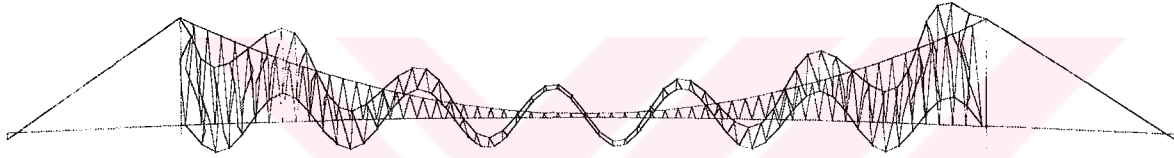
Şekil 23'ün devamı



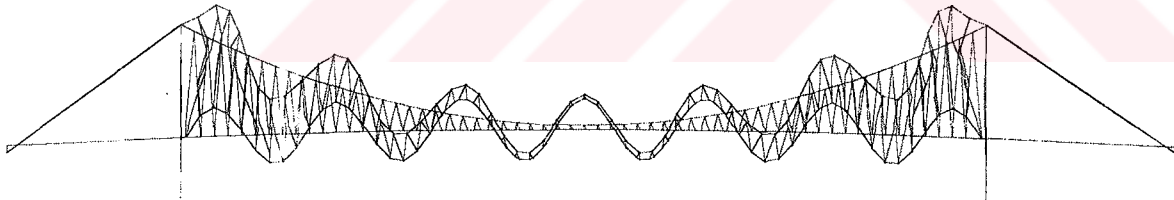
Mod: 11      Frekans: 0.704Hz      Periyot: 1.42s



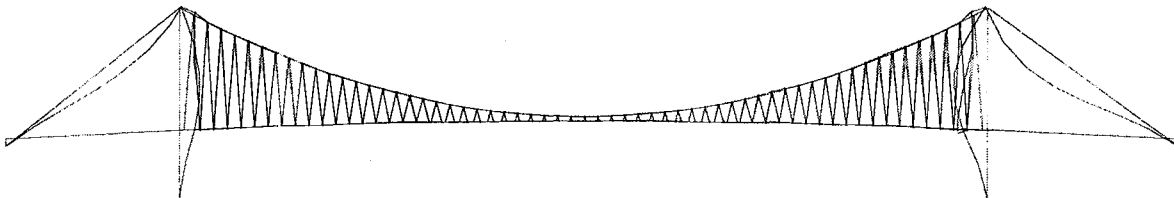
Mod: 12      Frekans: 0.829Hz      Periyot: 1.21s



Mod: 13      Frekans: 0.962Hz      Periyot: 1.04s

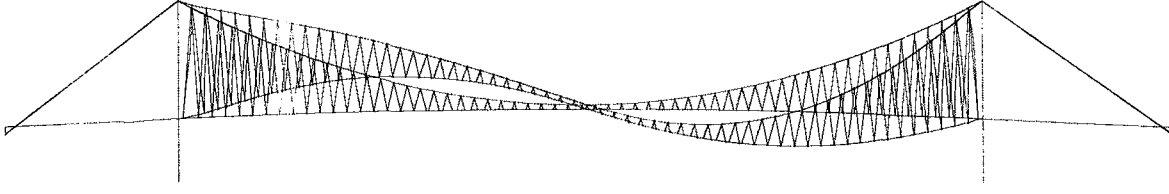


Mod: 14      Frekans: 1.036Hz      Periyot: 0.97s

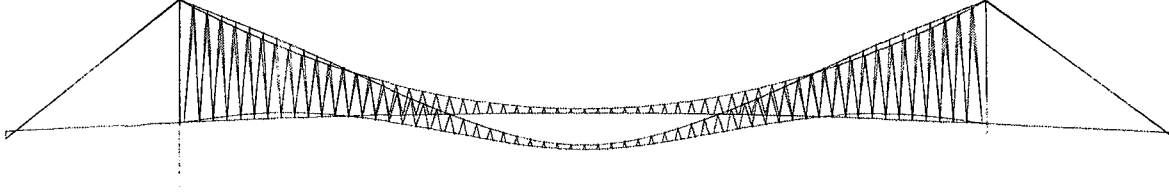


Mod: 15      Frekans: 1.040Hz      Periyot: 0.96s

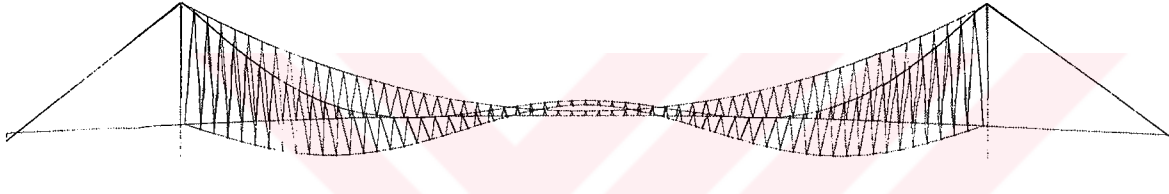
Şekil 23'ün devamı



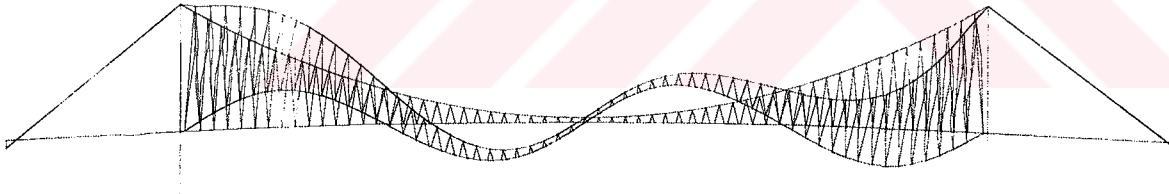
Mod: 1      Frekans: 0.127Hz      Periyot: 7.87s



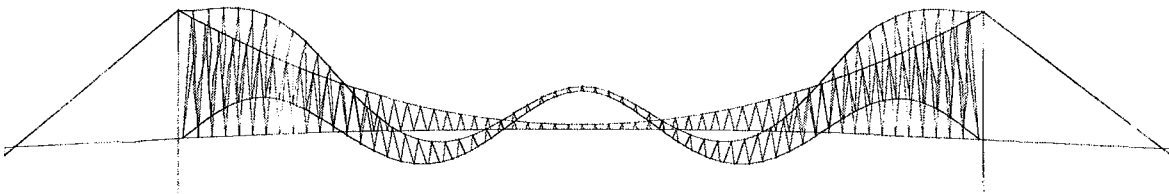
Mod: 2      Frekans: 0.165Hz      Periyot: 6.05s



Mod: 3      Frekans: 0.226Hz      Periyot: 4.42s

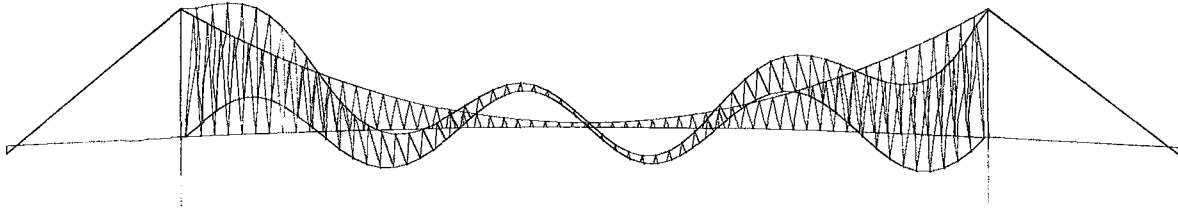


Mod: 4      Frekans: 0.288Hz      Periyot: 3.47s

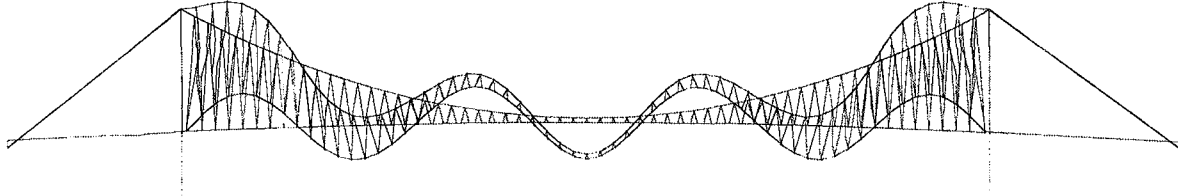


Mod: 5      Frekans: 0.378Hz      Periyot: 2.64s

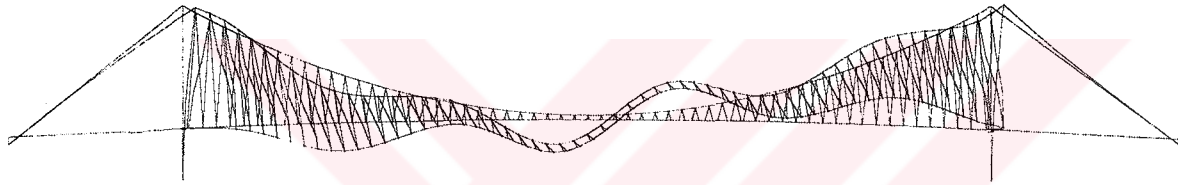
Şekil 24. Boğaziçi asma köprüsünün lineer olmayan analizinden ( $K=K_E+K_G$ ) hesaplanan ilk 15 mod şekli



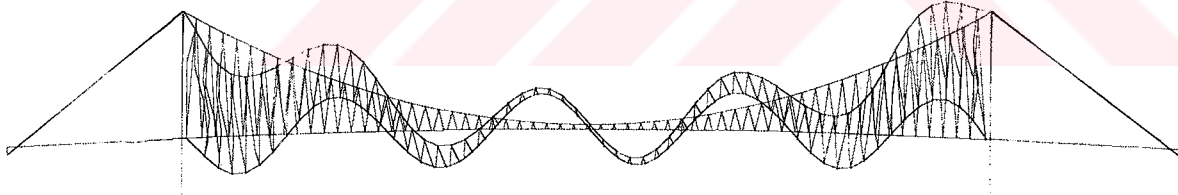
Mod: 6      Frekans: 0.463Hz      Periyot: 2.16s



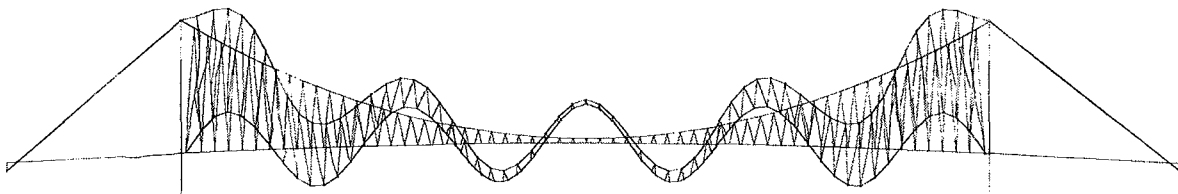
Mod: 7      Frekans: 0.570Hz      Periyot: 1.76s



Mod: 8      Frekans: 0.573Hz      Periyot: 1.75s

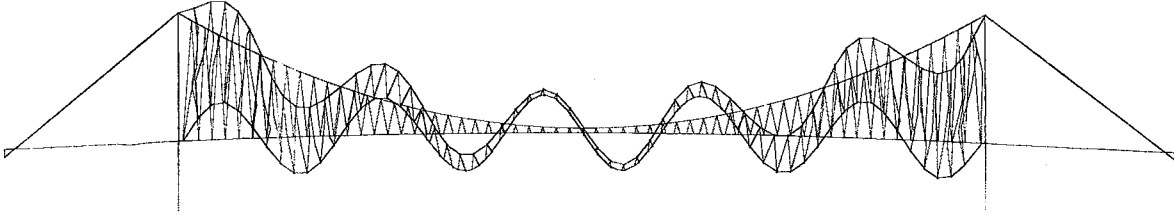


Mod: 9      Frekans: 0.677Hz      Periyot: 1.48s

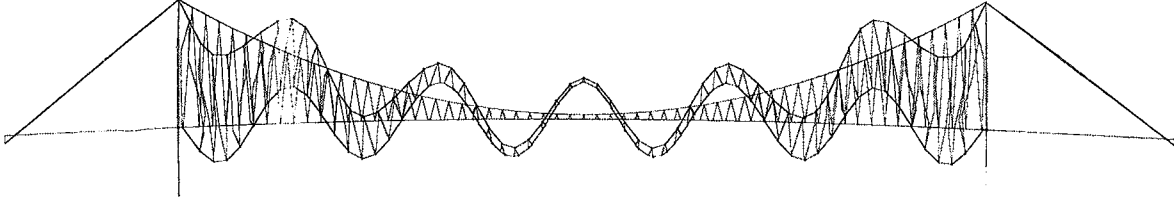


Mod: 10      Frekans: 0.788Hz      Periyot: 1.27s

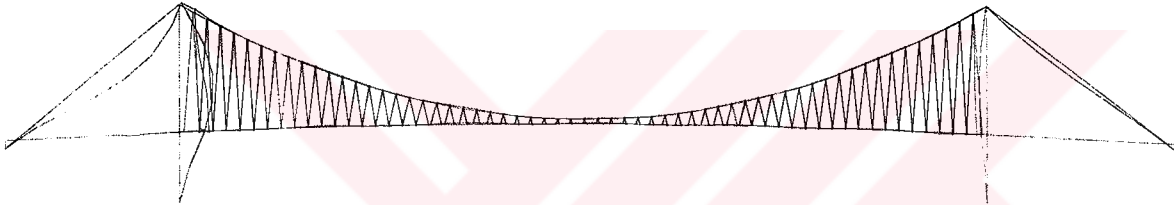
Şekil 24'ün devamı



Mod: 11 Frekans: 0.913Hz Periyot: 1.10s



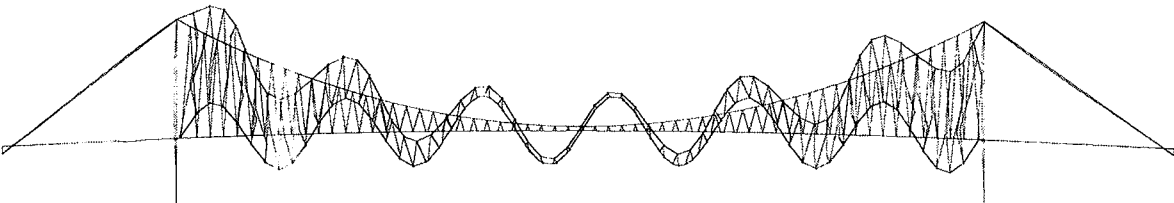
Mod: 12 Frekans: 1.046Hz Periyot: 0.96s



Mod: 13 Frekans: 1.058Hz Periyot: 0.95s



Mod: 14 Frekans: 1.062Hz Periyot: 0.94s



Mod: 15 Frekans: 1.189Hz Periyot: 0.84s

Şekil 24'ün devamı

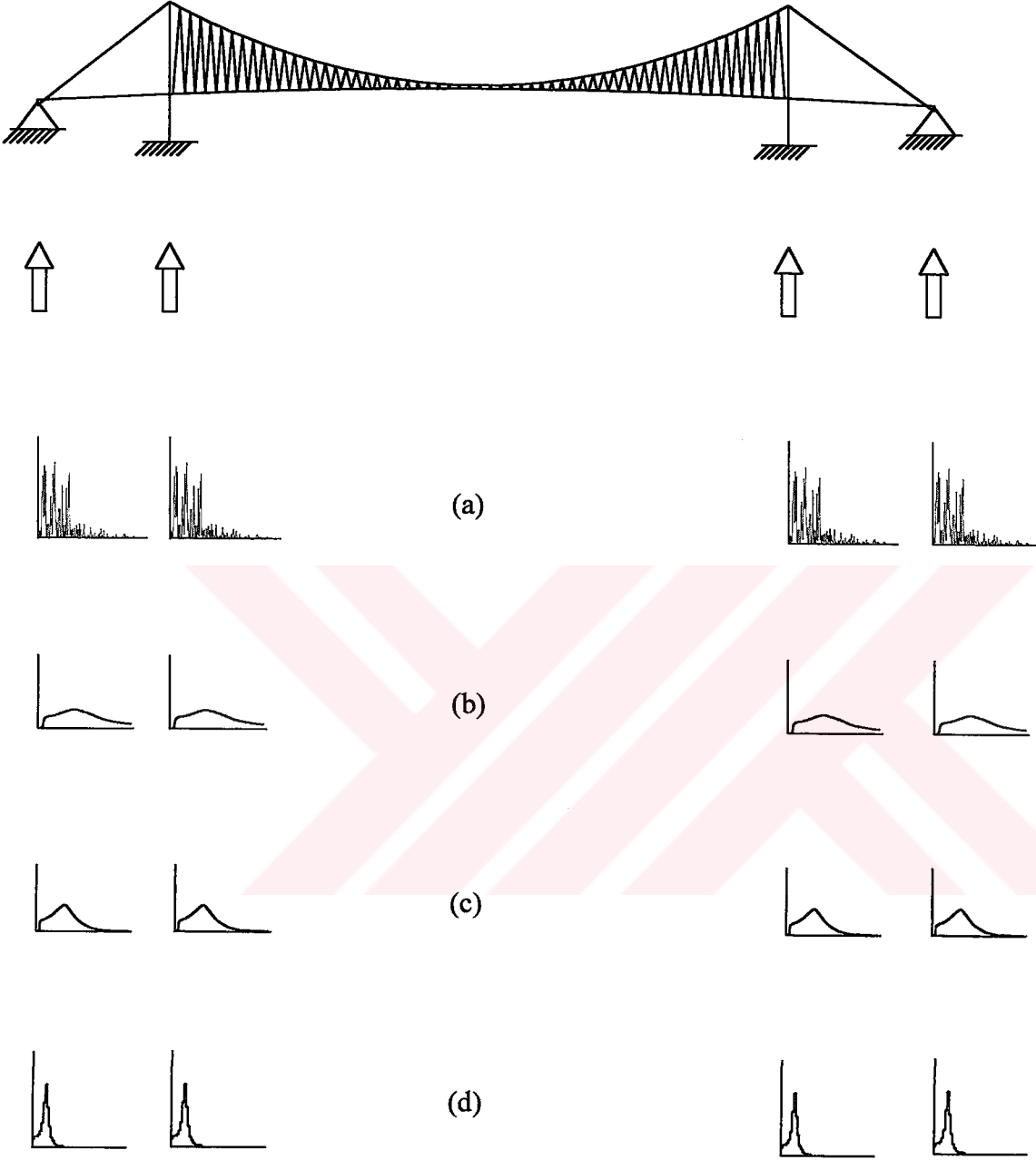


Tablo 6. Boğaziçi köprüsüne ait ilk 15 doğal frekans ve periyot değerleri

Mod No	Lineer Analiz ( $K=K_E$ )		Lineer Olmayan Analiz ( $K=K_E+K_G$ )	
	Frekans (Hz)	Periyot (s)	Frekans (Hz)	Periyot (s)
1	0.057	17.67	0.127	7.87
2	0.094	10.65	0.165	6.05
3	0.165	6.07	0.226	4.42
4	0.185	5.41	0.288	3.47
5	0.239	4.19	0.378	2.64
6	0.305	3.28	0.463	2.16
7	0.397	2.52	0.570	1.76
8	0.487	2.06	0.573	1.75
9	0.572	1.75	0.677	1.48
10	0.589	1.70	0.788	1.27
11	0.704	1.42	0.913	1.10
12	0.829	1.21	1.046	0.96
13	0.962	1.04	1.058	0.95
14	1.036	0.97	1.062	0.94
15	1.040	0.96	1.189	0.84

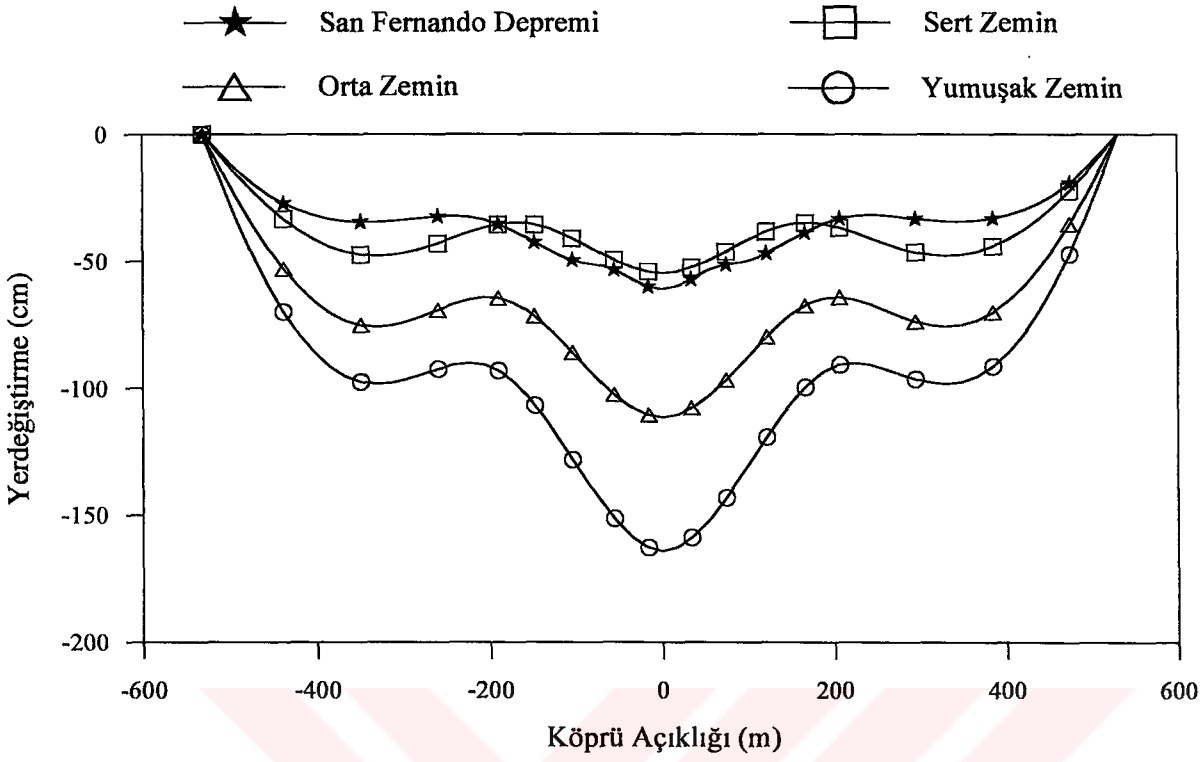
## 2.5. Filtre Edilmiş Beyaz Gürültü Yer Hareketi Modelinin Tahkiki

Bu çalışmanın stokastik analizlerinde yer hareketi için kullanılacak olan filtre edilmiş beyaz gürültü (FBG) modeli, gerçek bir yer hareketi ile karşılaştırılmak suretiyle incelenmektedir. Bunun için (67) denklemindeki filtre edilmiş beyaz gürültü güç spektral yoğunluk fonksiyonu, filtre parametreleri Tablo 1’de verilen farklı zemin türleri için elde edilmektedir.  $S_0$  değerleri ise her bir zemin cinsi için 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeninin enerjisine bağlı olarak hesaplanmıştır. Bununla birlikte yer hareketi olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni dikkate alınarak yer hareketinin güç spektral yoğunluk fonksiyonu STOCAL programı (Button vd., 1981) kullanılarak hesaplanmaktadır. Clough ve Penzien (1993) tarafından düzenlenen filtre edilmiş beyaz gürültü (FBG) modeli kullanılarak sert, orta ve yumuşak zemin türleri için elde edilen yer hareketi modelleri ve 1971 San Fernando depremi etkisindeki asma köprü sistemi Şekil 25’te görülmektedir. Denklem (59) kullanılarak farklı zemin türleri için filtre edilmiş beyaz gürültü modelleri için elde edilen ortalama maksimum yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri, 1971 San Fernando depremi güç spektral yoğunluk fonksiyonu için bulunan sonuçlarla Şekil 26 – Şekil 33’te karşılaştırılmaktadır. Şekillerden görüldüğü üzere sert zemin türü için filtre edilmiş beyaz gürültü modeli ile elde edilen tabliye ve kulelerdeki yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri, genelde gerçek 1971 San Fernando depremi için bulunan sonuçlarla birbirine yakın çıkmaktadır. Bunun 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeninin sert zeminde kaydedilmesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. 1971 San Fernando depremi için bulunan sonuçlar, filtre edilmiş beyaz gürültü modeli ile orta ve yumuşak zemin türü için elde edilen sonuçlardan daha küçük olmaktadır. Filtre edilmiş beyaz gürültü modeli ile yumuşak zemin türü için elde edilen sonuçlar maksimum çıkmaktadır. Elde edilen sonuçlardan, kullanılan deprem kaydının kaydedildiği zemin sınıfına bağlı olarak, Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilen filtre edilmiş beyaz gürültü modelinin, gerçek yer hareketini oldukça iyi karakterize edebildiği gözlenmektedir.

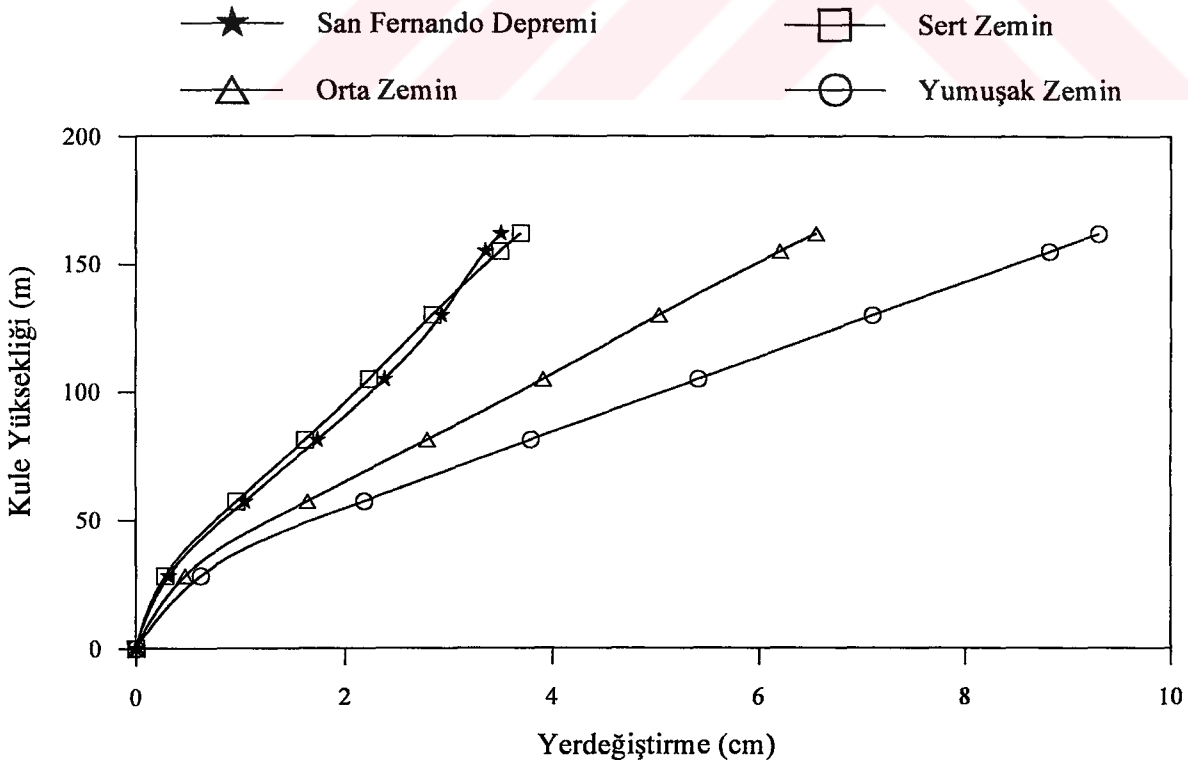


Şekil 25. Üniform yer hareketine maruz asma köprü sistemi

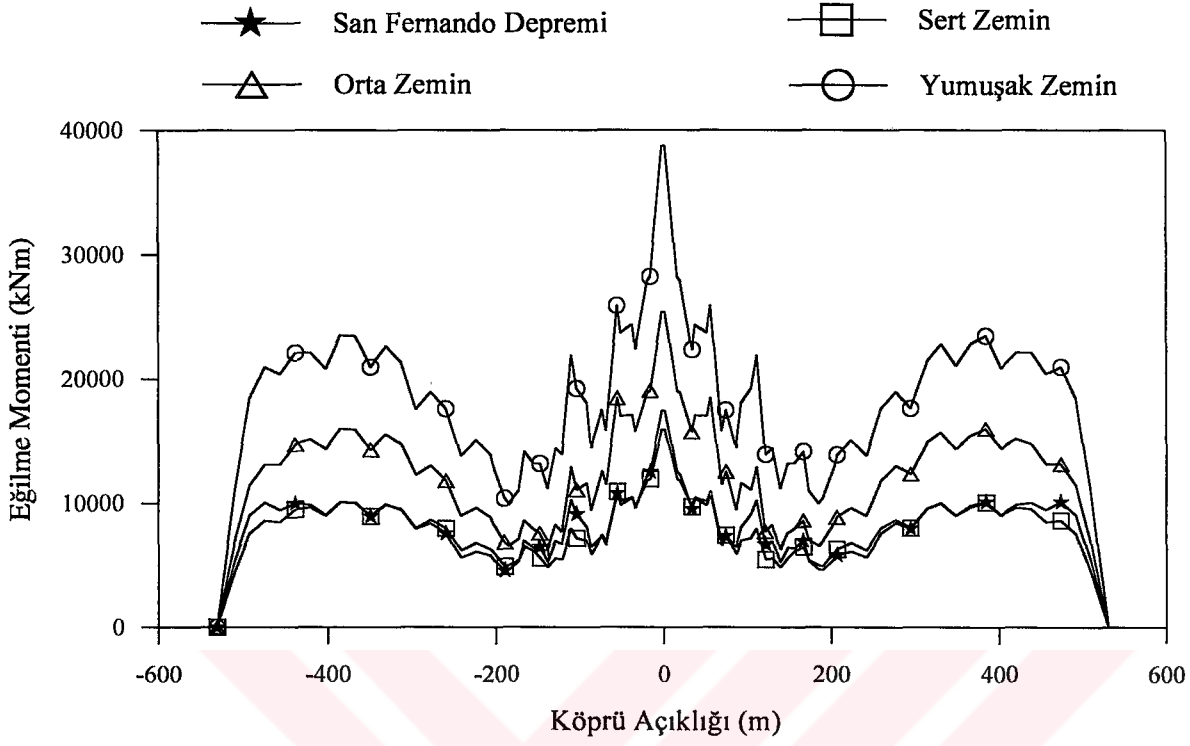
- 1971 San Fernando depremi güç spektral yoğunluk fonksiyonu
- Sert zemin türü için filtre edilmiş güç spektral yoğunluk fonksiyonu
- Orta zemin türü için filtre edilmiş güç spektral yoğunluk fonksiyonu
- Yumuşak zemin türü için filtre edilmiş güç spektral yoğunluk fonksiyonu



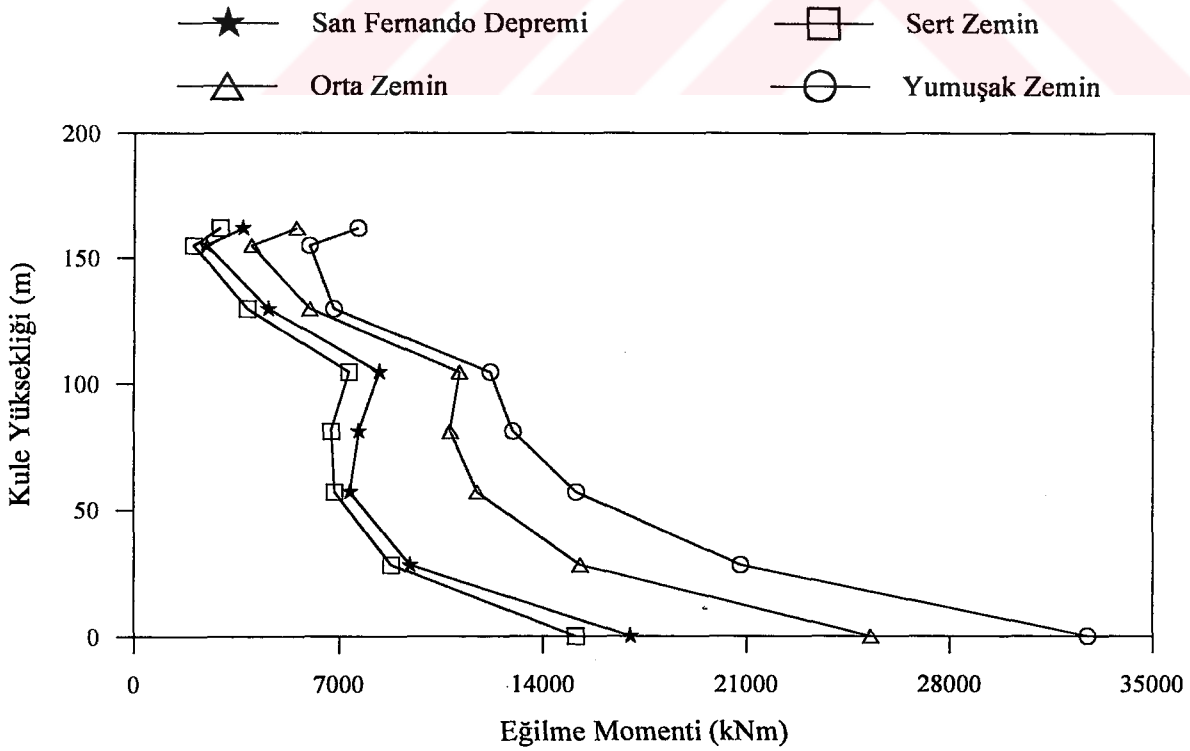
Şekil 26. Tabliye düşey yerdeğiştirmeleri



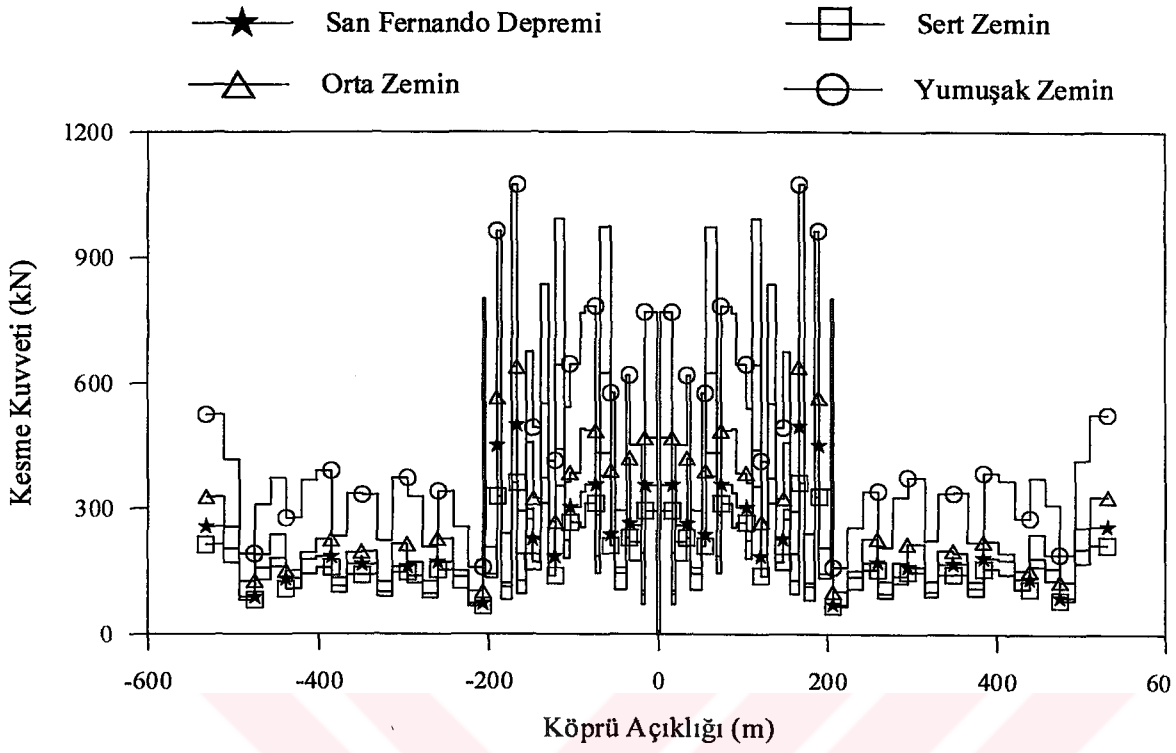
Şekil 27. Kule yatay yerdeğiştirmeleri



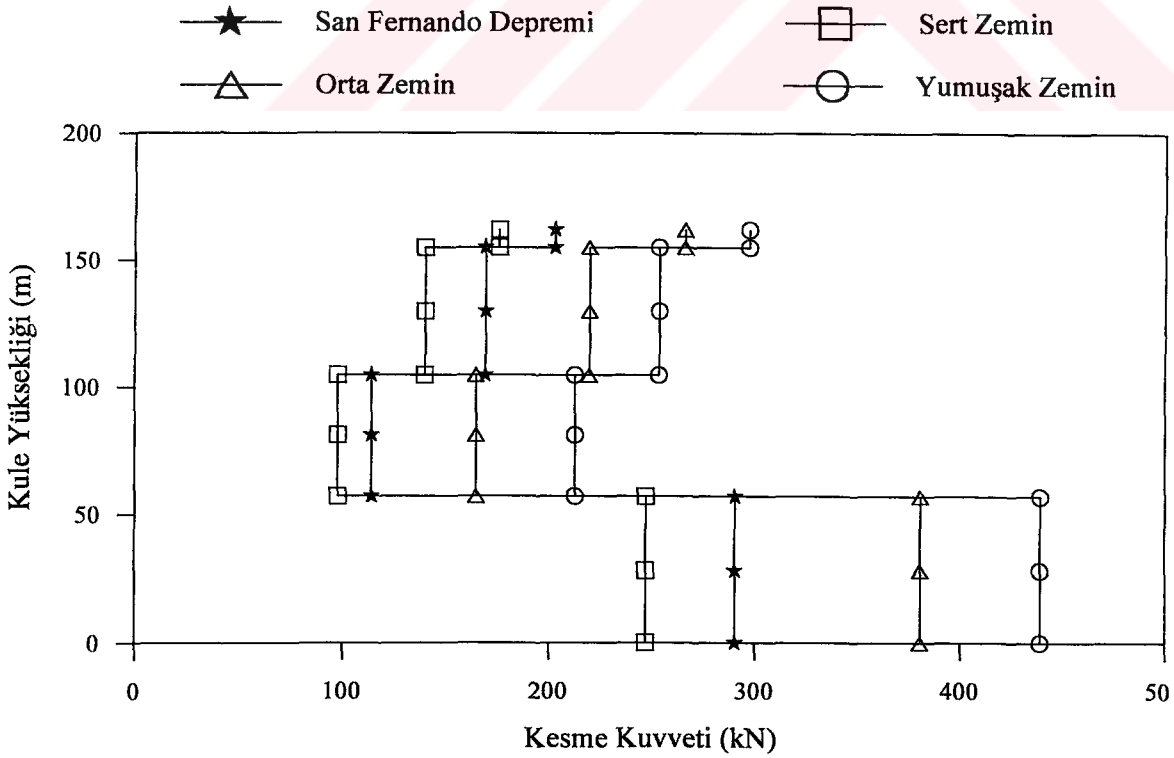
Şekil 28. Tabliye eğilme momentleri



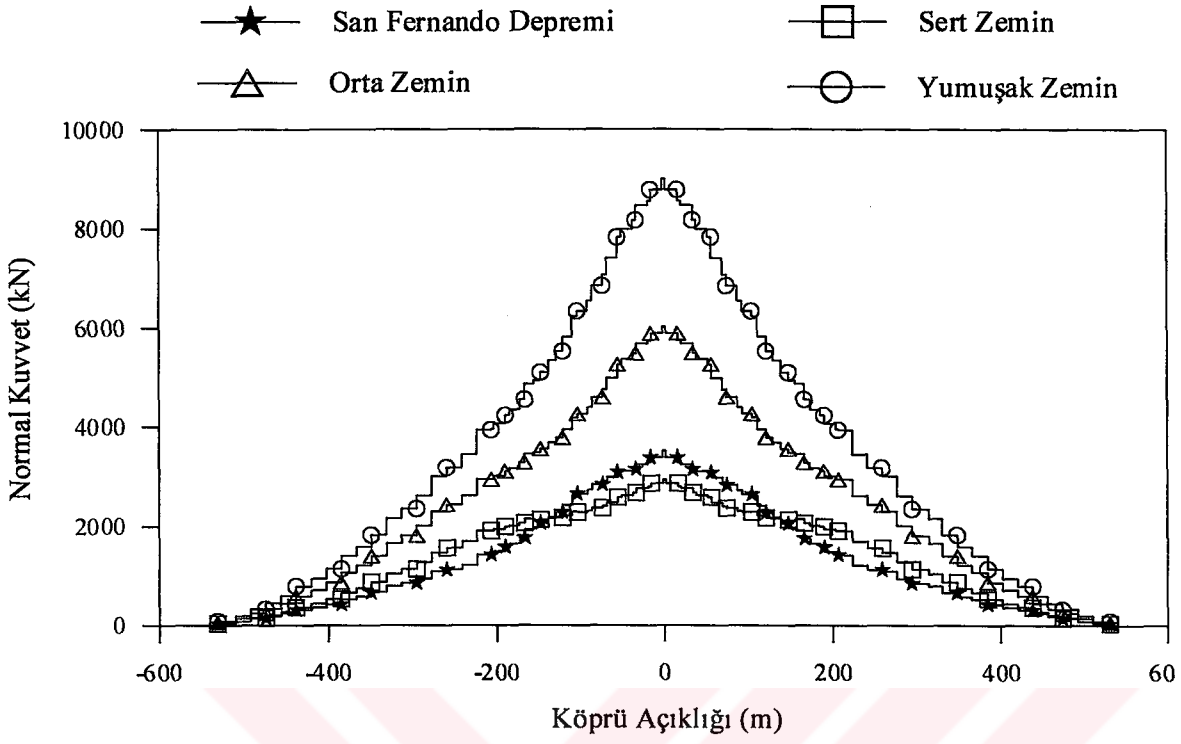
Şekil 29. Kule eğilme momentleri



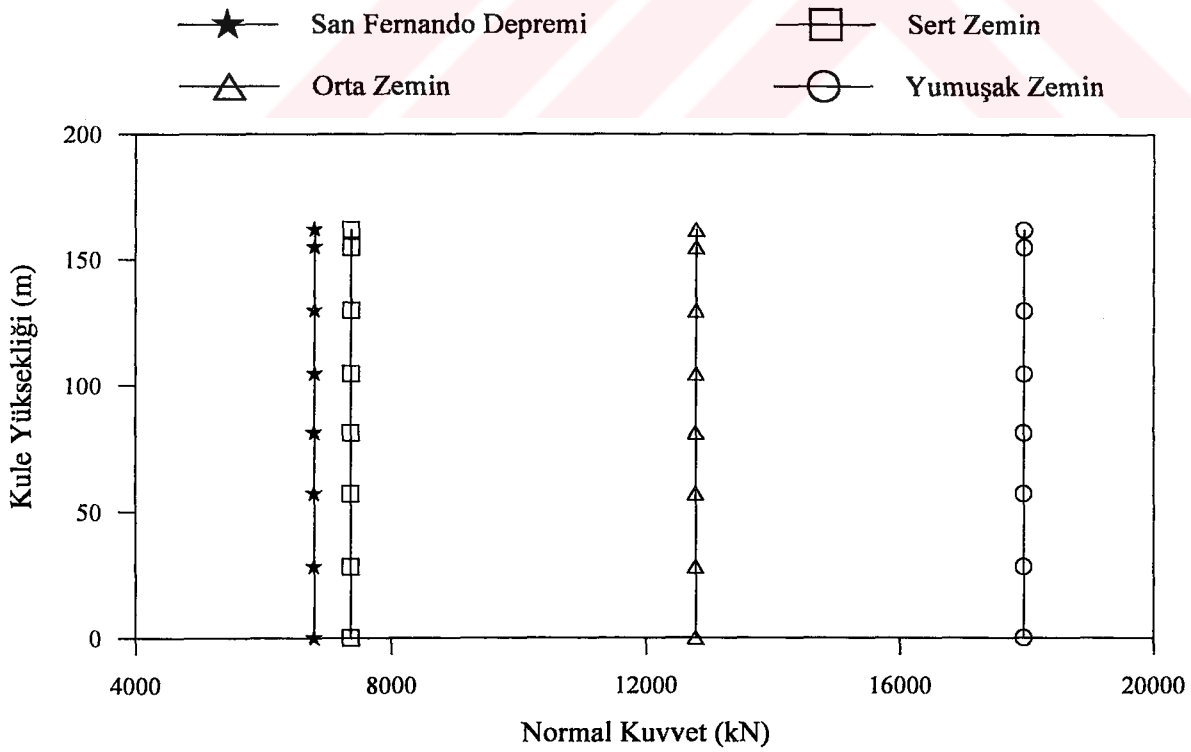
Şekil 30. Tabliye kesme kuvvetleri



Şekil 31. Kule kesme kuvvetleri



Şekil 32. Tabliye normal kuvvetleri



Şekil 33. Kule normal kuvvetleri



### **3. BULGULAR ve İRDELEMELER**

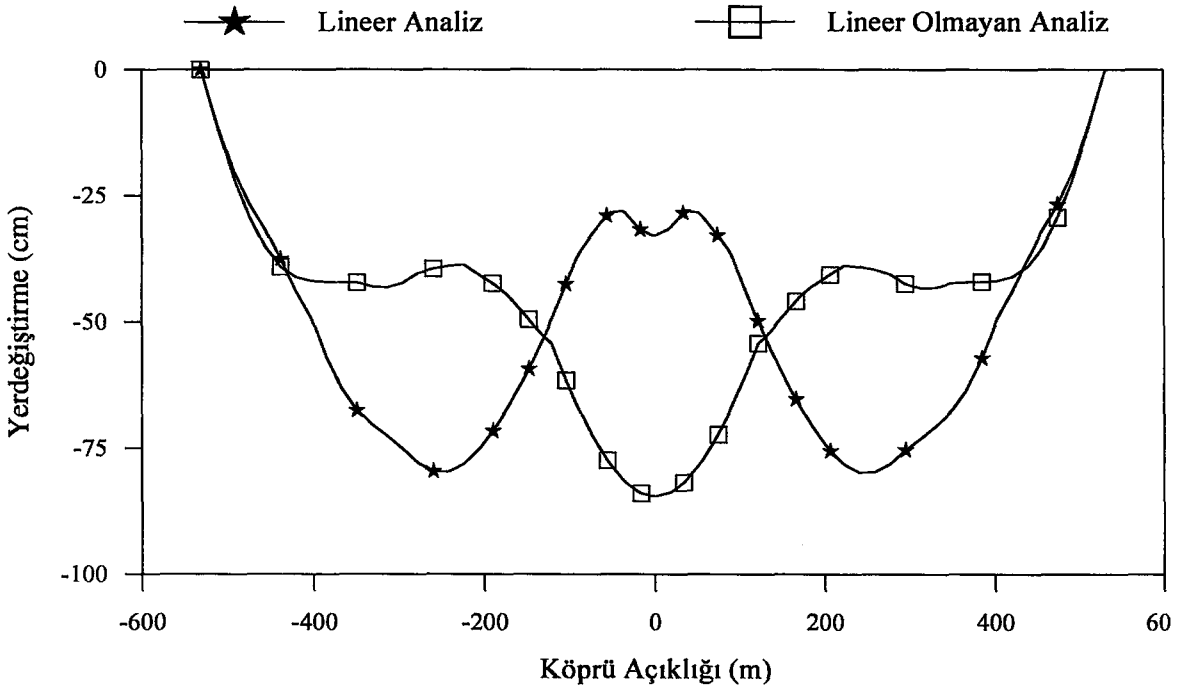
Bu bölüm asma köprülerin deterministik ve stokastik analizlerinden elde edilen bulgular ve irdelemeleri içermektedir.

#### **3.1. Asma Köprülerin Deterministik Analizinden Elde Edilen Bulgular ve İrdelemeler**

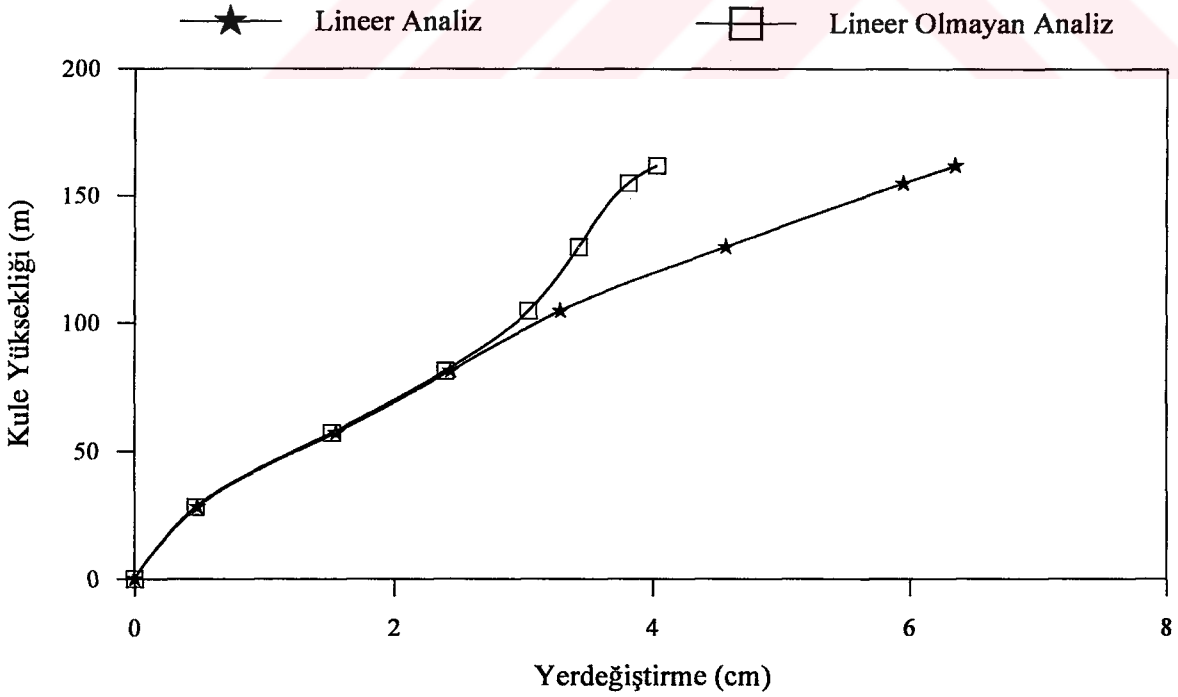
##### **3.1.1. Asma Köprülerin Lineer ve Lineer Olmayan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi**

Burada asma köprülerin lineer ve geometrik olarak lineer olmayan deterministik analizlerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmaktadır. Analizlerde yer hareketinin üniform olarak yayıldığı kabul edilmektedir. Yer hareketi olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni kullanılmıştır. Analizler sonucunda asma köprünün tabliye ve kulelerinde hesaplanan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Şekil 34 – Şekil 41’de görülmektedir. Uygulama olarak seçilmiş olan Boğaziçi Köprüsü simetriğe yakın ve kule yükseklikleri de aynıdır. Üniform yer hareketi durumunda yükleme simetrik olacağından kulelerde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri yaklaşık aynı çıkmaktadır. Dolayısıyla burada sadece bir kule için bulunan değerlerin sunulması yeterli görülmüş ve Asya yakası kulesine ait şekiller verilmiştir. Şekillerden görüleceği üzere lineer analiz ile elde edilen sonuçlar lineer olmayan analiz ile bulunan değerlerden genellikle daha büyüktür. Şekil 34’den görüleceği üzere tabliye düşey yerdeğiştirmeleri lineer olmayan analiz için tabliye ortasında maksimum olurken, lineer analiz için tabliyenin kenarlardan itibaren (1/3) kısımlarında maksimum olmaktadır. Benzer durum Şekil 40’daki tabliye normal kuvvetleri için de mevcuttur. Bu çalışmada, geometrik olarak lineer olmayan davranış, asma köprü kablolarında oluşan çekme kuvvetlerinin toplam rijitliğe olan katkısı göz önünde bulundurularak yapılmaktadır. Kablolarda oluşan çekme kuvvetleri köprünün rijitliğini artırmaktadır. Rijitliğin artması durumunda, (1) denkleminde de görüleceği gibi, yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinin azalması beklenen bir durumdur.

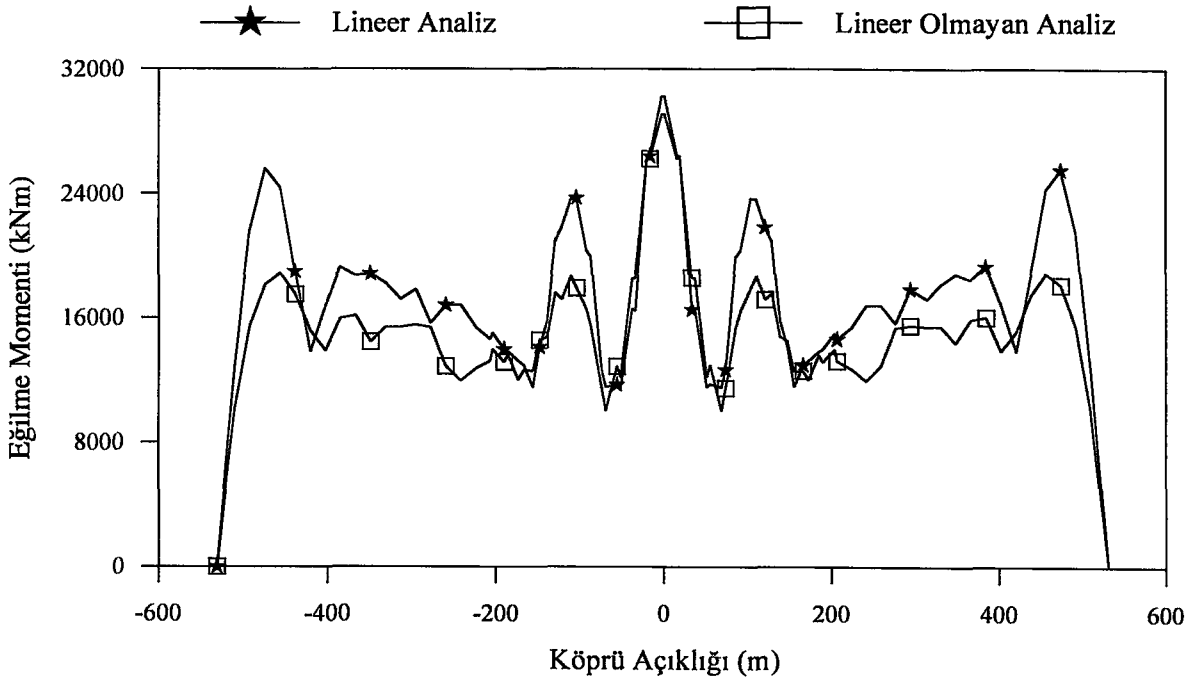
Bundan sonraki bölümlerde yapılan analizler geometrik olarak lineer olmama durumu dikkate alınarak gerçekleştirilmektedir.



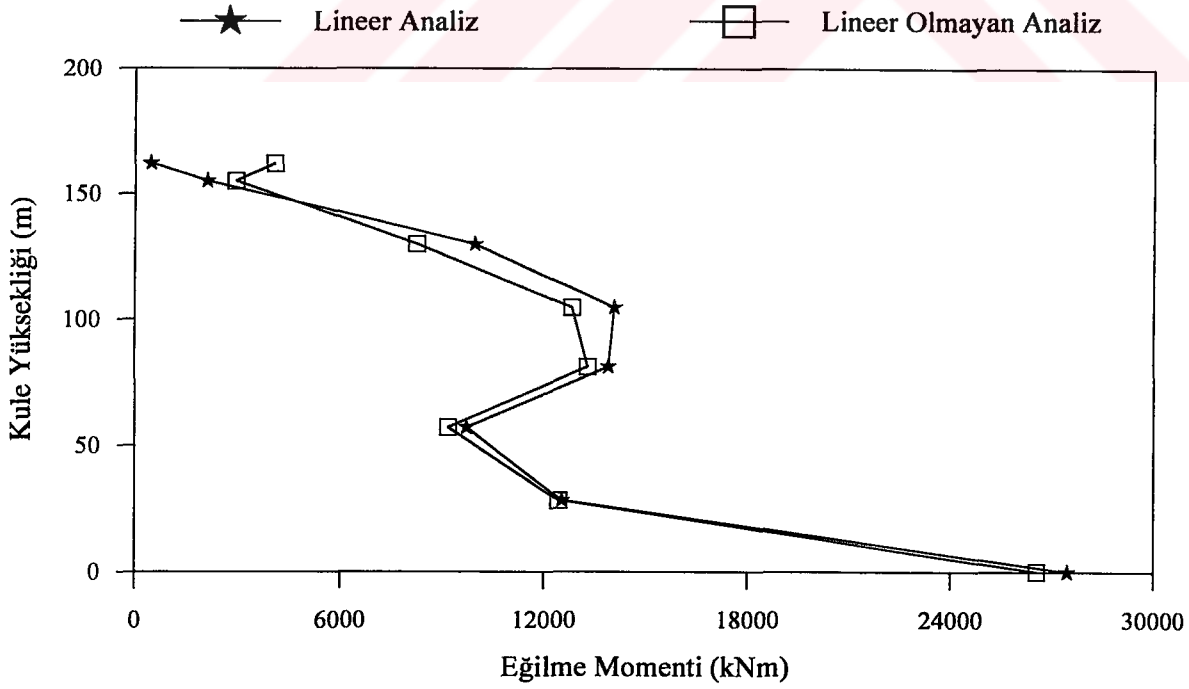
Şekil 34. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye düşey yerdeğıştirmeleri



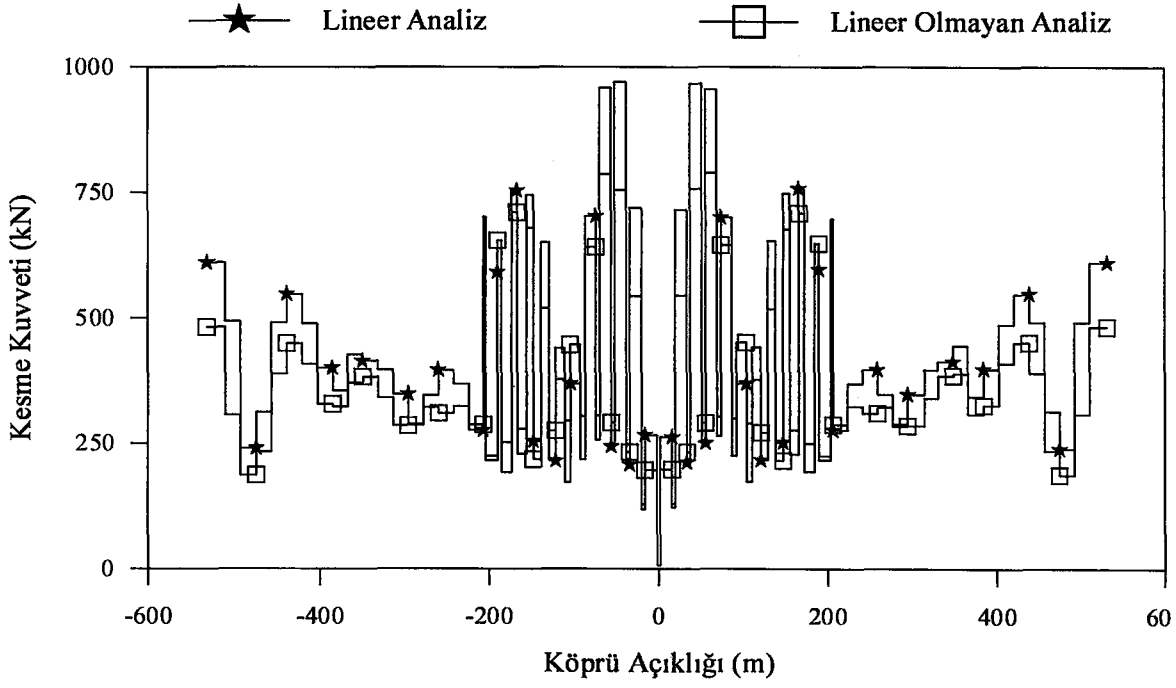
Şekil 35. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule yatay yerdeğıştirmeleri



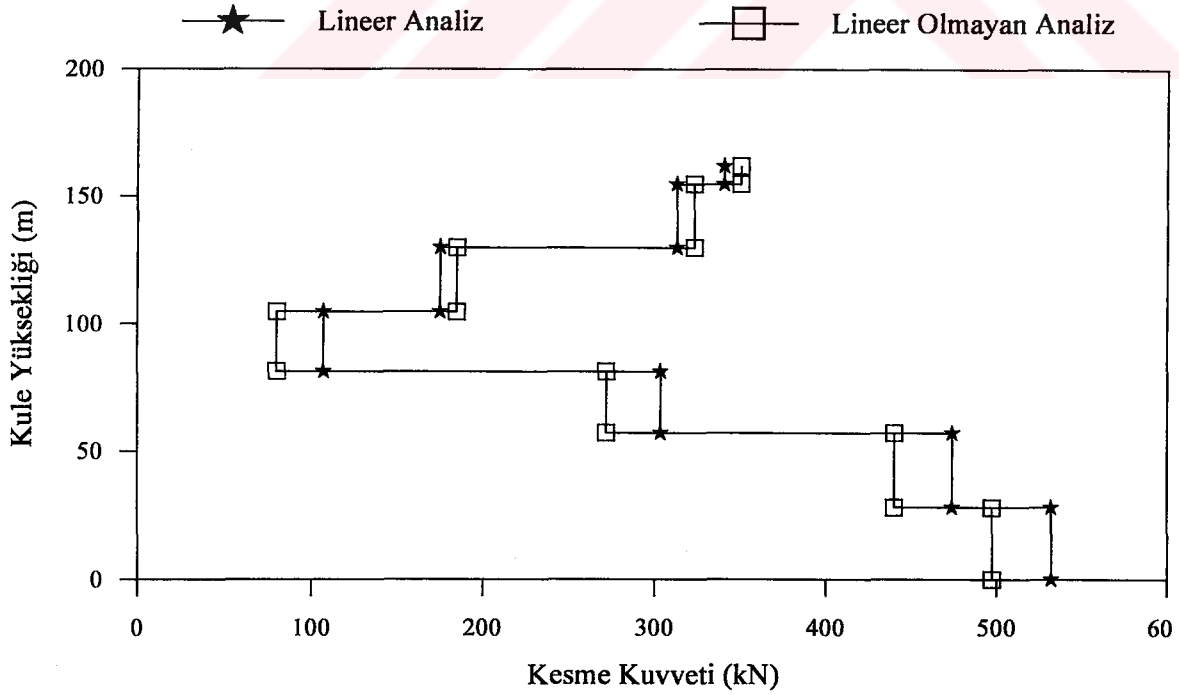
Şekil 36. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye eğilme momentleri



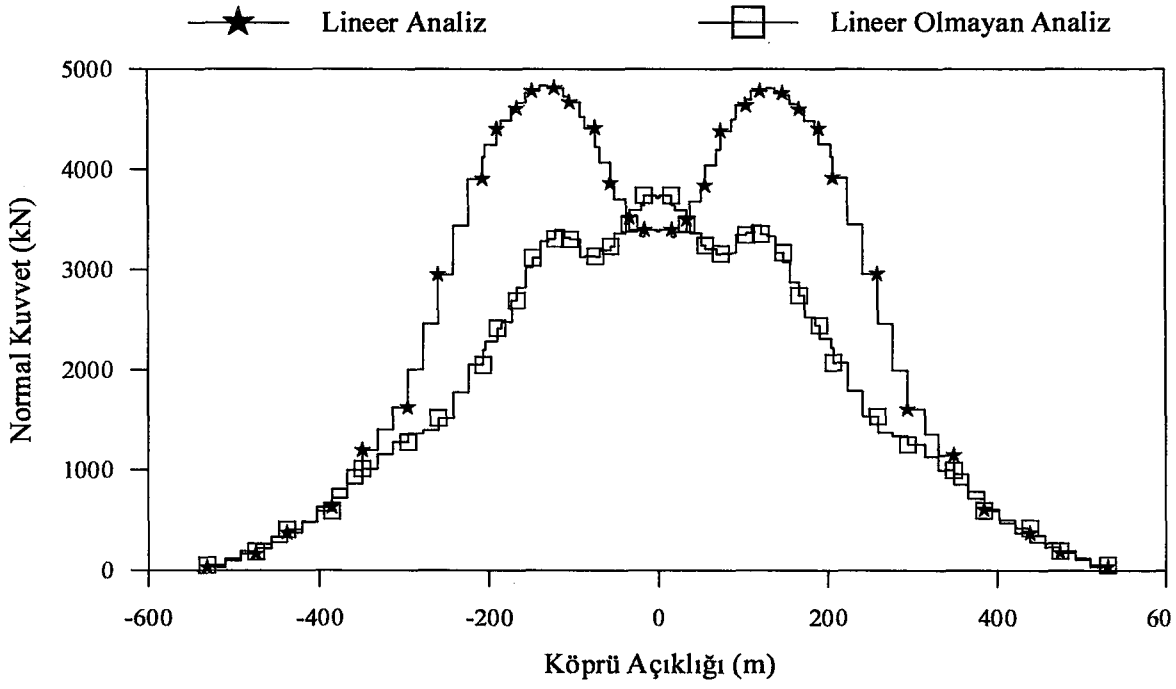
Şekil 37. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule eğilme momentleri



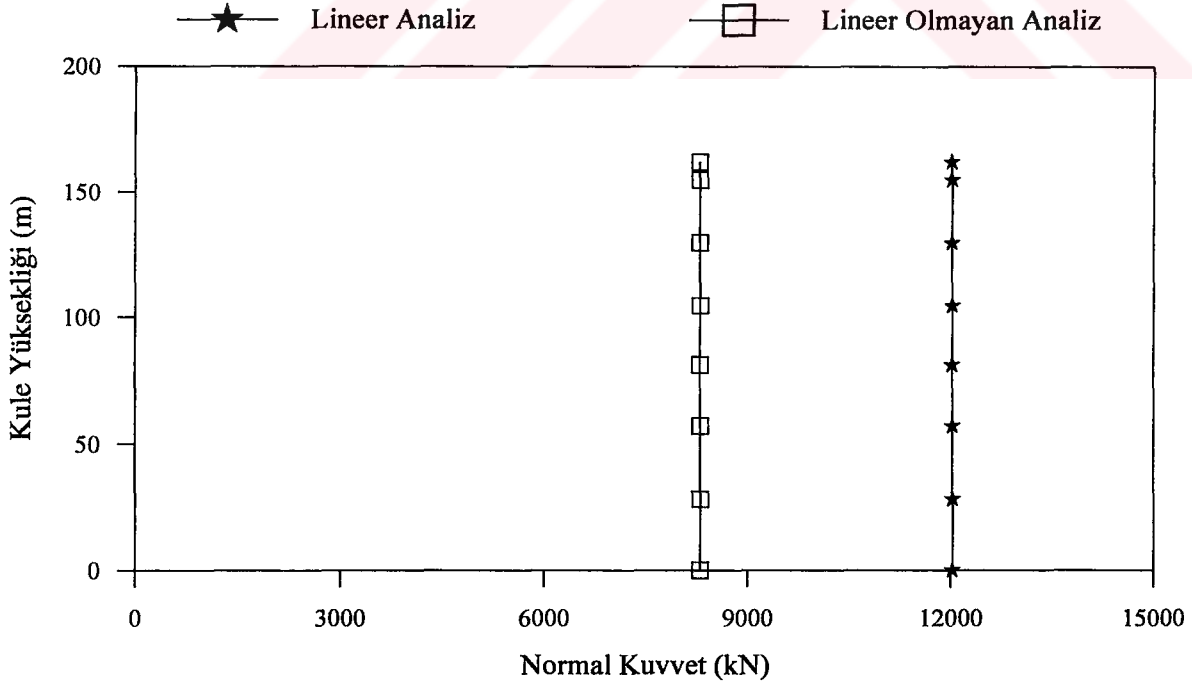
Şekil 38. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye kesme kuvvetleri



Şekil 39. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule kesme kuvvetleri



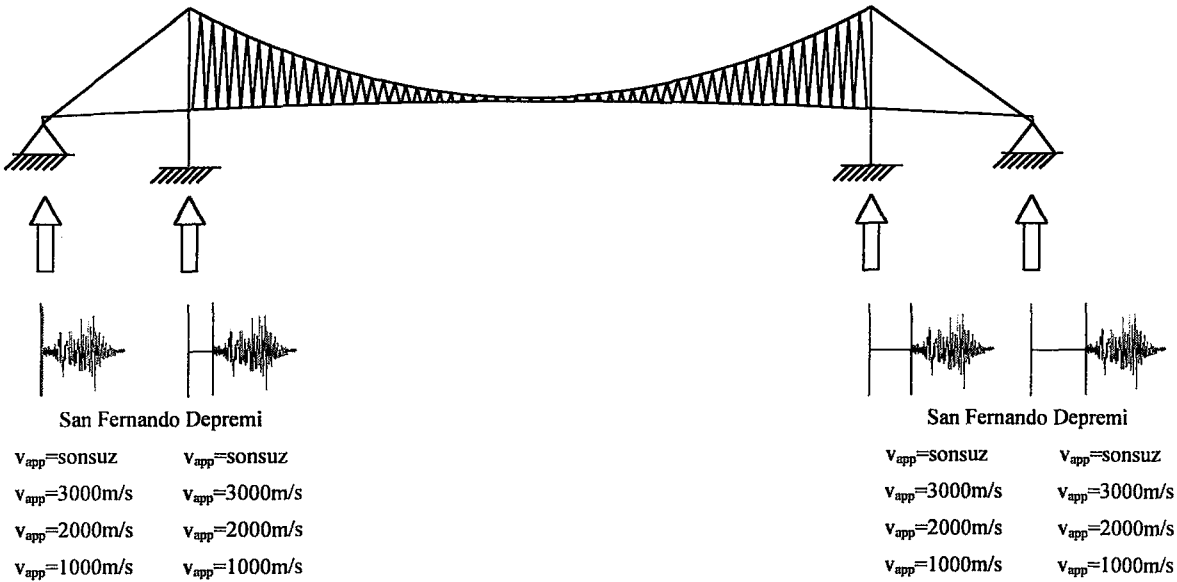
Şekil 40. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan tabliye normal kuvvetleri



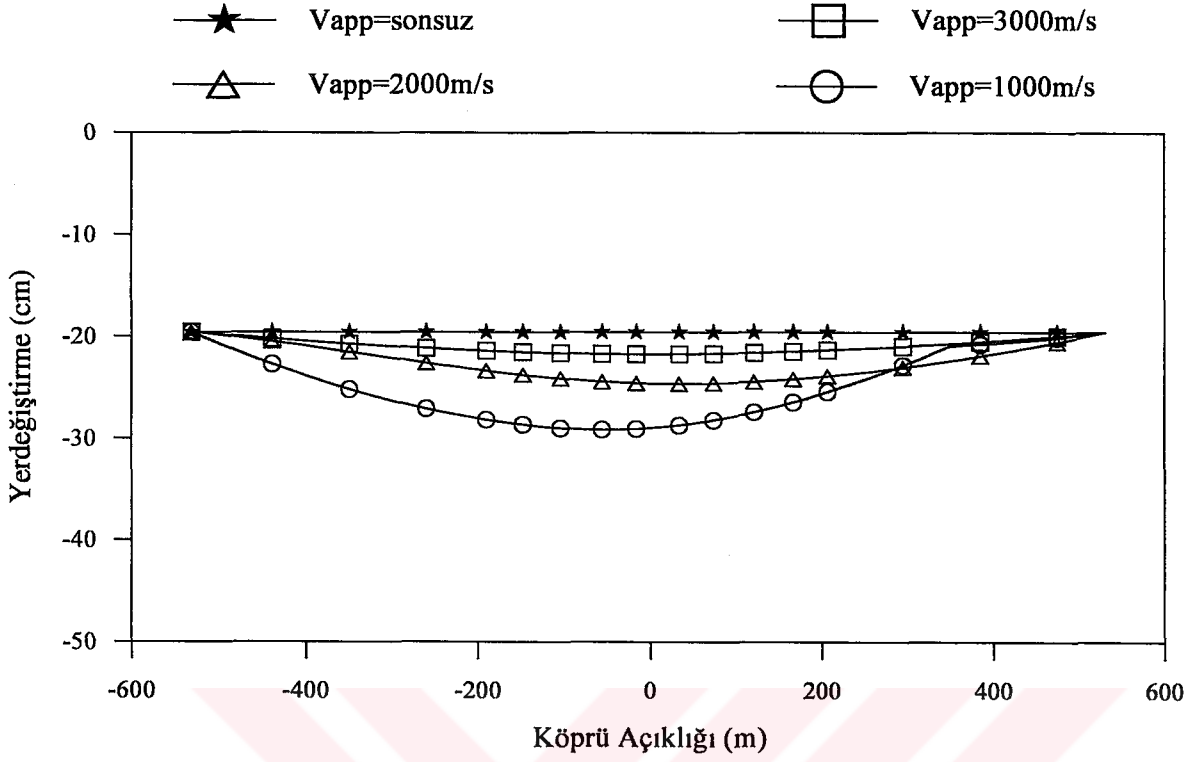
Şekil 41. Lineer ve lineer olmayan analizler ile bulunan kule normal kuvvetleri

### 3.1.2. Asma Köprülerin Dalga Yayılma Etkisi (Asinkronize Yer Hareketi) Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

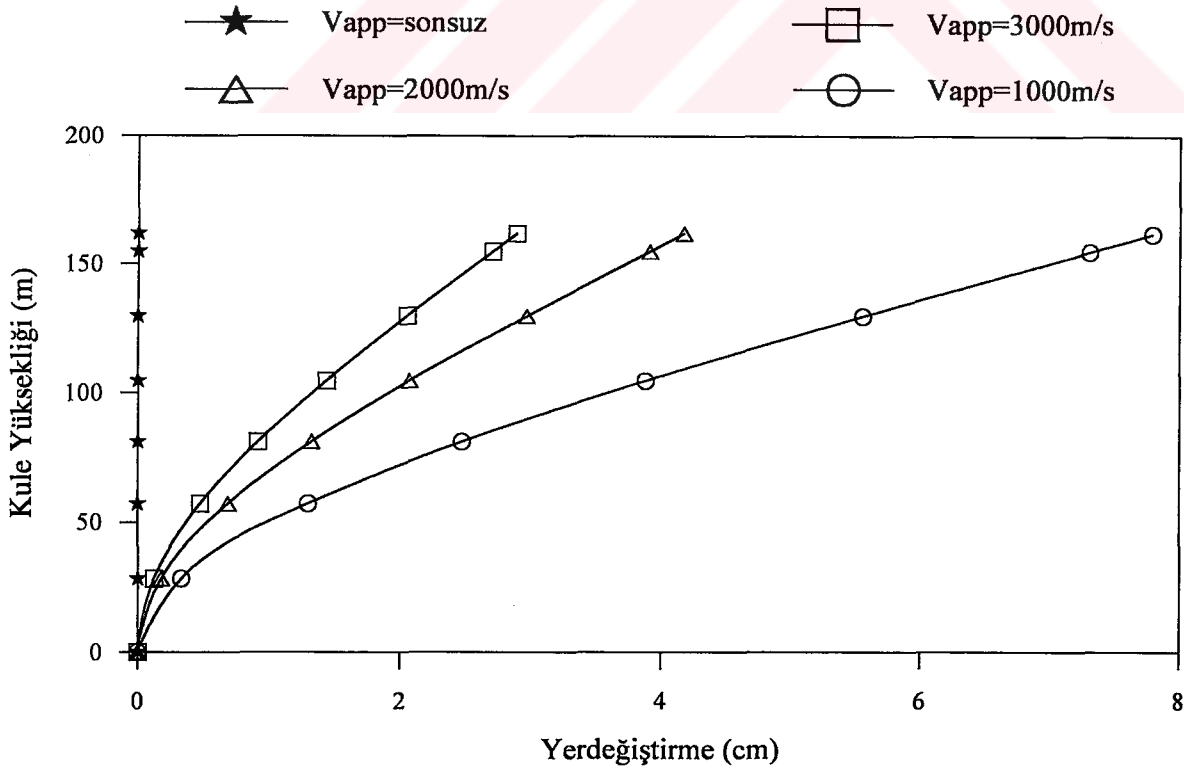
Bu bölümde yer hareketi dalga yayılma hızı  $v_{app}=1000, 2000$  ve  $3000\text{m/s}$  alınarak elde edilen analiz sonuçları hem birbirleriyle hem de dalga yayılma hızının sonsuz olduğu üniform yer hareketi durumunda bulunan analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmaktadır. Şekil 42’de asinkronize yer hareketine maruz asma köprü görülmektedir. Bu çalışmada uygulama olarak seçilmiş olan Boğaziçi Köprüsünün mesnetleri sert zemine oturmaktadır. Sert zeminler için dinamik yer hareketinin yayılma hızı  $v_{app}>1000\text{m/s}$  olarak önerilmektedir (T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2001). Bu nedenle yer hareketi dalga yayılma hızı  $v_{app}=1000, 2000$  ve  $3000\text{m/s}$  seçilmiştir. Yer hareketi olarak yine 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni kullanılmaktadır. Analizler sonucunda asma köprünün tabliye ve kulelerinde elde edilen zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler ile eğilme momentleri, kesme kuvvetleri ve normal kuvvetler Şekil 43 – Şekil 54’te görülmektedir. Şekillerden görüleceği gibi köprünün asinkronize yer hareketine maruz olması durumunda tabliye ve kulelerde oluşan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri, üniform yer hareketi durumunda meydana gelen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinden genellikle daha büyüktür. Ayrıca yer hareketi dalga yayılma hızının azalmasıyla hesaplanan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinin genellikle arttığı şekillerden görülmektedir.



Şekil 42. Asinkronize yer hareketine maruz asma köprü

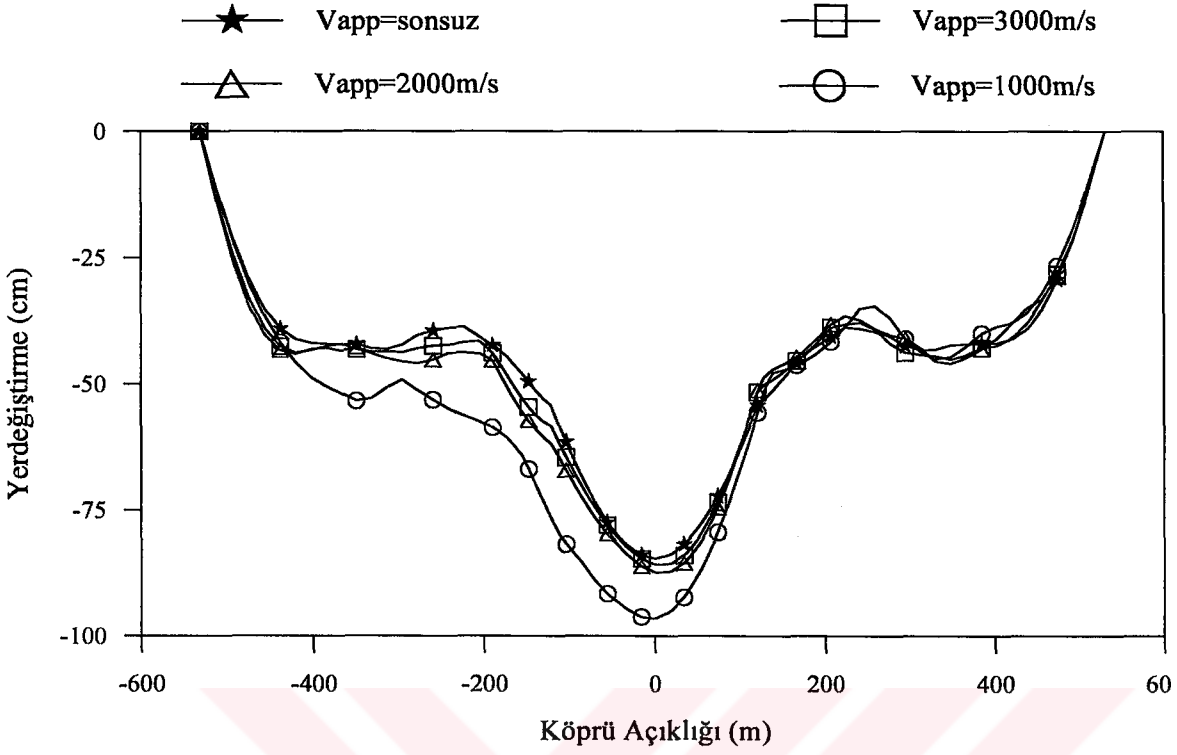


Şekil 43. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri

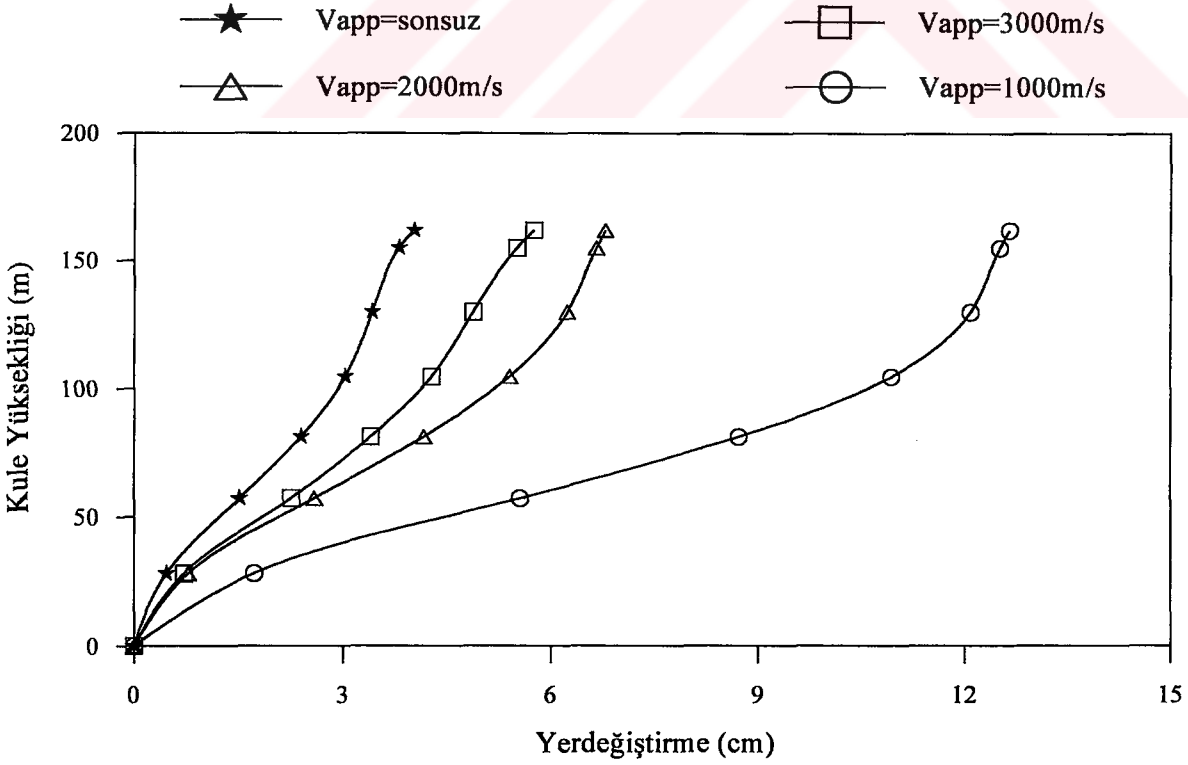


Şekil 44. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri

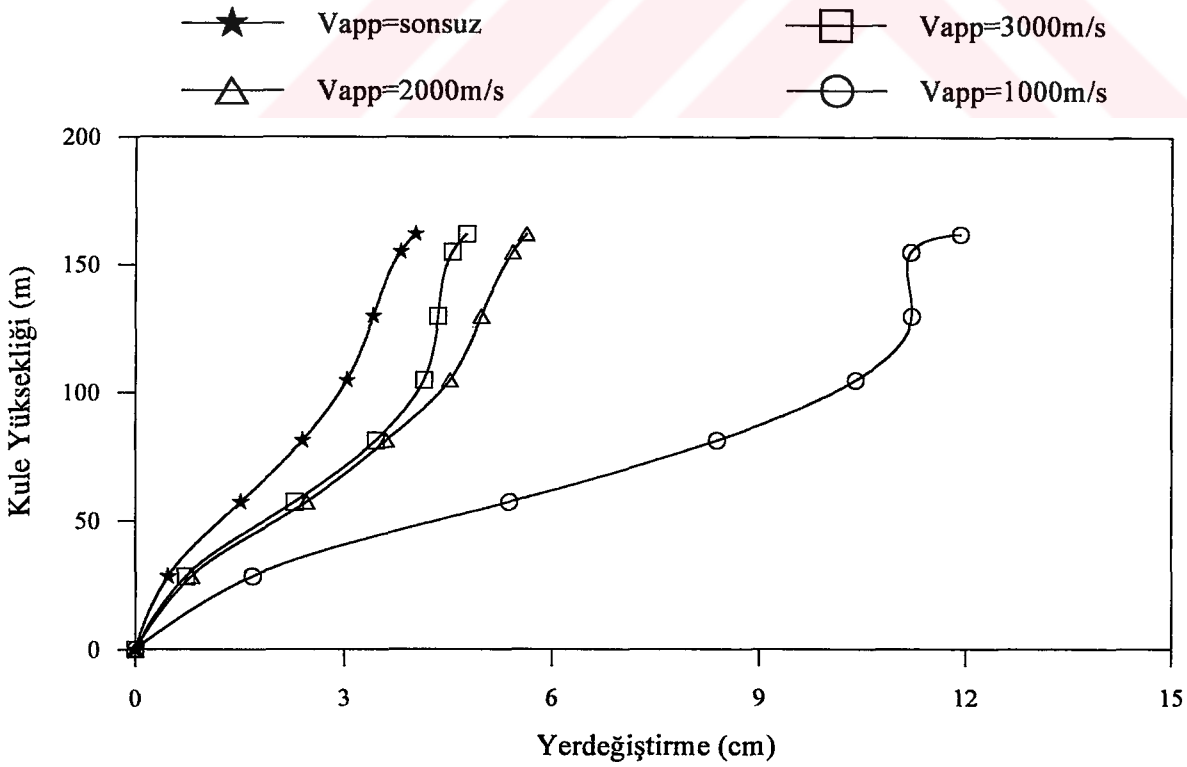
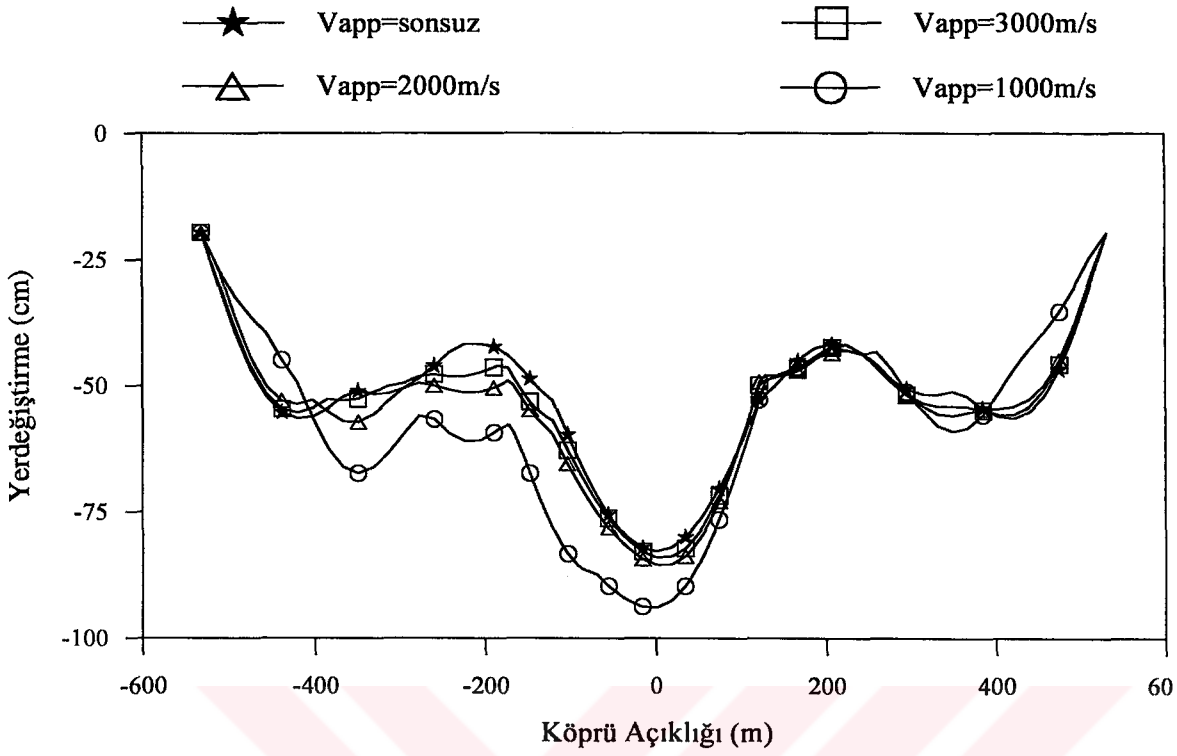


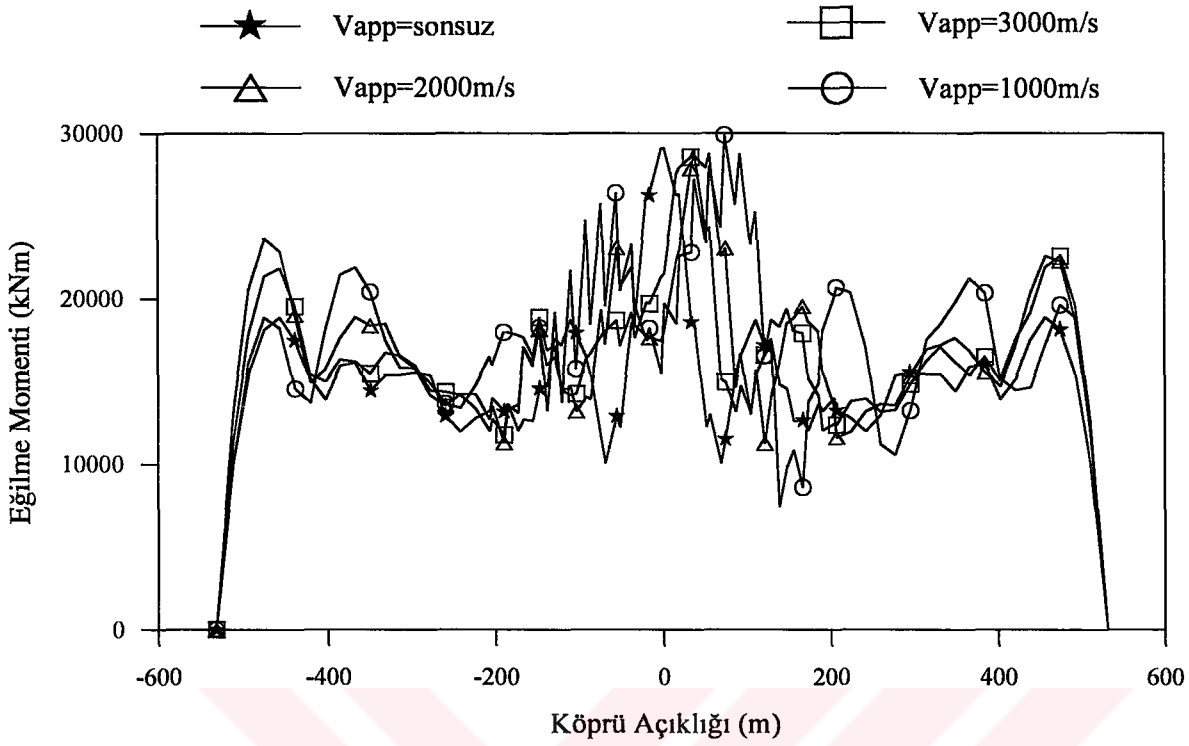


Şekil 45. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri

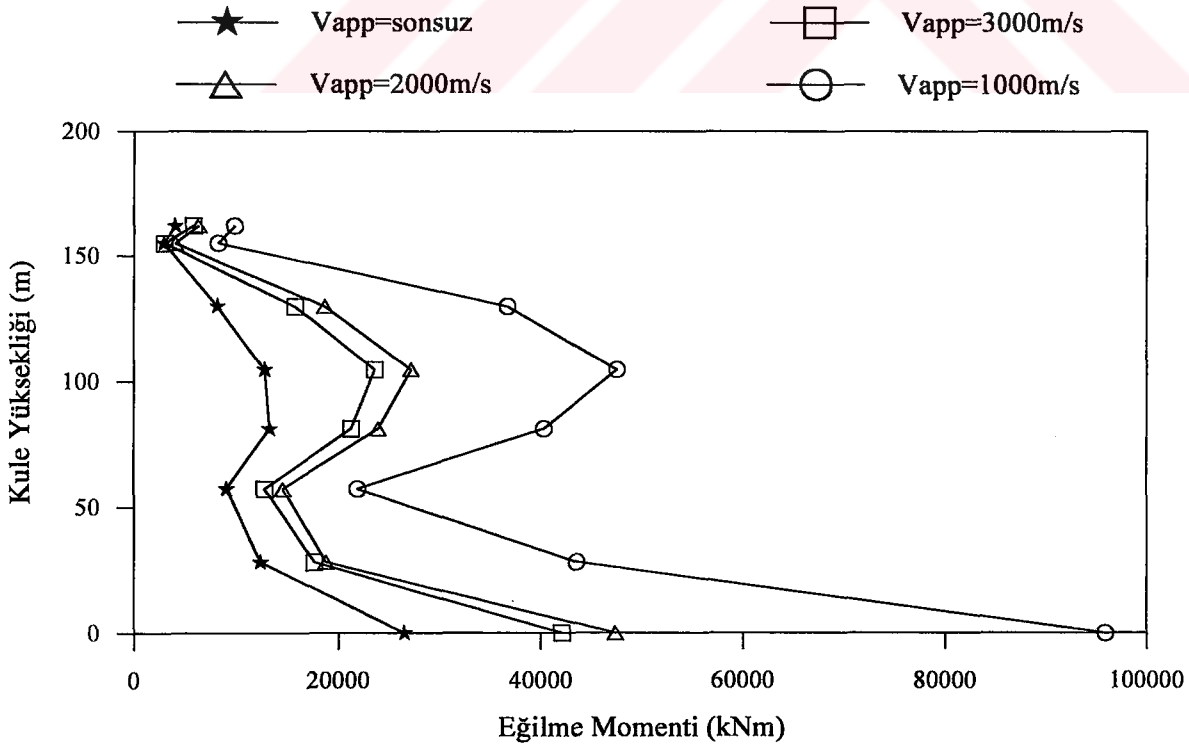


Şekil 46. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri

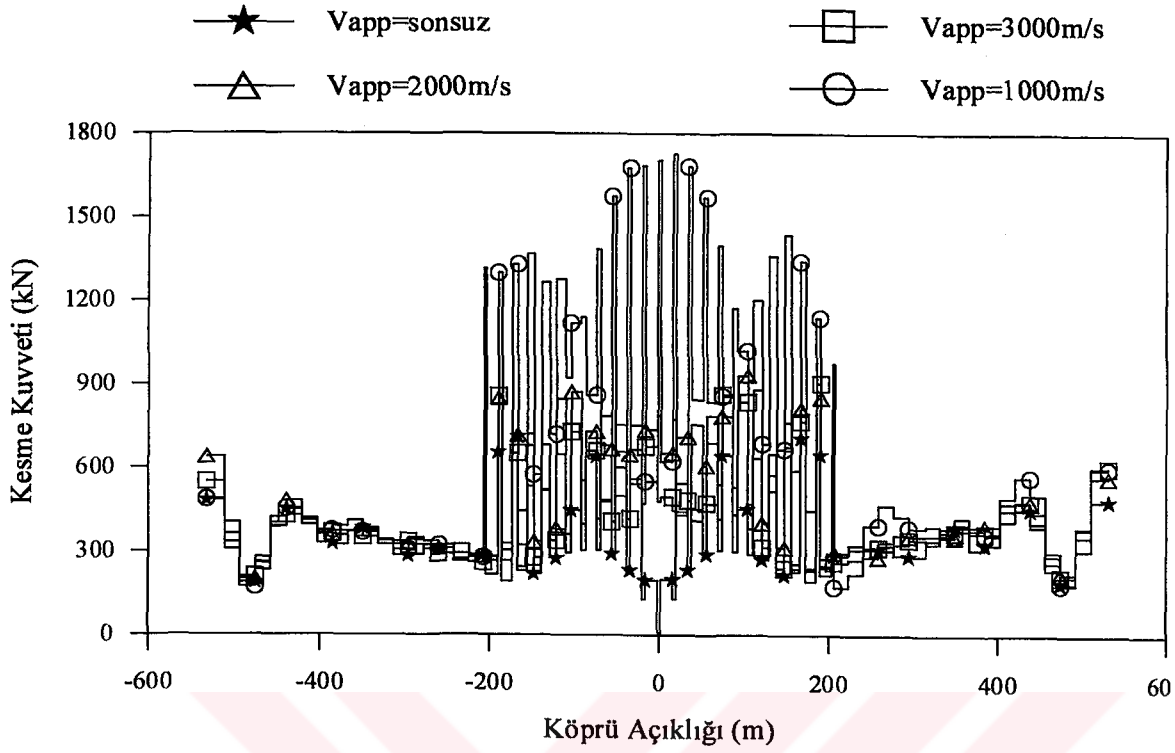




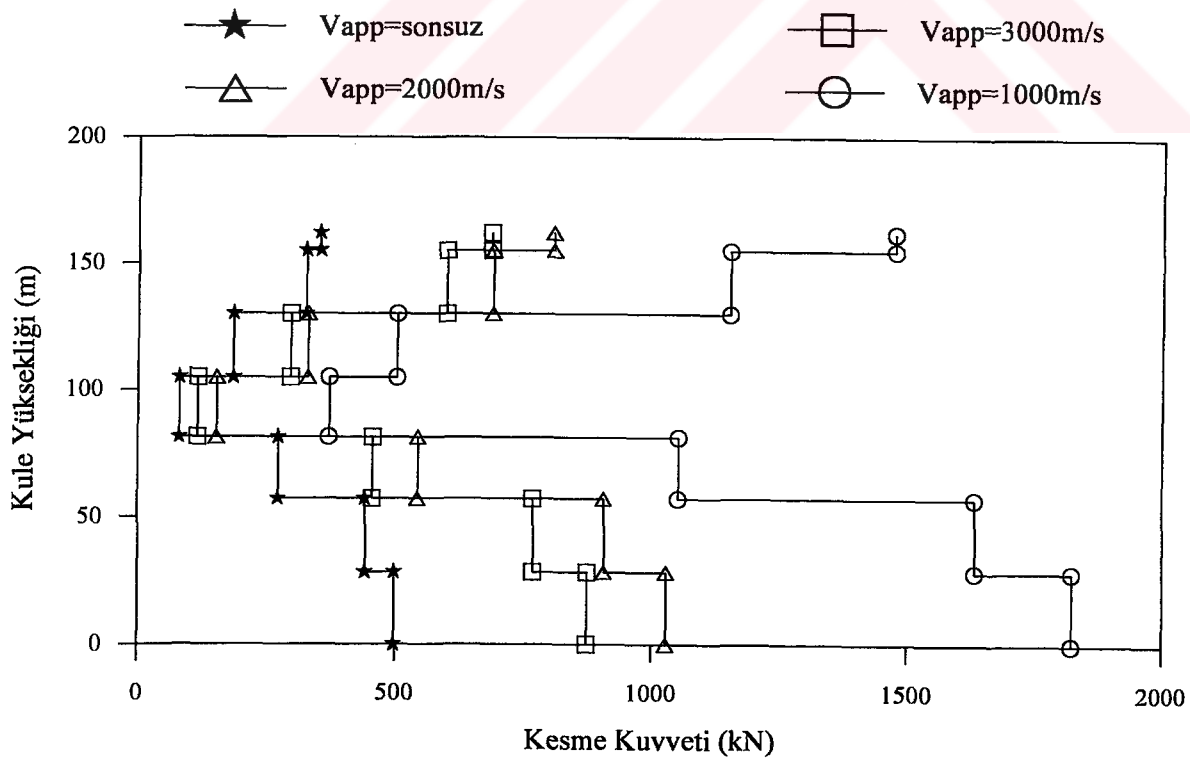
Şekil 49. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri



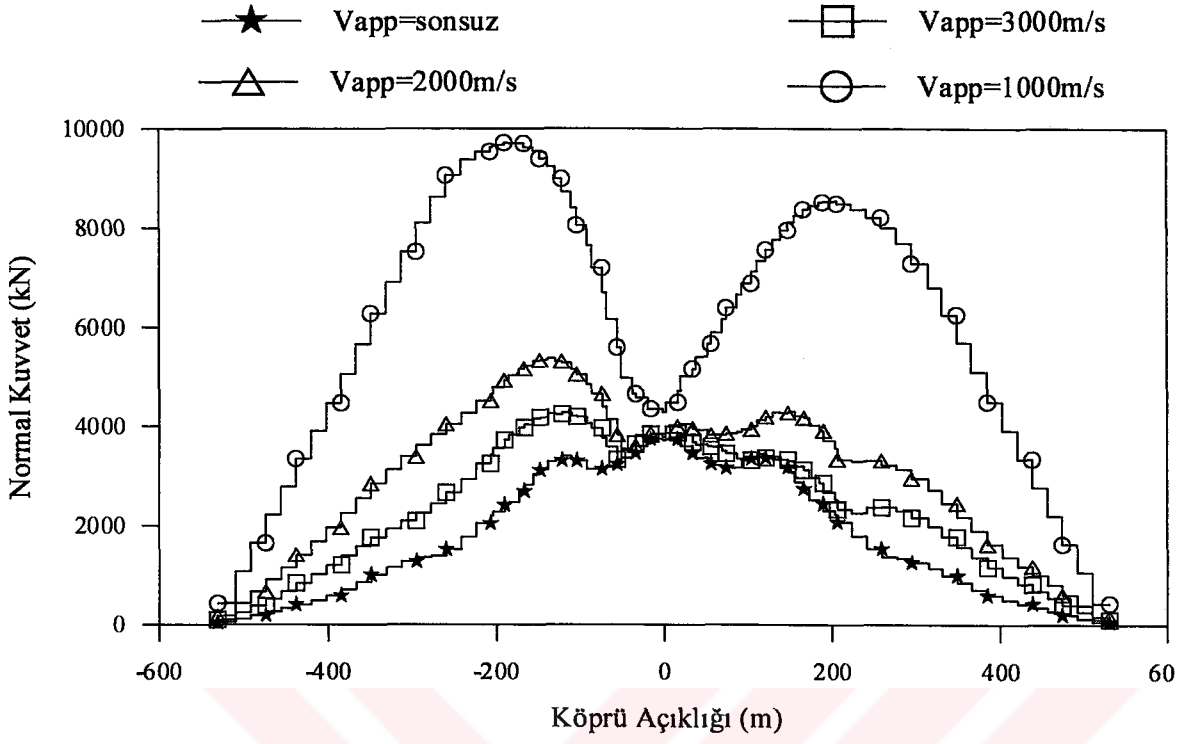
Şekil 50. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri



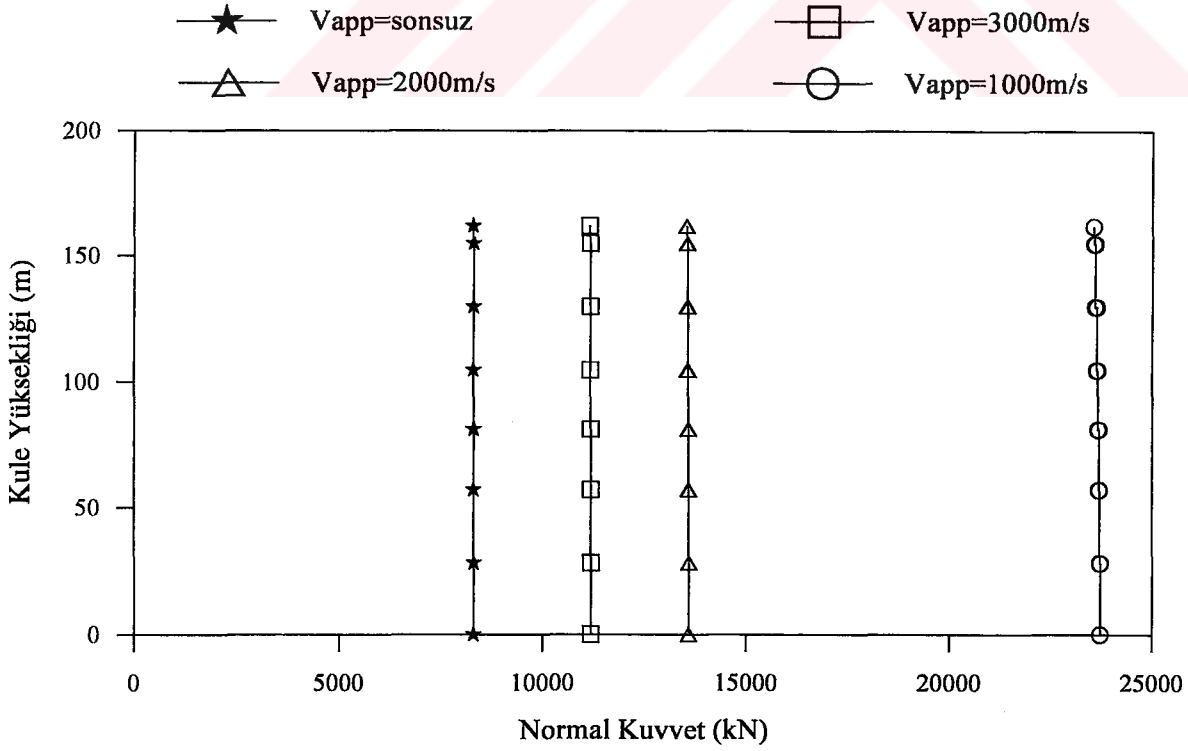
Şekil 51. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri



Şekil 52. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri



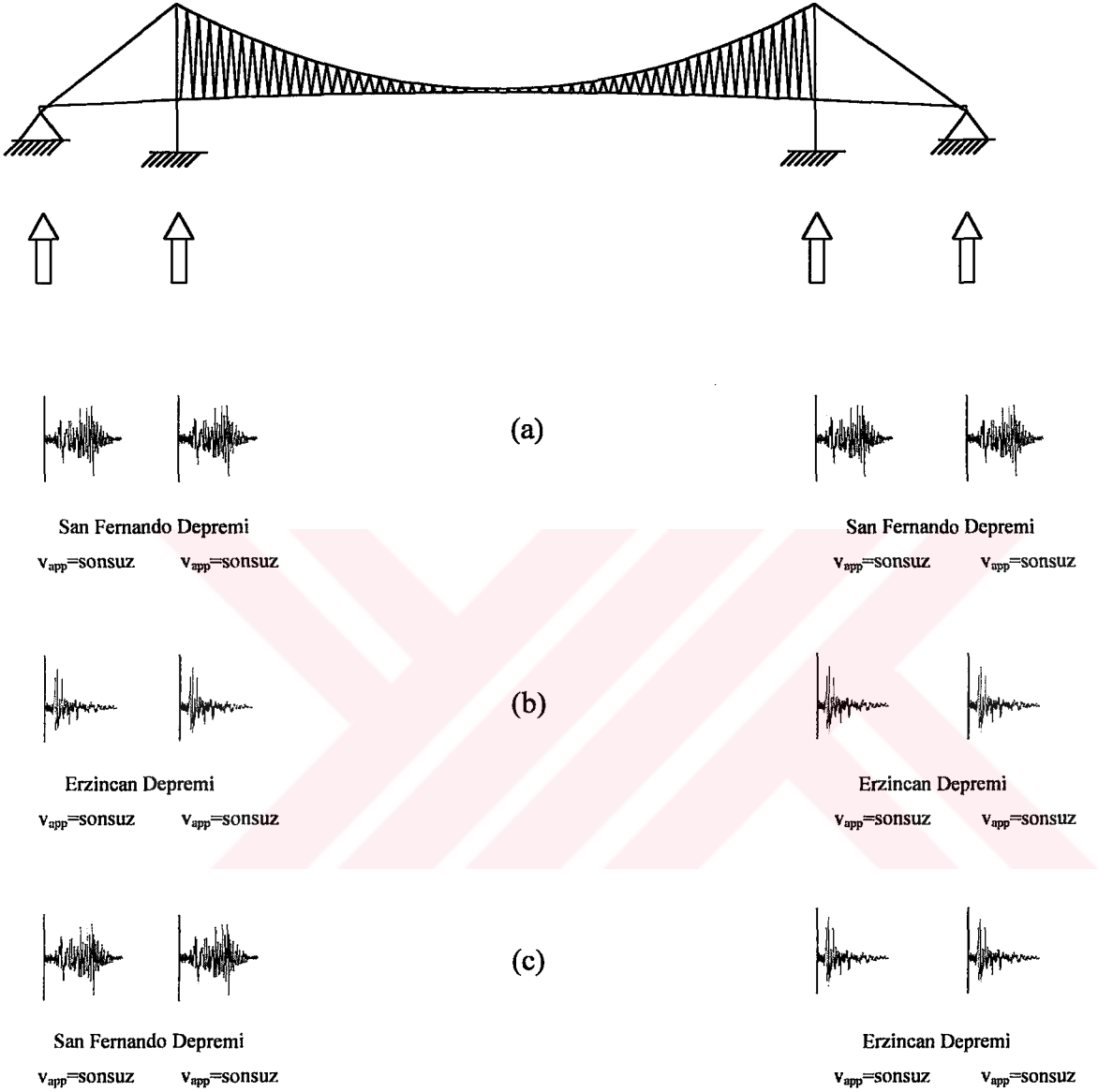
Şekil 53. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri



Şekil 54. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri

### 3.1.3. Üniform ve Değişen Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Burada köprü mesnetlerinde aynı yer hareketlerinin olması durumunda elde edilen değerlerle, köprü mesnetlerinde değişen yer hareketlerinin olması halinde bulunan değerler karşılaştırılmaktadır. Şekil 55’de üniform ve değişen yer hareketlerine maruz asma köprü sistemi görülmektedir. Şekilden de görüleceği gibi buradaki analizler San Fernando ve Erzincan depremleri için iki ayrı üniform yer hareketi durumu ile, köprünün Avrupa yakası mesnetlerine San Fernando depremi, Asya yakası mesnetlerine ise Erzincan depreminin etkimesi sonucu bir değişen yer hareketi durumu dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda köprü tabliye ve kulelerinde meydana gelen toplam yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Şekil 56 – Şekil 67’de görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere San Fernando depremi kullanılarak gerçekleştirilen üniform analiz sonuçları Erzincan depremi kullanılarak hesaplanan değerlerden daha büyüktür. San Fernando depremi ivme değerlerinin Erzincan depremininkinden daha büyük olduğundan bu durum beklenen ve olması gereken bir sonuçtur. Değişen yer hareketi durumunda tabliye ve Asya yakası kulesinde hesaplanan değerler genellikle San Fernando ve Erzincan depremleri, kullanılarak gerçekleştirilen üniform yer hareketleri ile bulunan değerler arasında kalmaktadır. Avrupa yakası kulesinde ise San Fernando depremi kullanılarak yapılan üniform yer hareketi ile hesaplanan değerlere yakın olmakla birlikte, üniform yer hareketleri dikkate alınarak elde edilen analizler sonucunda bulunan değerlerden daha büyük olmaktadır.



Şekil 55. Ünliform ve değişen yer hareketine maruz asma köprü

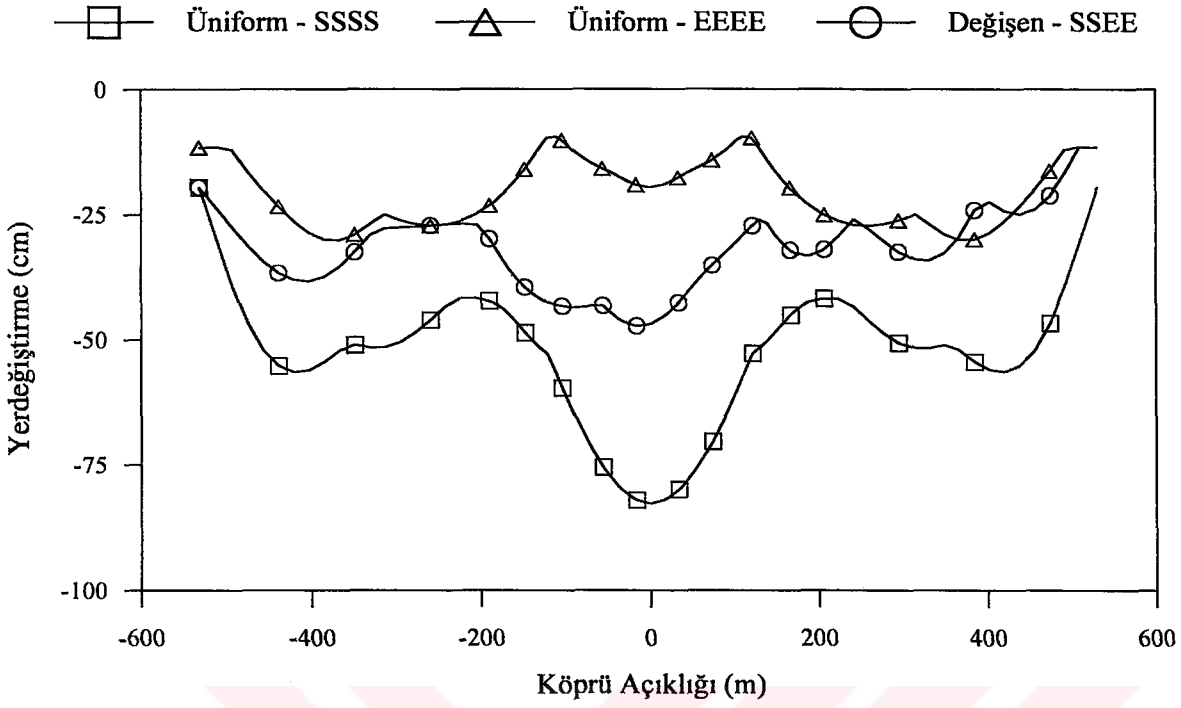
(S: San Fernando depremi, E: Erzincan depremi)

a) San Fernando depreminden oluşan Ünliform yer hareketi (SSSS)

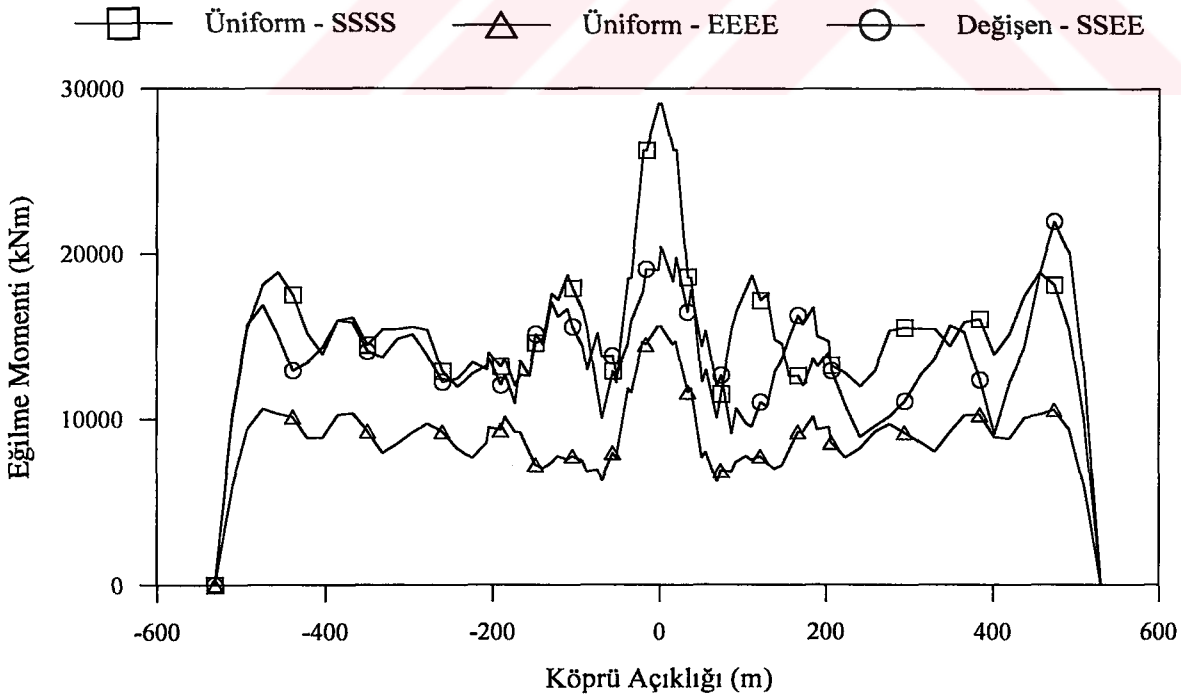
b) Erzincan depreminden oluşan Ünliform yer hareketi (EEEE)

c) San Fernando ve Erzincan depremlerinden oluşan değişen yer hareketi (SSEE)

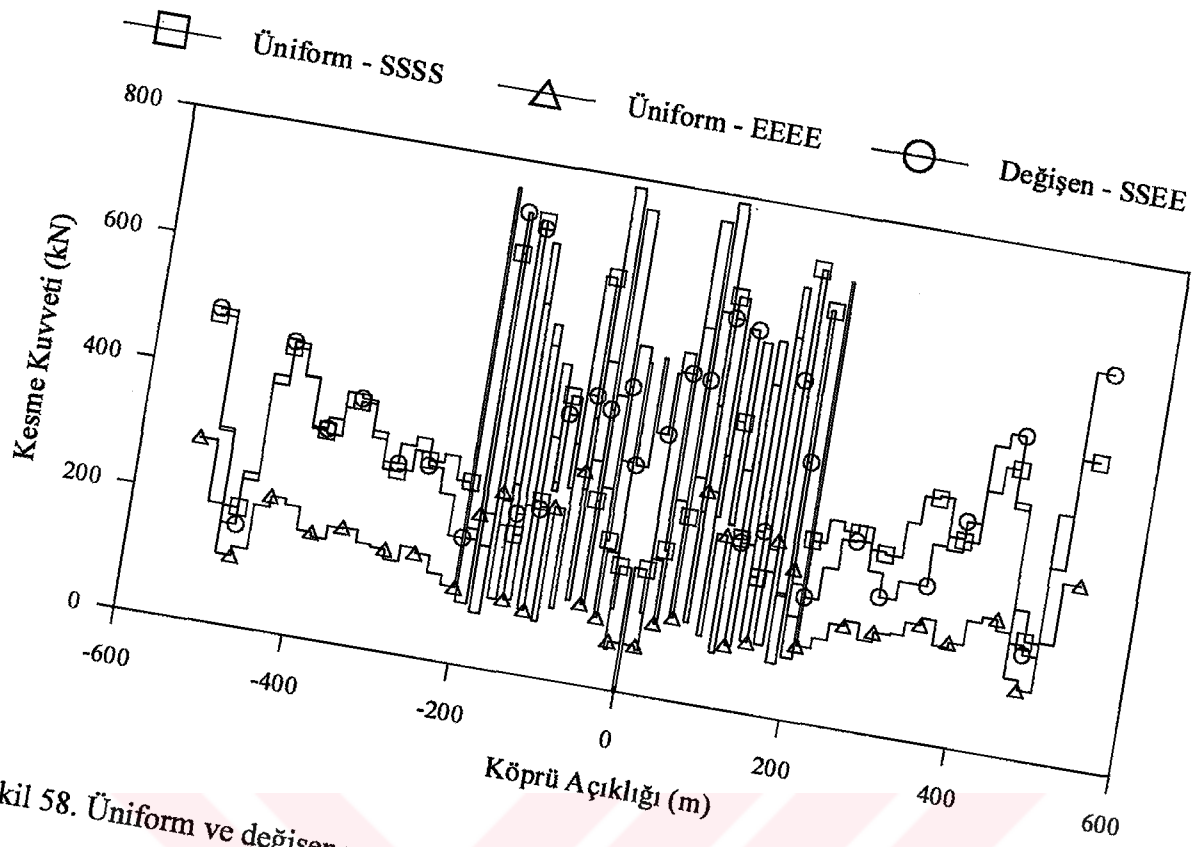




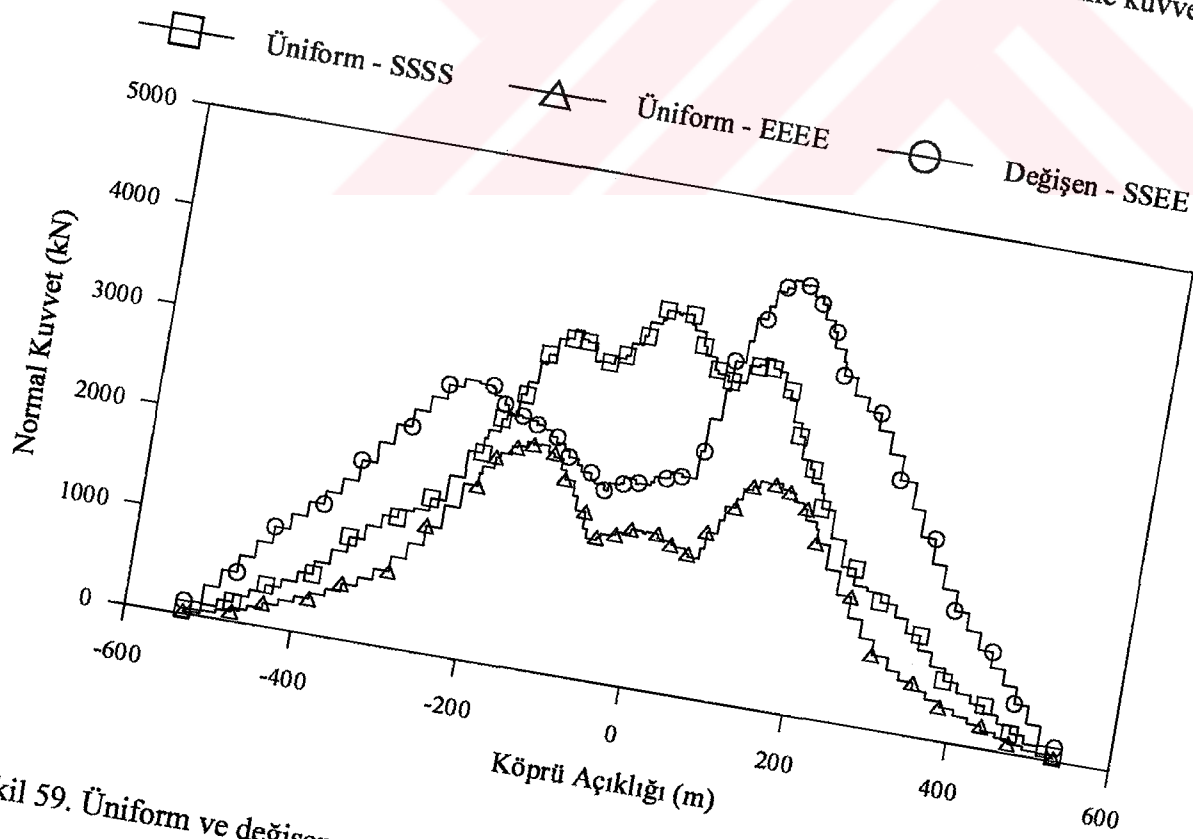
Şekil 56. Ünlform ve deęiřen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam dūřey yerdeęiřtirmeleri



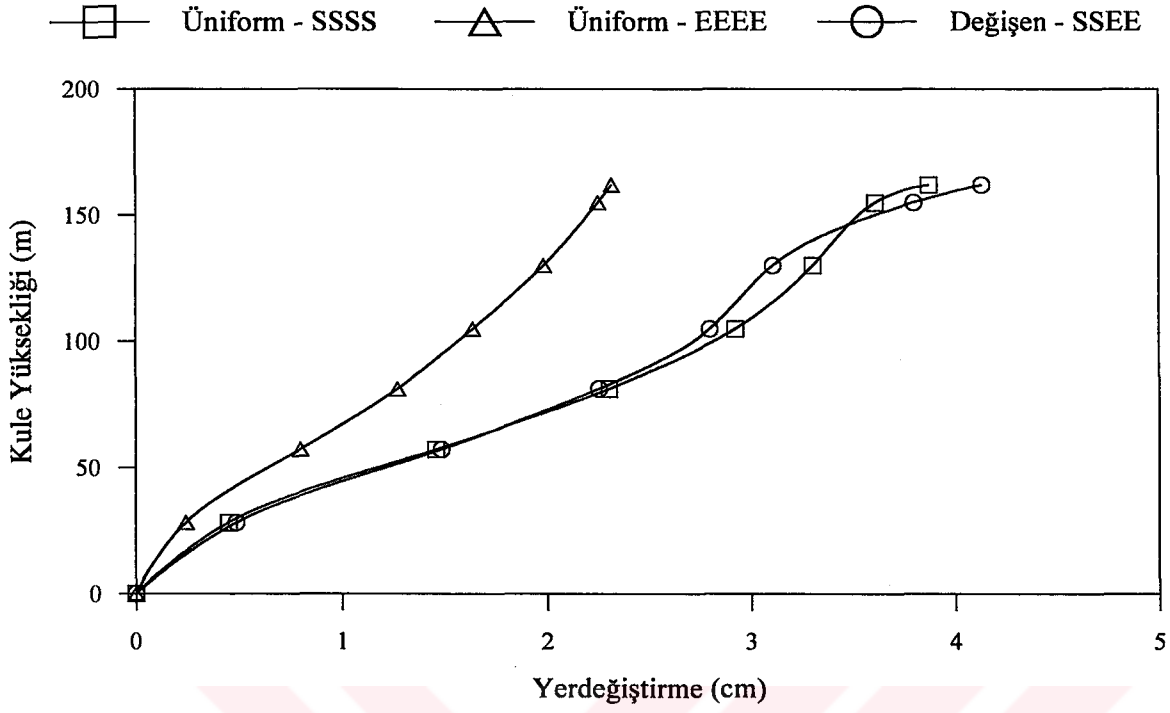
Şekil 57. Ünlform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri



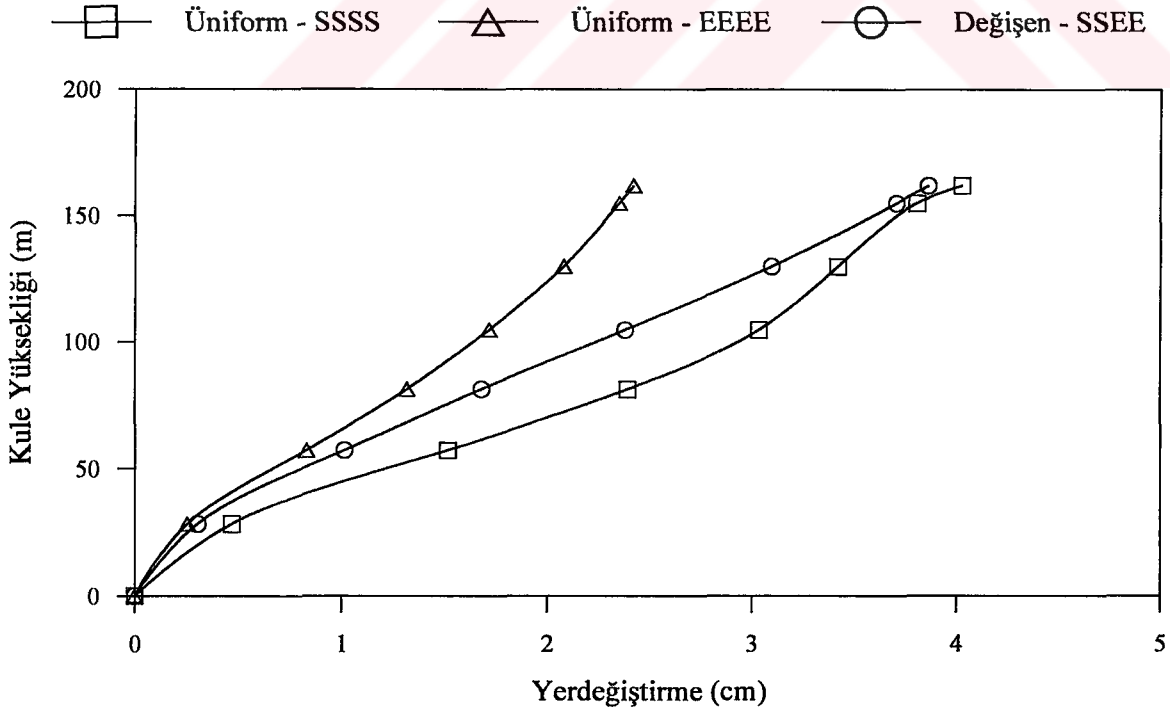
Şekil 58. Ünlform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri



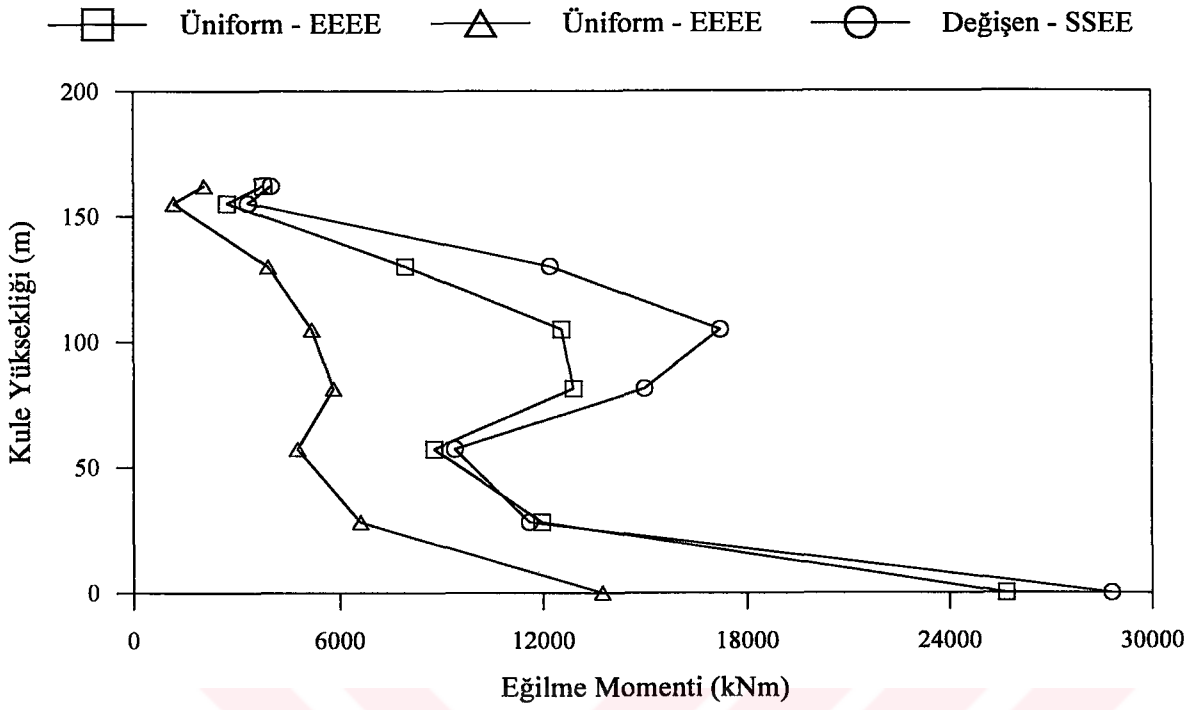
Şekil 59. Ünlform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri



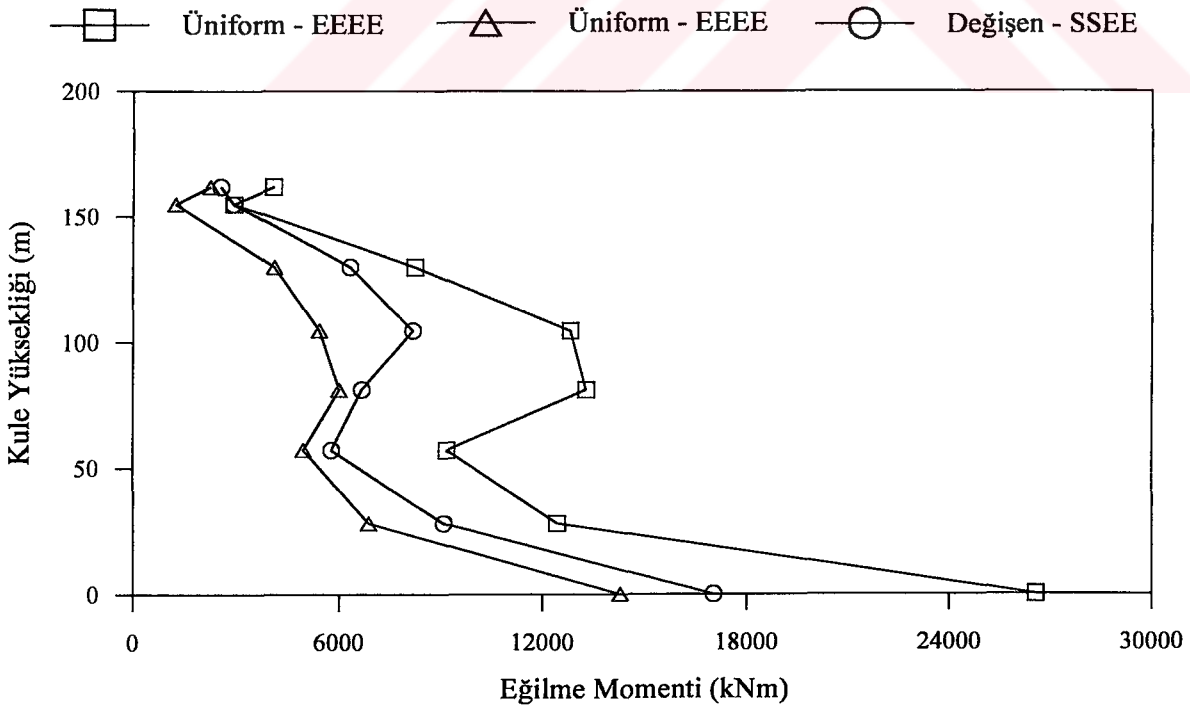
Şekil 60. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



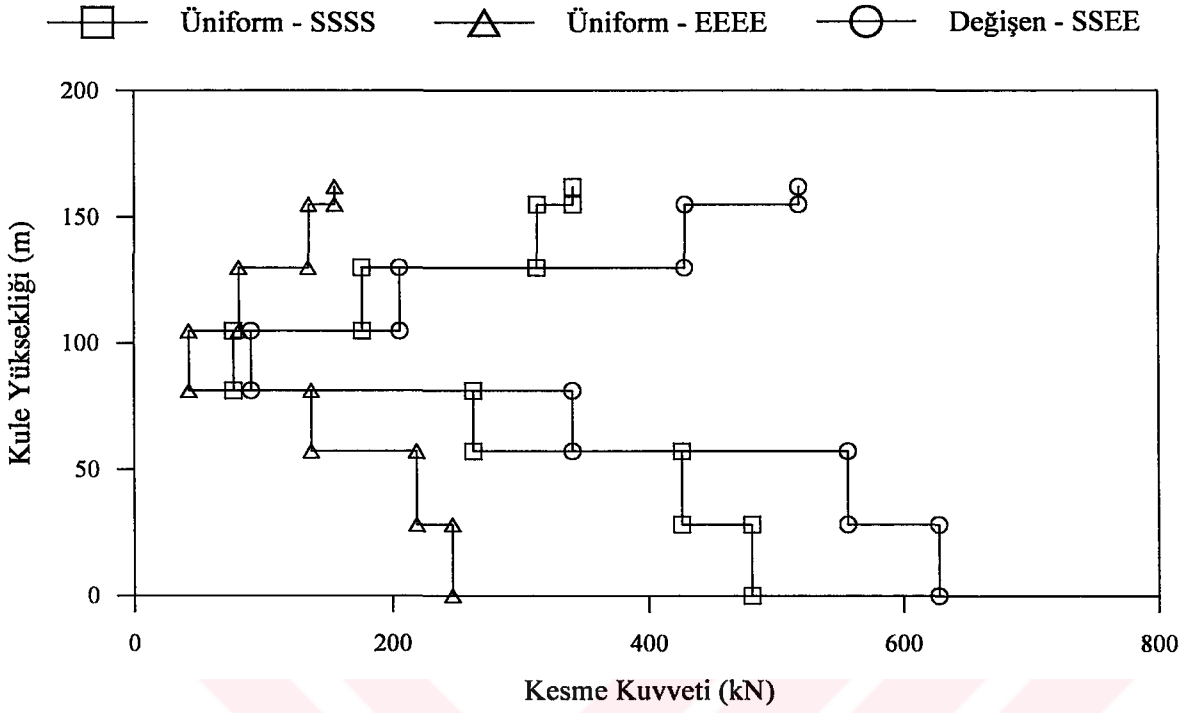
Şekil 61. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



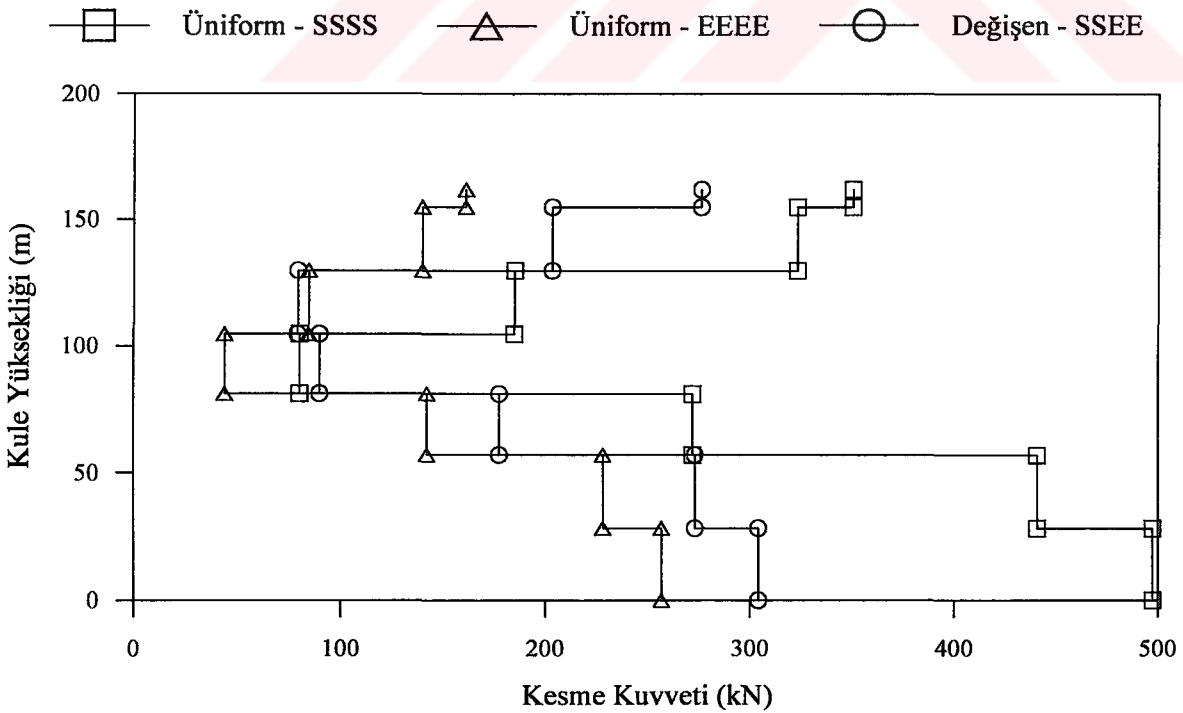
Şekil 62. Üñiform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri



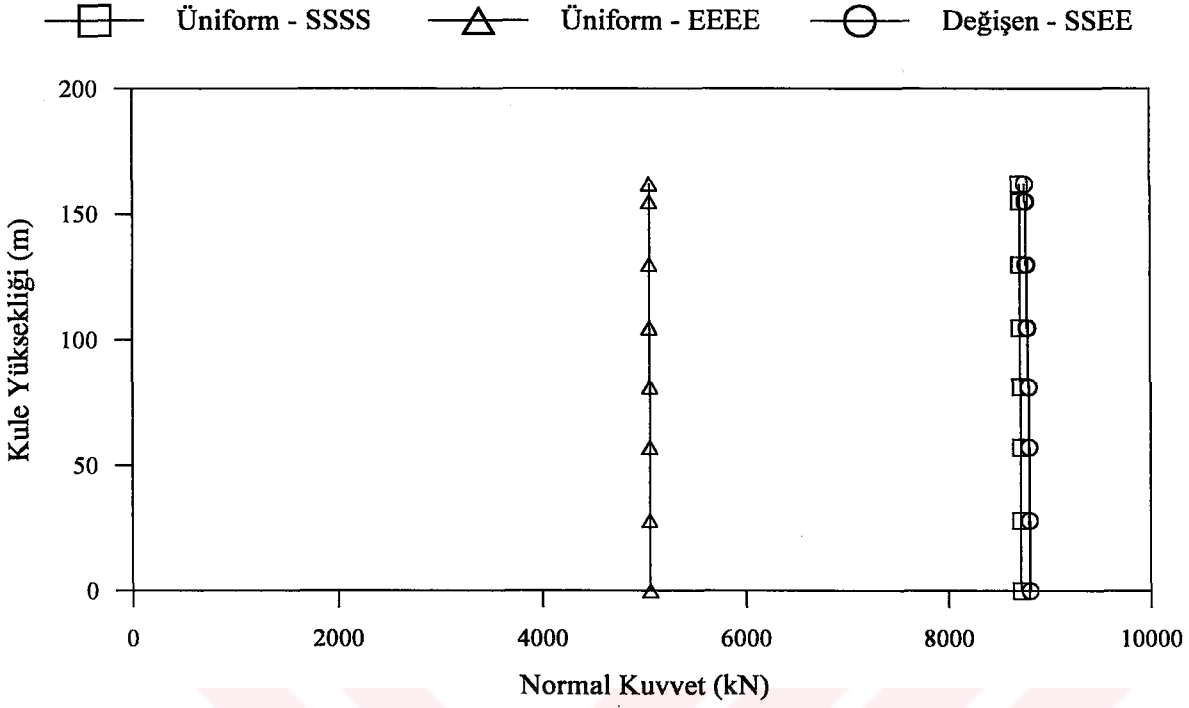
Şekil 63. Üñiform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri



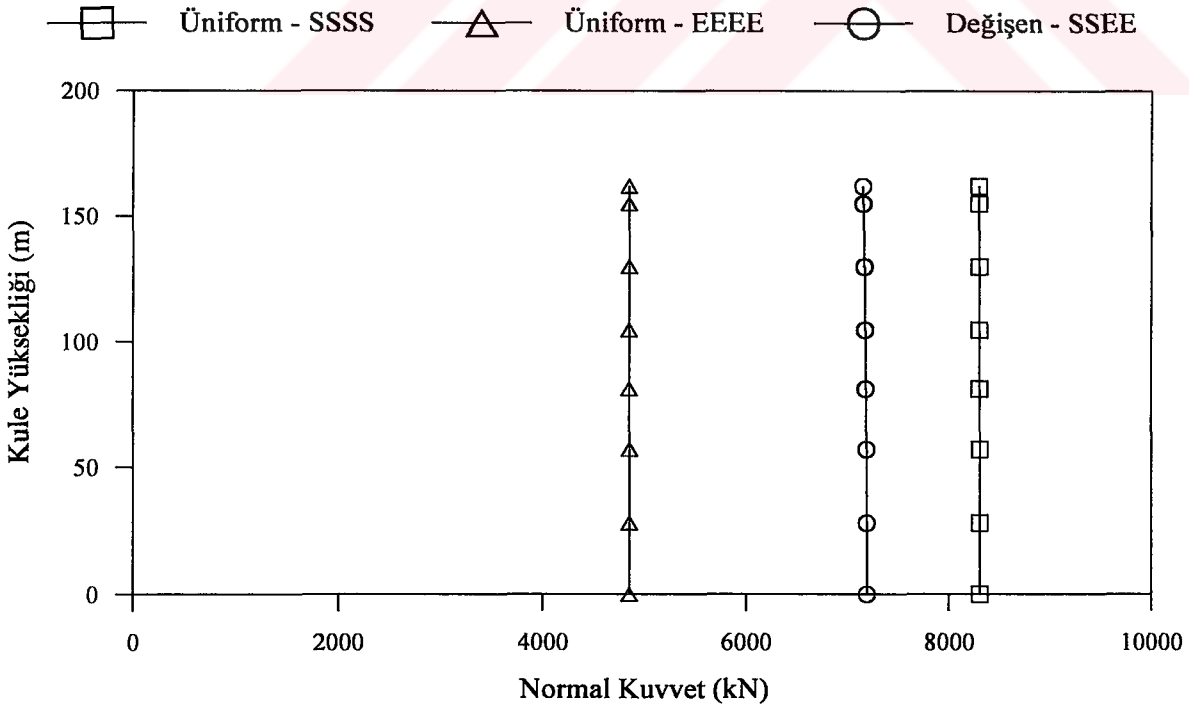
Şekil 64. Ünlform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri



Şekil 65. Ünlform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri



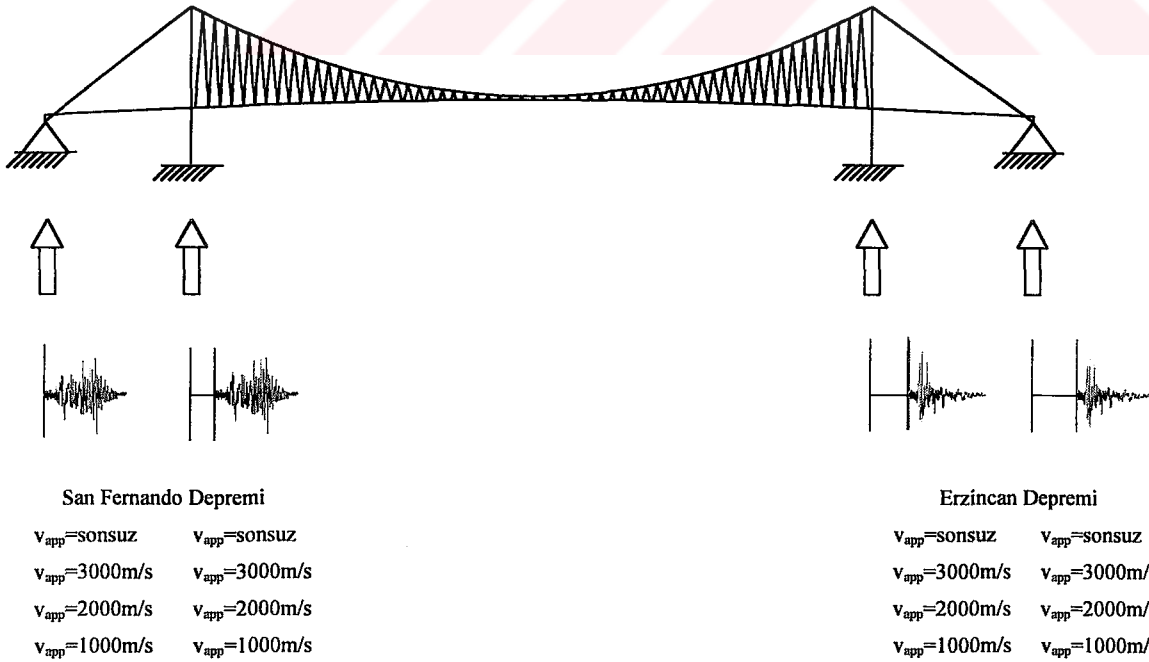
Şekil 66. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri



Şekil 67. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri

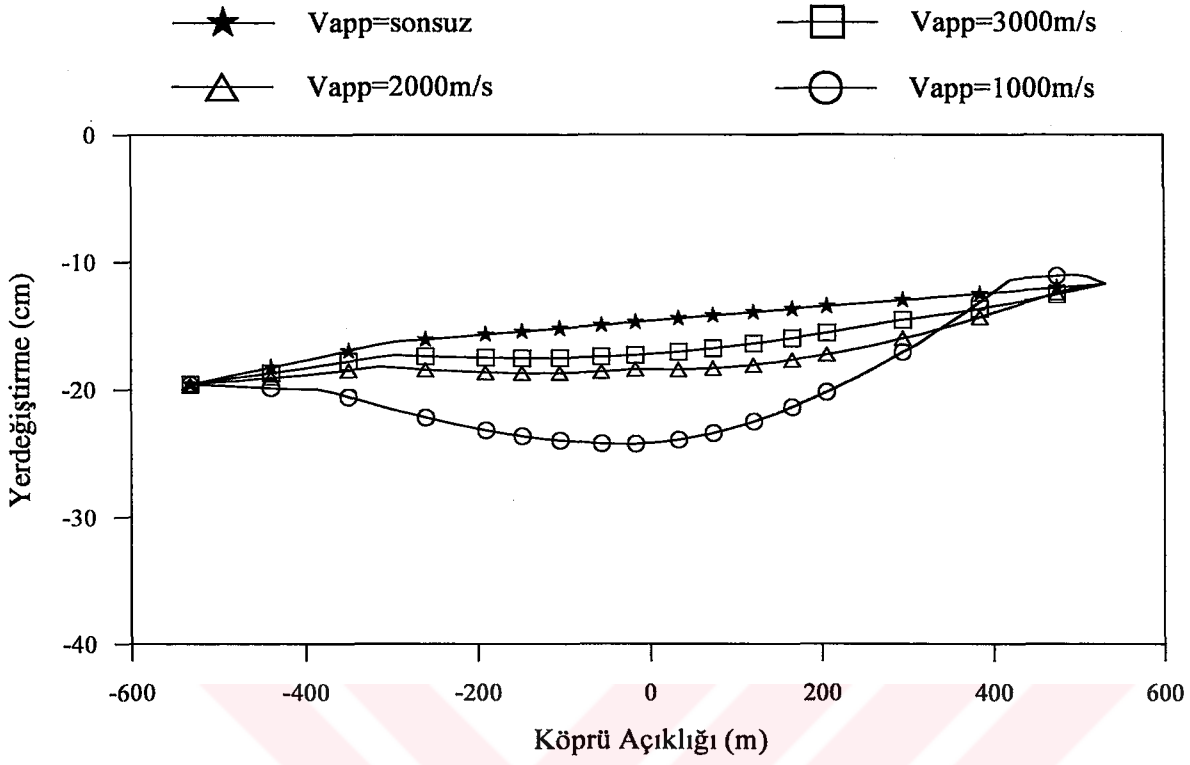
### 3.1.4. Değişerek Yayılan Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Bu bölümde, köprünün değişen yer hareketine maruz olması durumunda dalga yayılma hızı  $v_{app}=1000, 2000$  ve  $3000\text{m/s}$  alınarak elde edilen analiz sonuçları birbirleriyle ve üniform yer hareketini ifade eden dalga yayılma hızının sonsuz olması durumunda bulunan analiz sonuçları ile karşılaştırılmaktadır. Değişerek yayılan yer hareketine maruz asma köprü sistemi Şekil 68’de görülmektedir. Yer hareketi olarak köprünün Avrupa yakasındaki mesnetlerine 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni, Asya yakasındaki mesnetlerine ise 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni etkittirilmiştir. Analizler sonucunda asma köprünün tabliye ve kulelerinde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Şekil 69 – Şekil 80’de görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere sonlu dalga yayılma hızı dikkate alınarak elde edilen tabliye ve kule yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri, dalga yayılma hızının sonsuz olması durumunda hesaplanan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinden genellikle daha büyüktür. Ayrıca yer hareketi dalga yayılma hızının azalmasıyla hesaplanan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinin genellikle arttığı yine şekillerden görülmektedir.

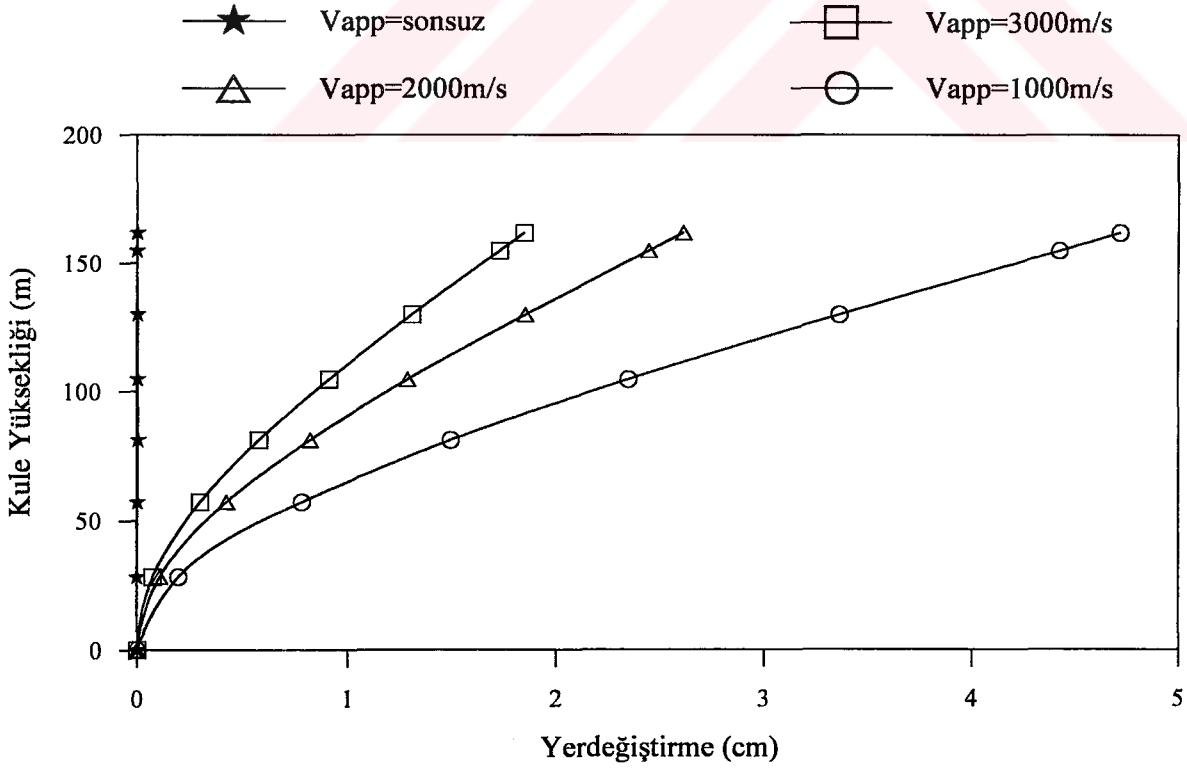


Şekil 68. Değişerek yayılan yer hareketine maruz asma köprü

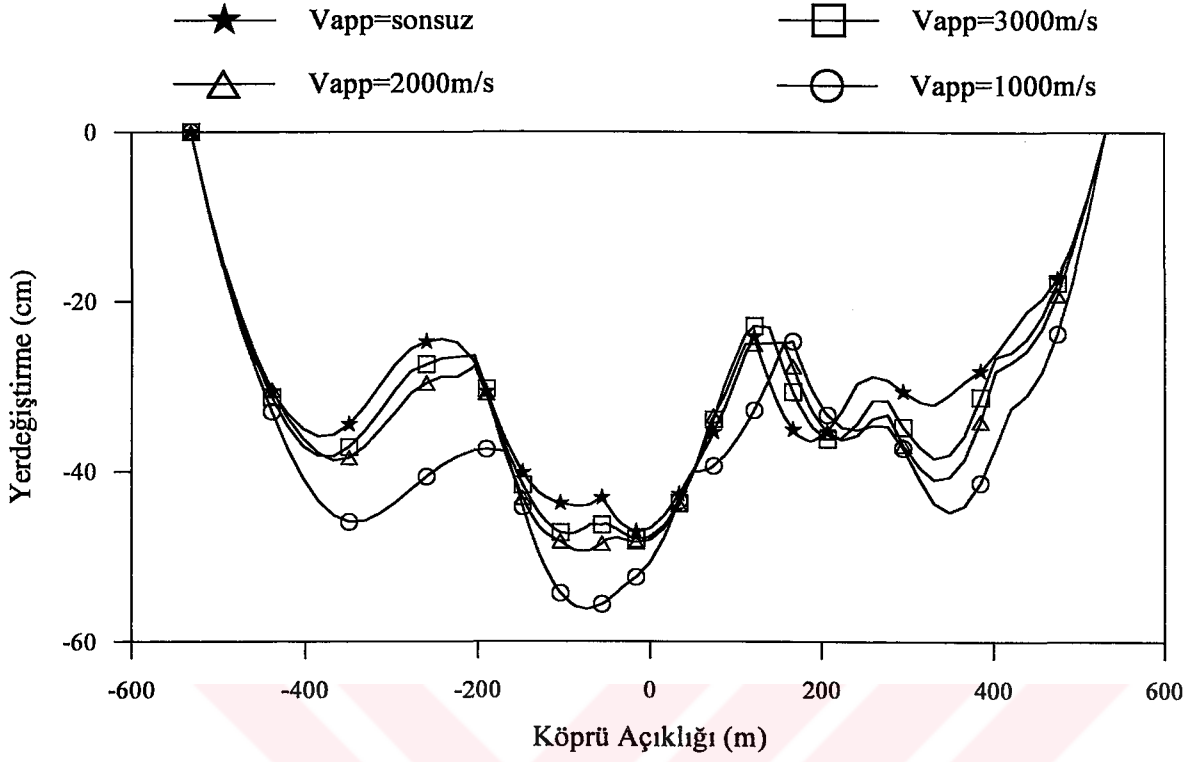




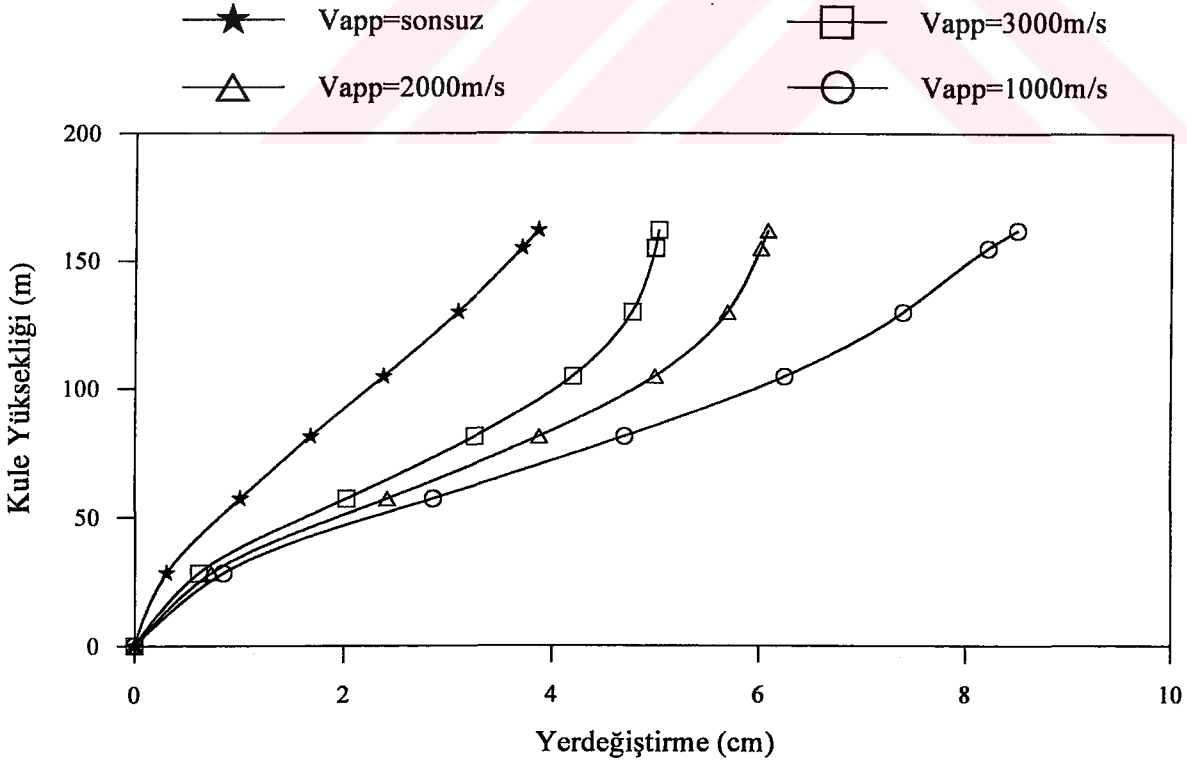
Şekil 69. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri



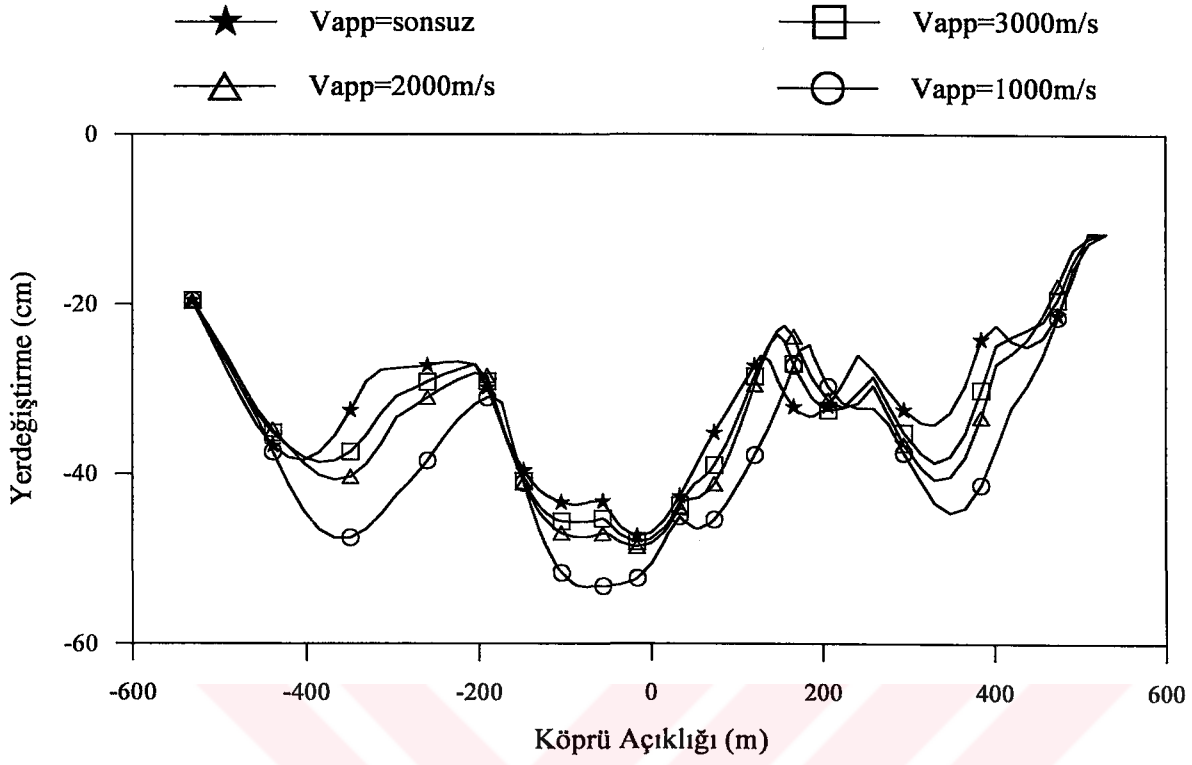
Şekil 70. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri



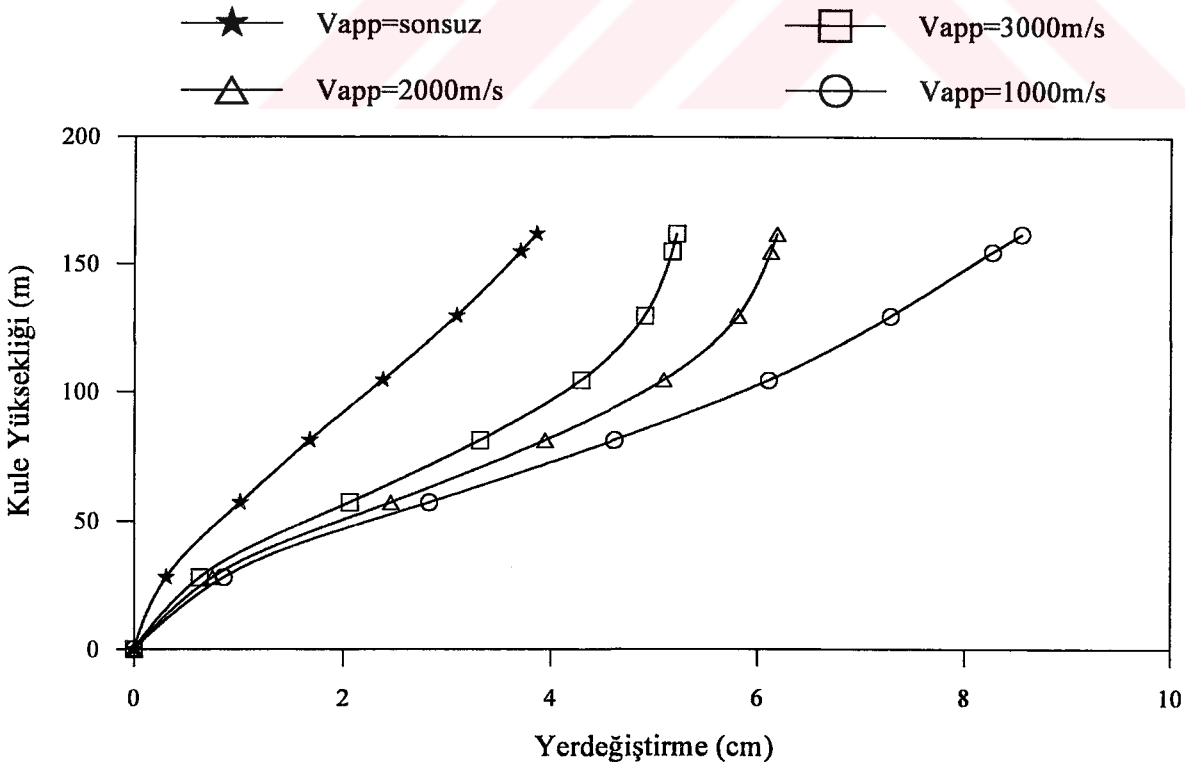
Şekil 71. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri



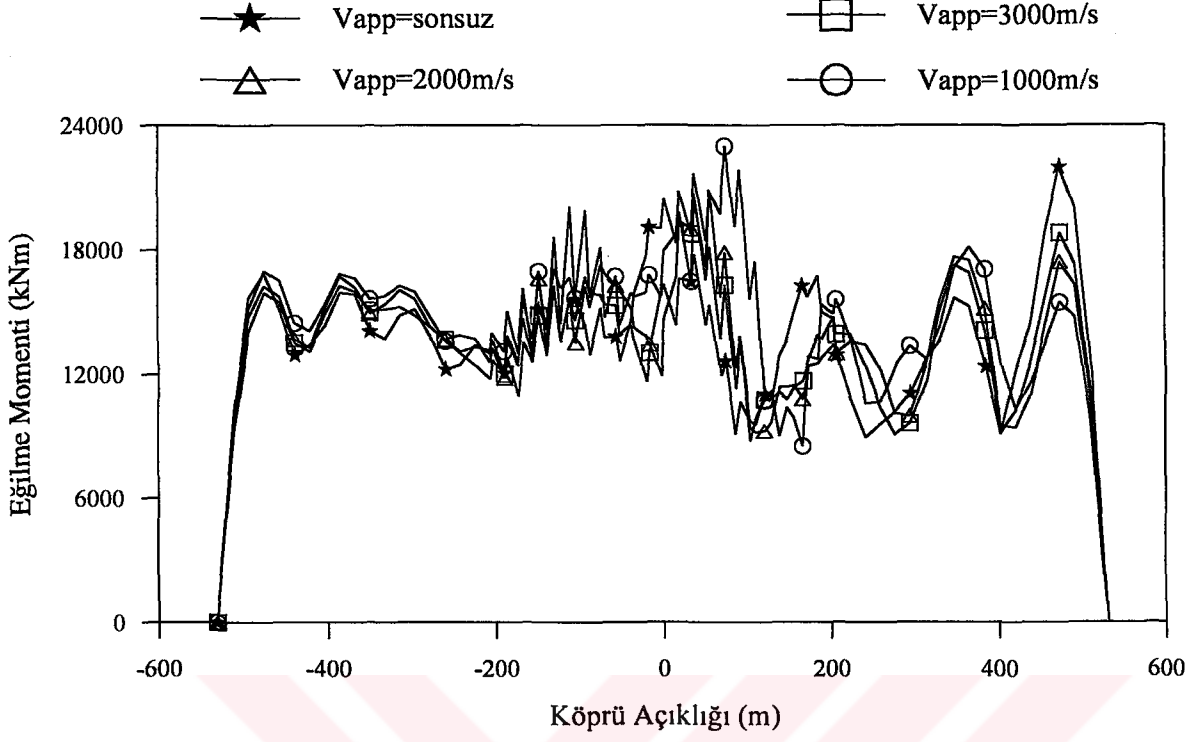
Şekil 72. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri



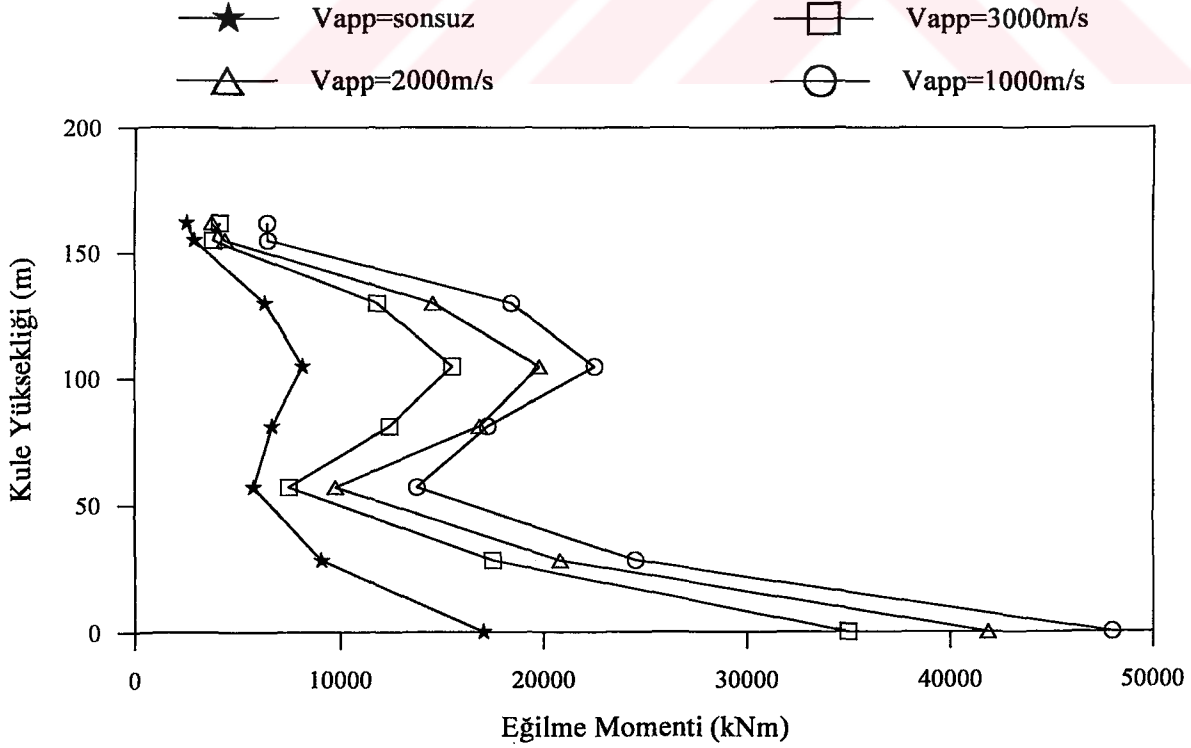
Şekil 73. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri



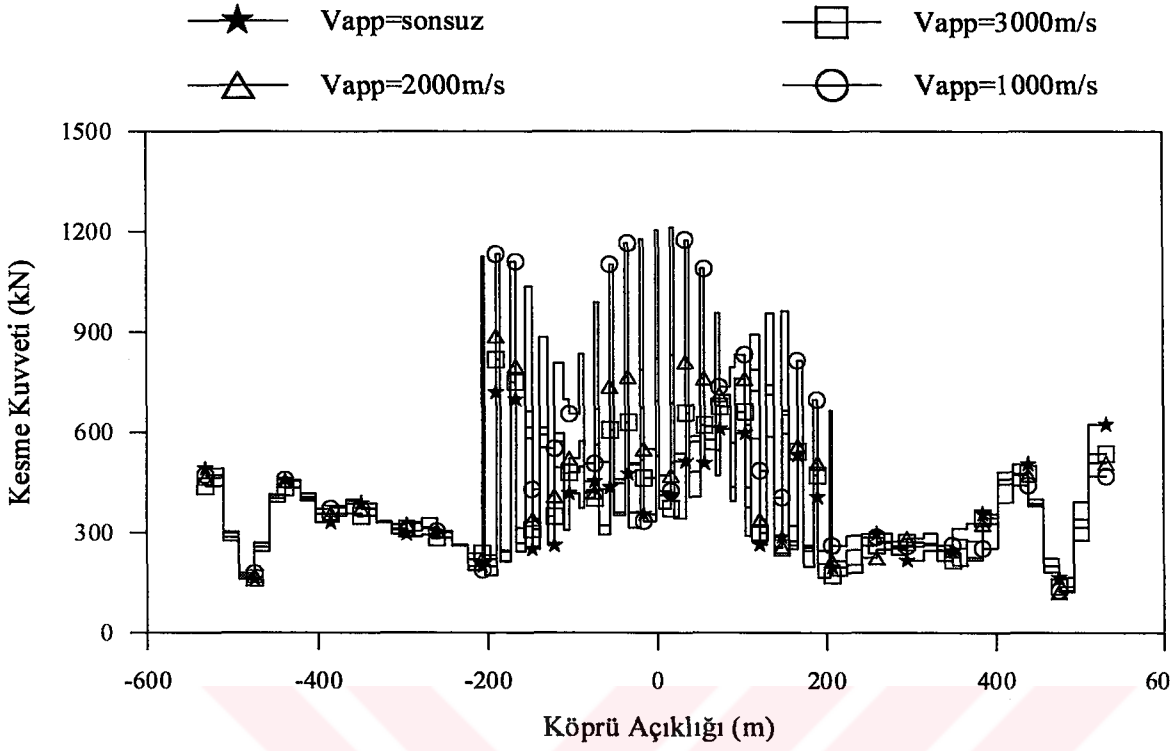
Şekil 74. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri



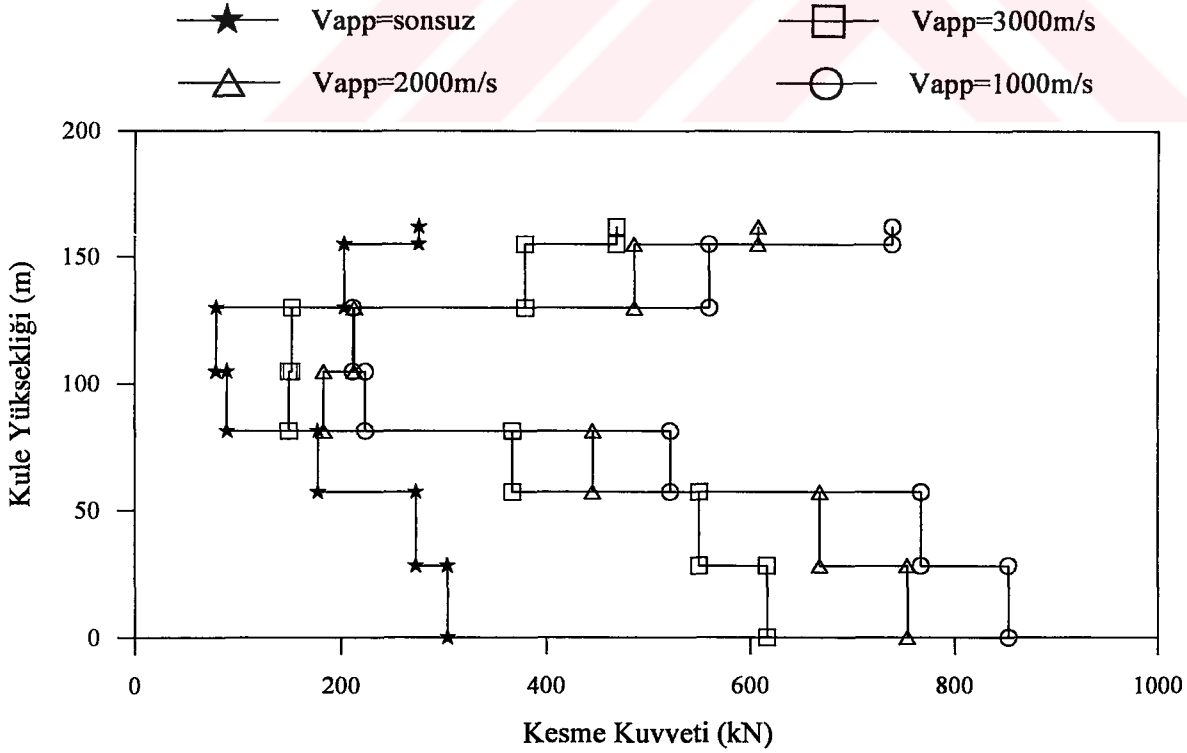
Şekil 75. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri



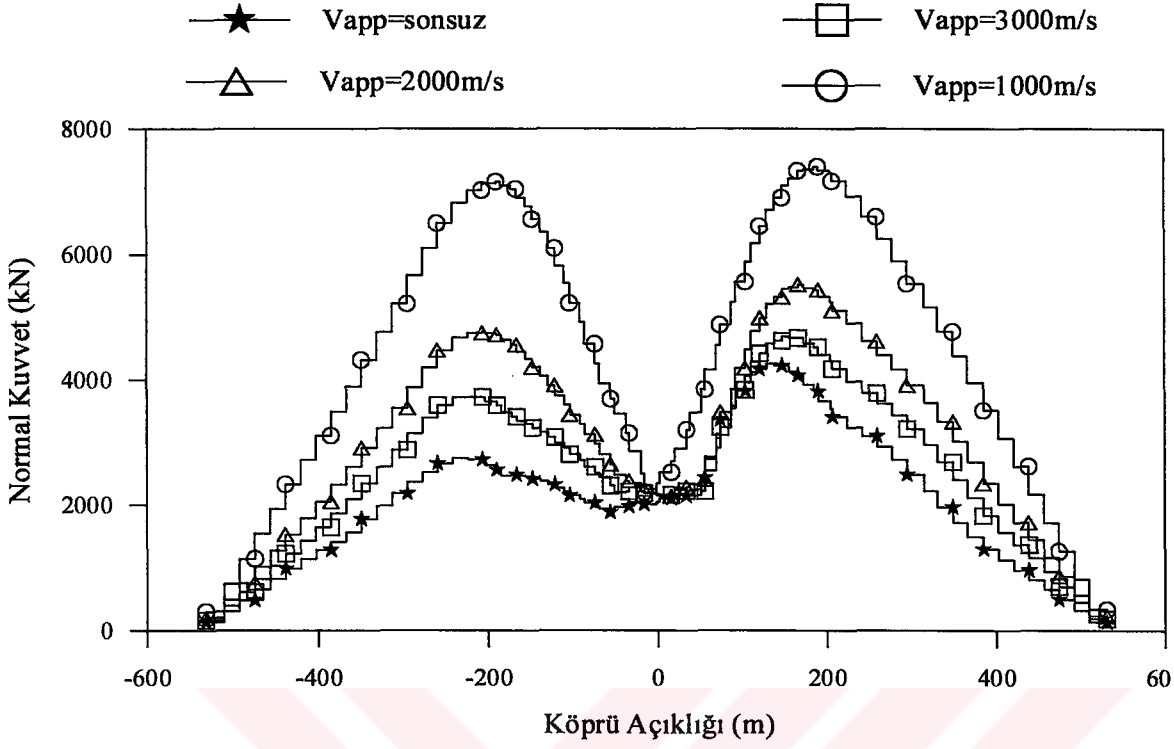
Şekil 76. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri



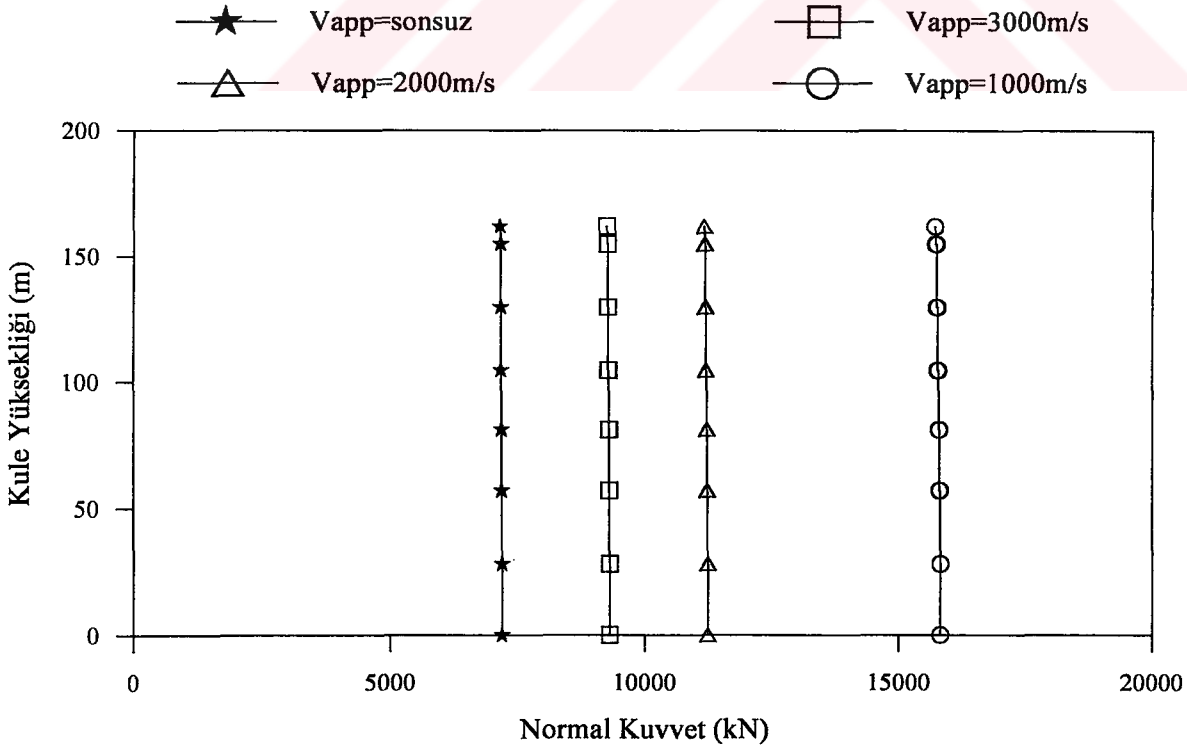
Şekil 77. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri



Şekil 78. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri



Şekil 79. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri

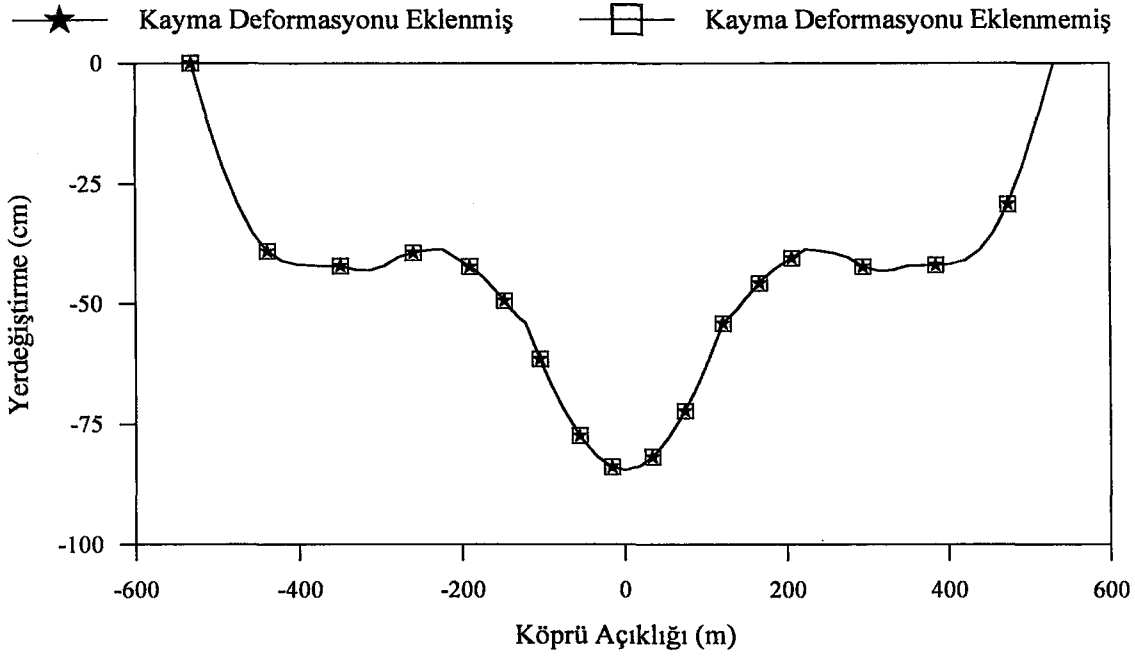


Şekil 80. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri

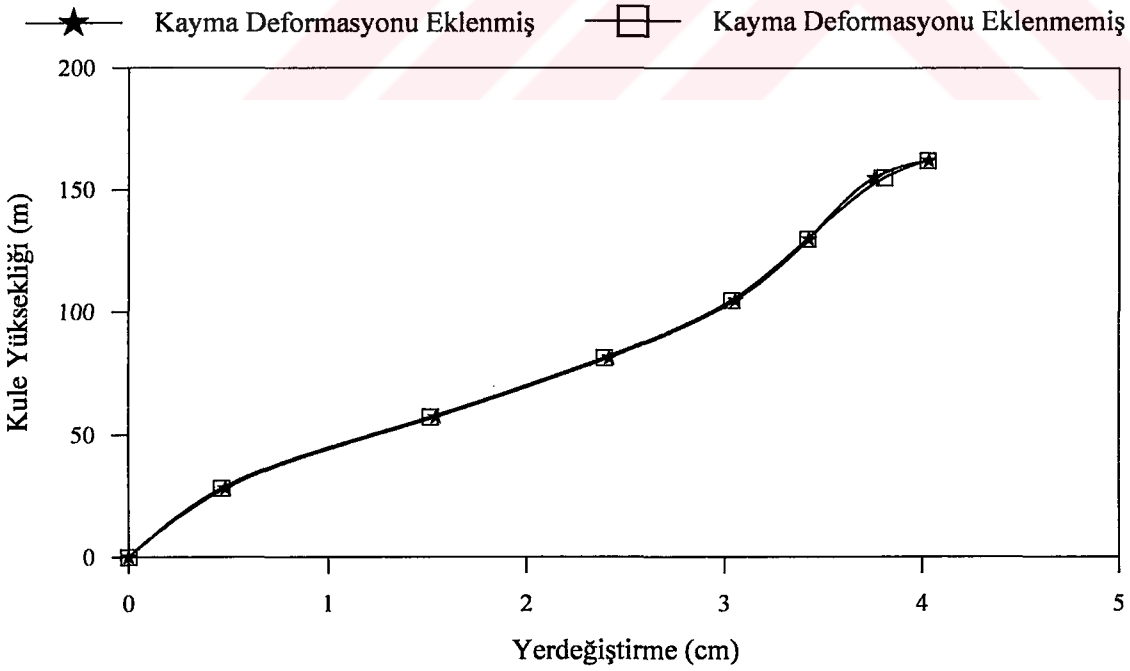
### 3.1.5. Asma Köprülerin Kayma Deformasyonları Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Burada (20) ve (21) denklemlerinde verilen kayma deformasyonunun analizlerde dikkate alınması ve alınmaması durumunda Boğaziçi Köprüsü tabliye ve kulelerindeki yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri hesaplanmaktadır. Şekil 81 - Şekil 88'de tabliye ve kulelerde hesaplanan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri görülmektedir. Şekillerden görüleceği gibi kayma deformasyonlarının göz önünde bulundurulması durumunda elde edilen sonuçlar ile göz önünde bulundurulmaması durumunda hesaplanan değerler arasında çok fazla bir fark bulunmamaktadır. Boğaziçi Köprüsü kesit alanları küçük olan narin giriş elemanlardan oluşmaktadır. Dolayısıyla kayma deformasyonları narin giriş elemanlarda ihmal edilebildiğinden, Boğaziçi Köprüsü gibi narin elemanlardan oluşan asma köprülerde kayma deformasyonlarının dikkate alınmasına gerek olmadığı şekillerden de açıkça görülmektedir.

Boğaziçi Köprüsü tabliyesi, kulelerine oranla daha narin elemanlardan oluşmaktadır. Yani tabliye kayma alanları, kule kayma alanlarından daha küçüktür. Dolayısıyla kayma deformasyonlarının etkisi gerek tabliyede ve gerekse kulede küçük olmakla beraber kulede daha belirgindir. Bu durum şekillerden de açık olarak görülmektedir.

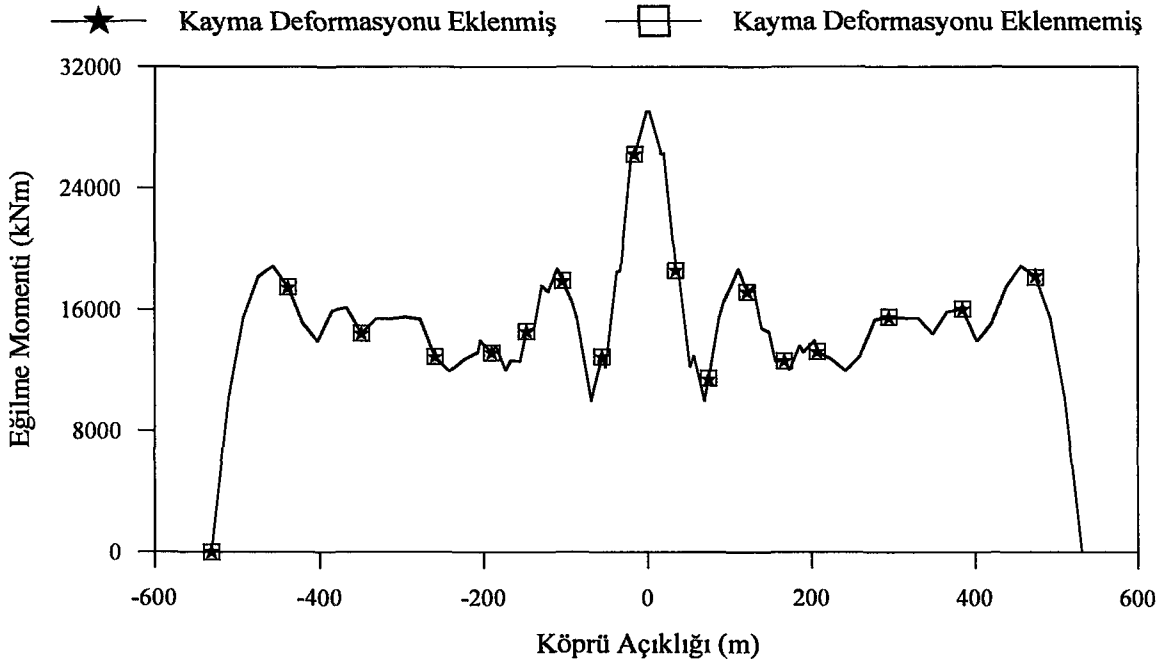


Şekil 81. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan düşey yerdeğiştirmeler

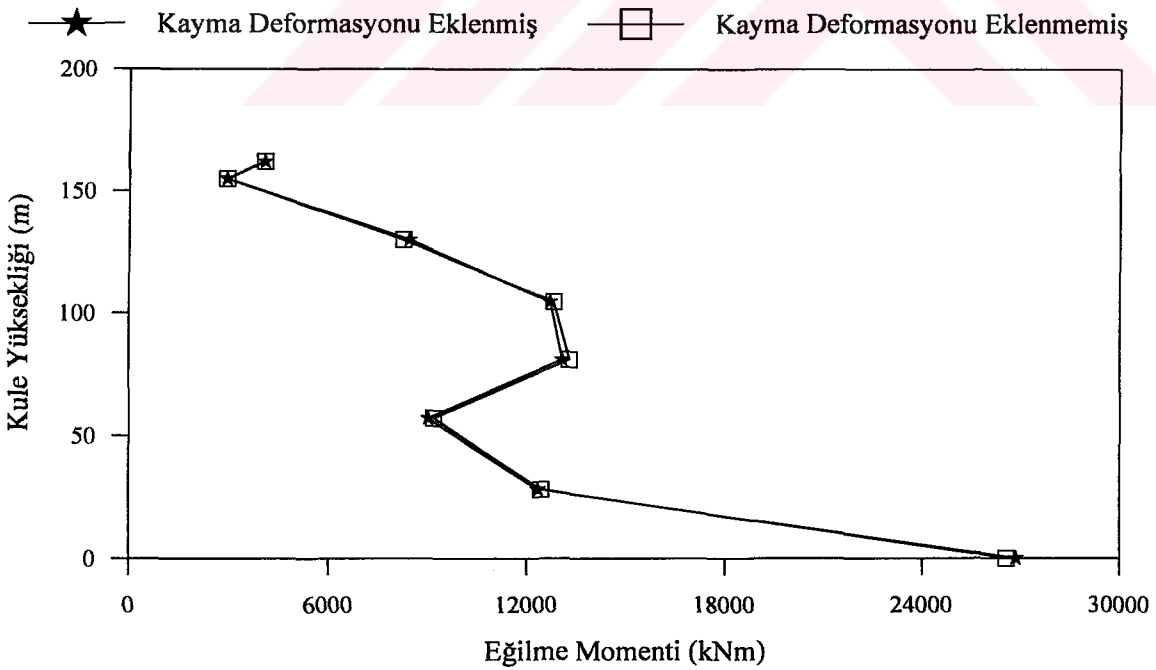


Şekil 82. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan yatay yerdeğiştirmeler

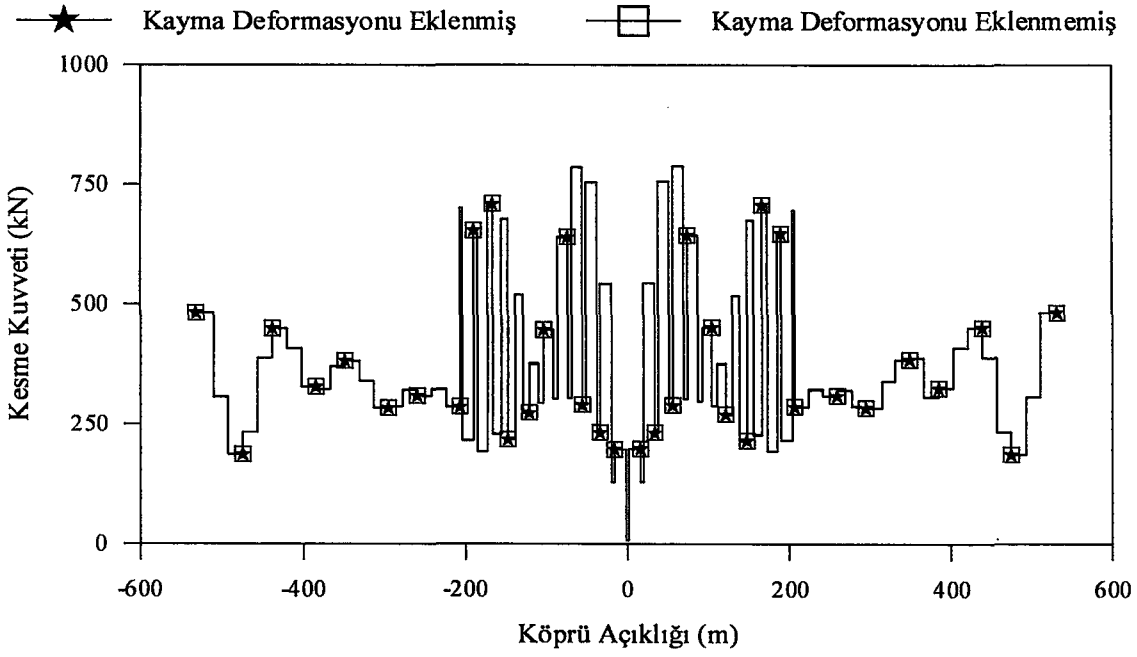




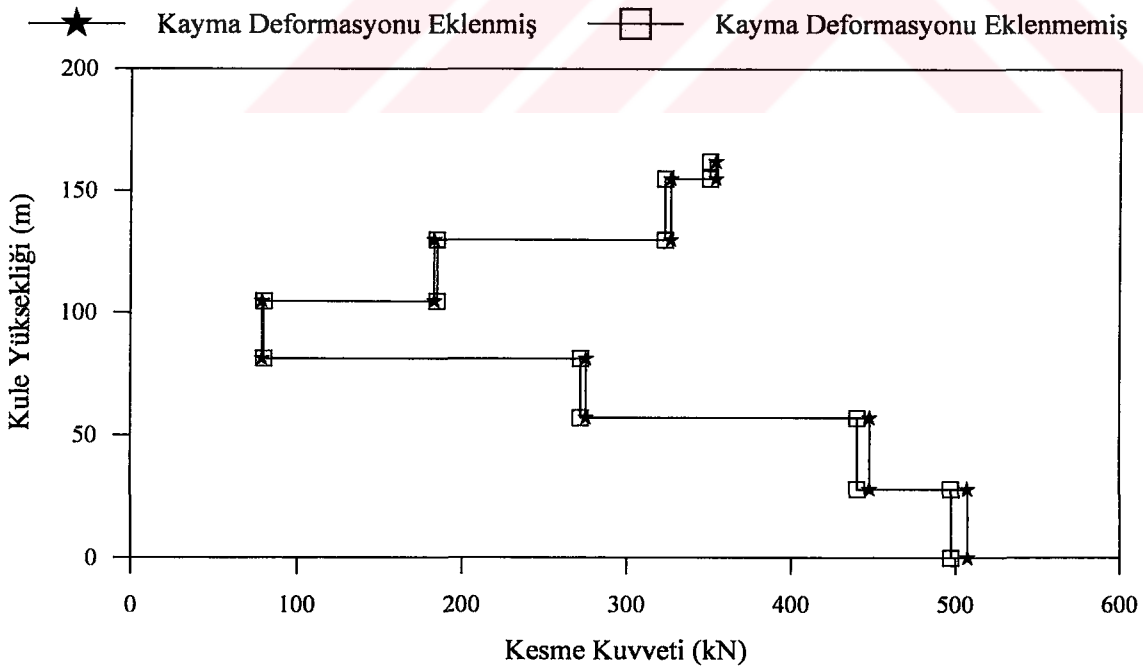
Şekil 83. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan eğilme momentleri



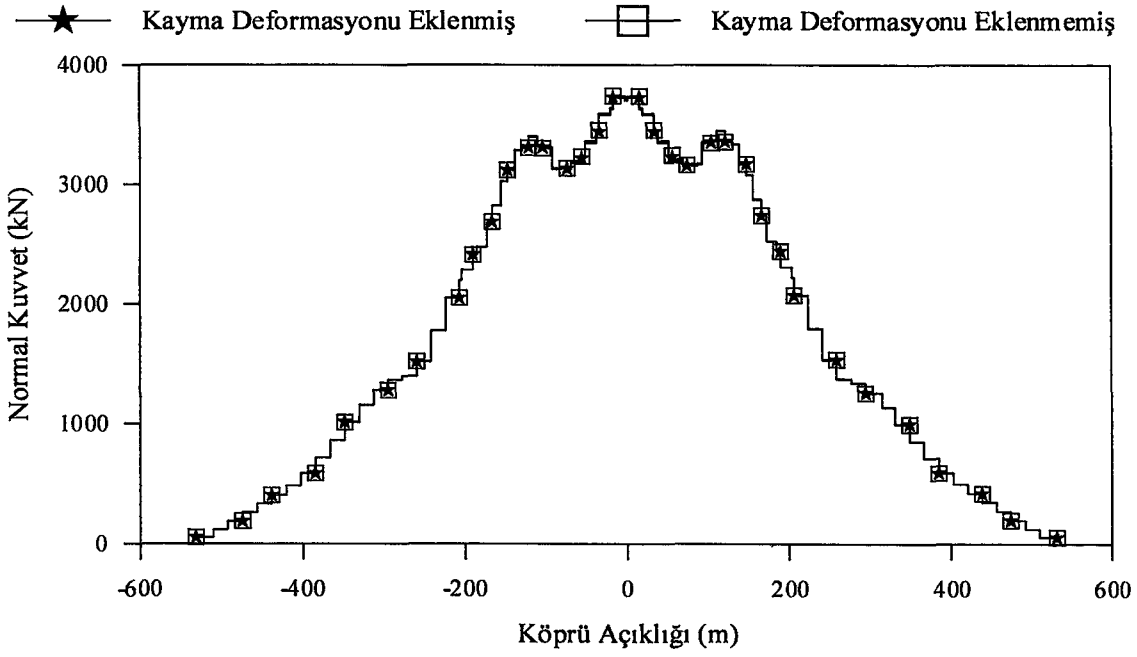
Şekil 84. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan eğilme momentleri



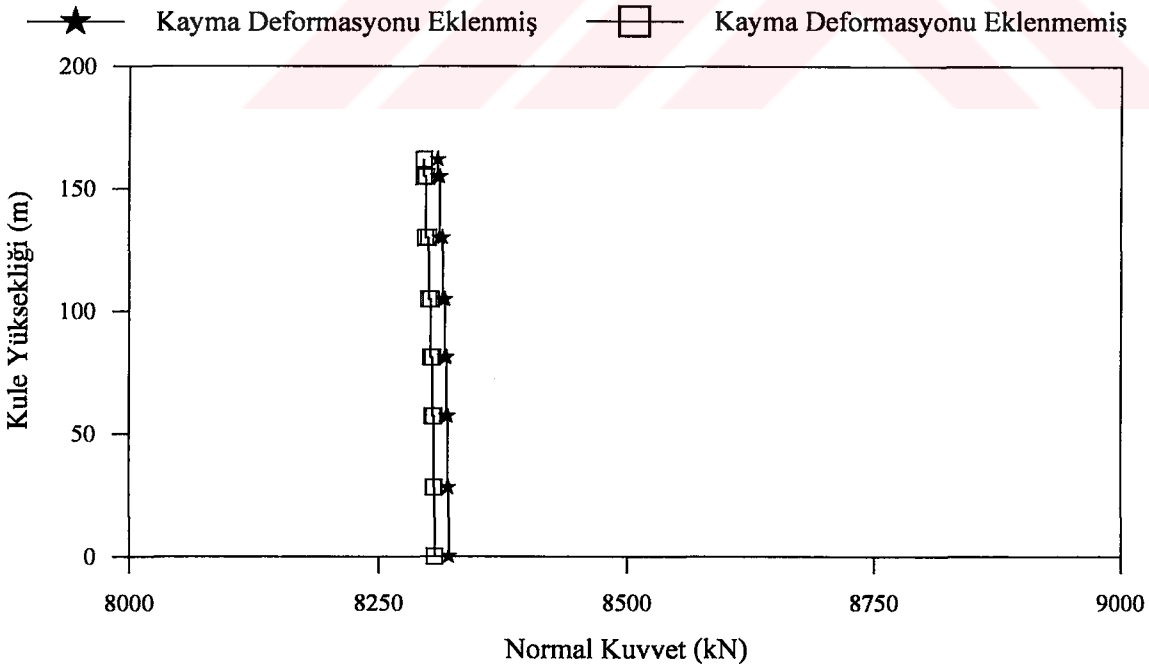
Şekil 85. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan kesme kuvvetleri



Şekil 86. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan kesme kuvvetleri



Şekil 87. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda tabliyede oluşan normal kuvvetler



Şekil 88. Kayma deformasyonlarının eklenmesi ve eklenmemesi durumunda kulede oluşan normal kuvvetler

### 3.2. Asma Köprülerin Stokastik Analizinden Elde Edilen Bulgular ve İrdelemeler

Burada stasyonerlik kabulü yapılarak yer hareketi dalga yayılma hızı, korelasyon etkileri, zemin şartları, üniform ve değişen yer hareketleri dikkate alınarak asma köprülerin stokastik analizleri gerçekleştirilmektedir. Stasyonerlik, istatistiksel özelliklerin zamandan bağımsız olmasıdır (Yang, 1986; Peebles, 1987). Deprem hareketi gibi farklı zamanlarda farklı istatistiklere sahip rasgele işlemler tüm hareket süresi boyunca stasyoner değildir. Ancak, en büyük yapı tepkilerinin olduğu saniyeler boyunca stasyonerlik kabulü yapılabilmektedir. Stasyoner bir modelin kullanılması işlemleri önemli ölçüde kolaylaştırdığı gibi bulunan sonuçlar da daha gerçekçi olmaktadır (Yang, 1986; Peebles, 1987). Stasyoner işlem için (50) denklemi ile ifade edilen frekans davranış fonksiyonu kullanılmaktadır. Analizler sonucunda tabliye ve kulelerdeki ortalama maksimum yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri ile yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri bileşenlerine ait normalleştirilmiş varyans değerleri de elde edilmiştir.

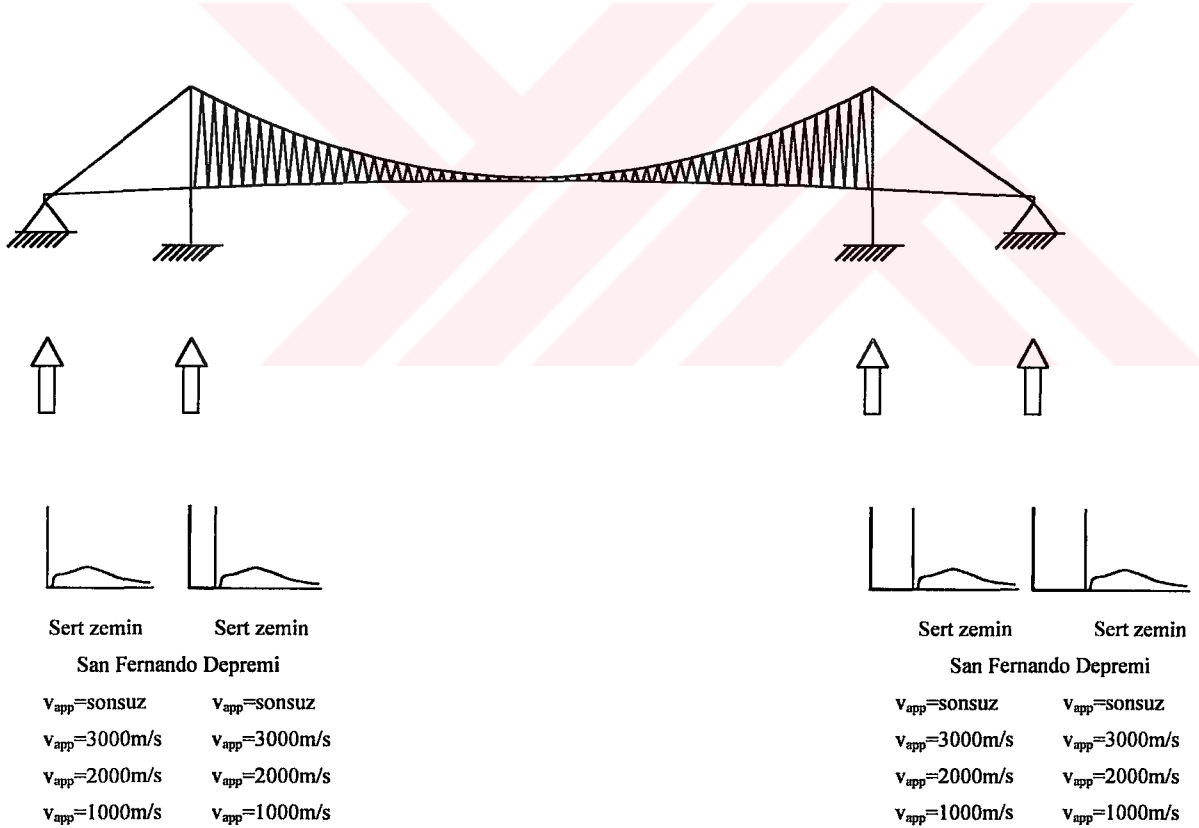
#### 3.2.1. Asma Köprülerin Dalga Yayılma Etkisi (Asinkronize Yer Hareketi) Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Bu bölümde asma köprünün mesnetlendiği zeminin homojen ve sert zemin olması durumunda, korelasyon etkileri ihmal edilip sadece deprem dalgasının yayılma etkisi (asinkronize yer hareketi) dikkate alınarak stokastik analizler yapılmaktadır. Yani (72) denklemindeki korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k = 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$  olurken, dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d \neq 1$  olmaktadır. Boğaziçi Köprüsü mesnetleri sert zemine oturduğundan dolayı yer hareketi dalga yayılma hızı  $v_{app} = 1000, 2000, 3000 \text{ m/s}$  ve sonsuz hız değerleri seçilmiştir. Yer hareketi olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni dikkate alınmaktadır. Şekil 89'da mesnetleri homojen ve sert zemine oturan asinkronize yer hareketine maruz asma köprü görülmektedir.

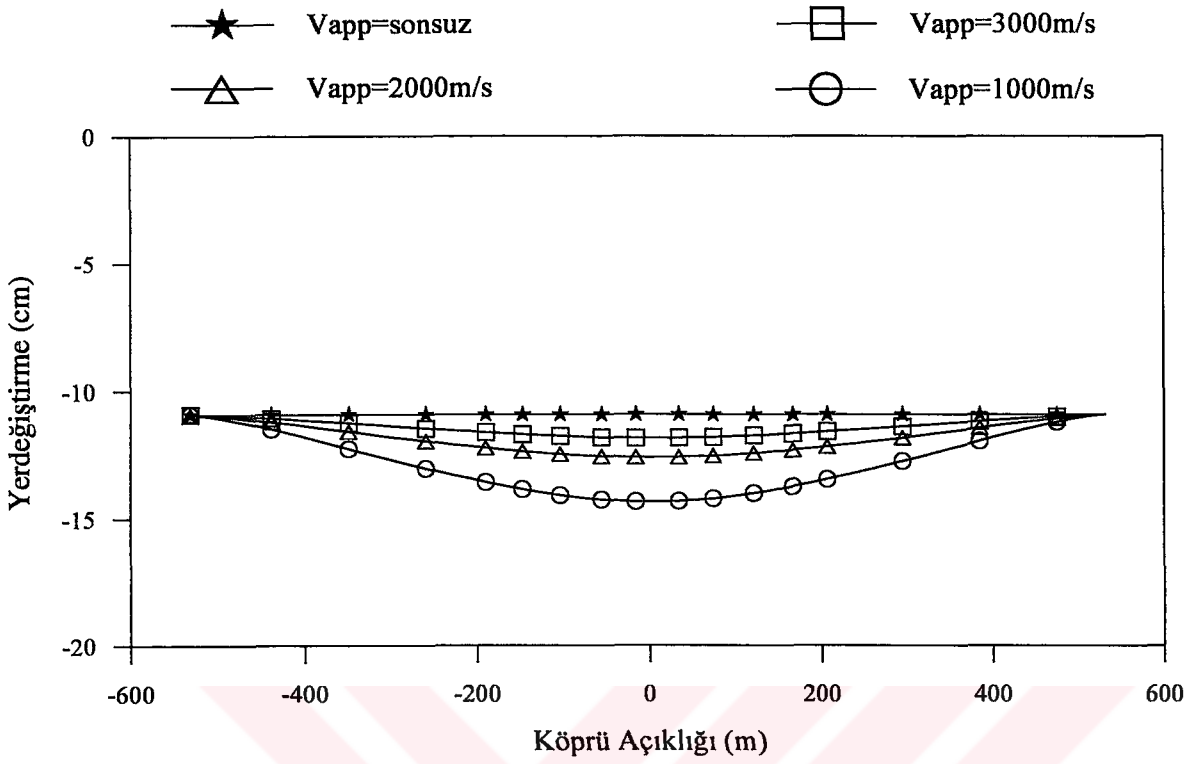
Şekil 90 – Şekil 101'de tabliye ve kulelerde elde edilen ortalama maksimum yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri görülmektedir. Yerdeğiştirmelerin zahiri-statik, dinamik ve toplam değerleri, eleman kuvvetlerinin ise sadece toplam değerleri sunulmuştur. Şekillerden görüleceği üzere yer hareketi dalga yayılma hızının sonsuz olduğu üniform yer hareketi ile elde edilen değerler genellikle en küçük olmaktadır.

Deprem dalgası yayılma hızı  $v_{app}=1000\text{m/s}$  alınarak gerçekleştirilen analiz sonucunda bulunan değerler genellikle en büyüktür. Dolayısıyla yer hareketi dalga yayılma hızının azalması ile yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerinin genellikle arttığı gözlenmektedir.

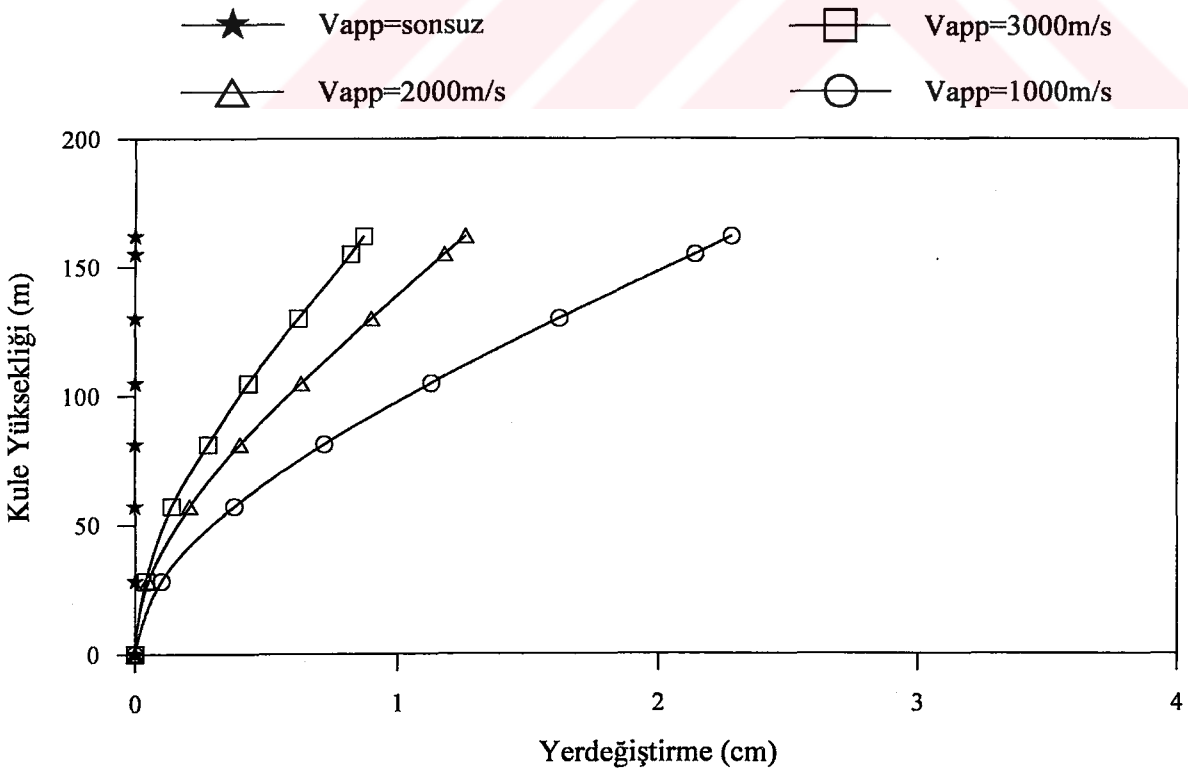
Yer hareketi köprüye düşey doğrultuda uygulandığından, üniform yer hareketi için tabliyede rijit cisim hareketi söz konusu olup, zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeler sabit çıkmaktadır (Şekil 90). Rijit cisim hareketinden dolayı, üniform yer hareketi için tabliyedeki zahiri-statik eleman kuvvetleri sıfırdır. Üniform yer hareketi, kulelerde zahiri-statik yatay yerdeğiştirme oluşturmadığından bu durumda kuledeki zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeler de sıfır olmaktadır (Şekil 91).



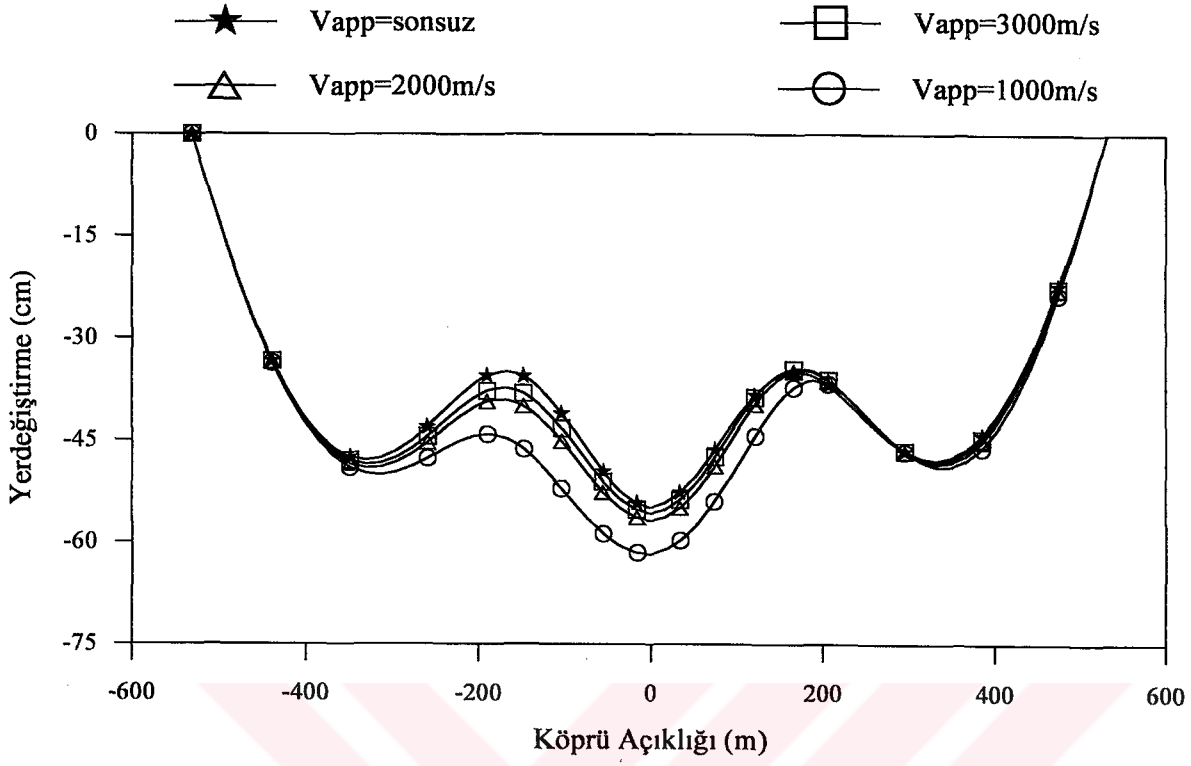
Şekil 89. Asinkronize yer hareketine maruz asma köprü



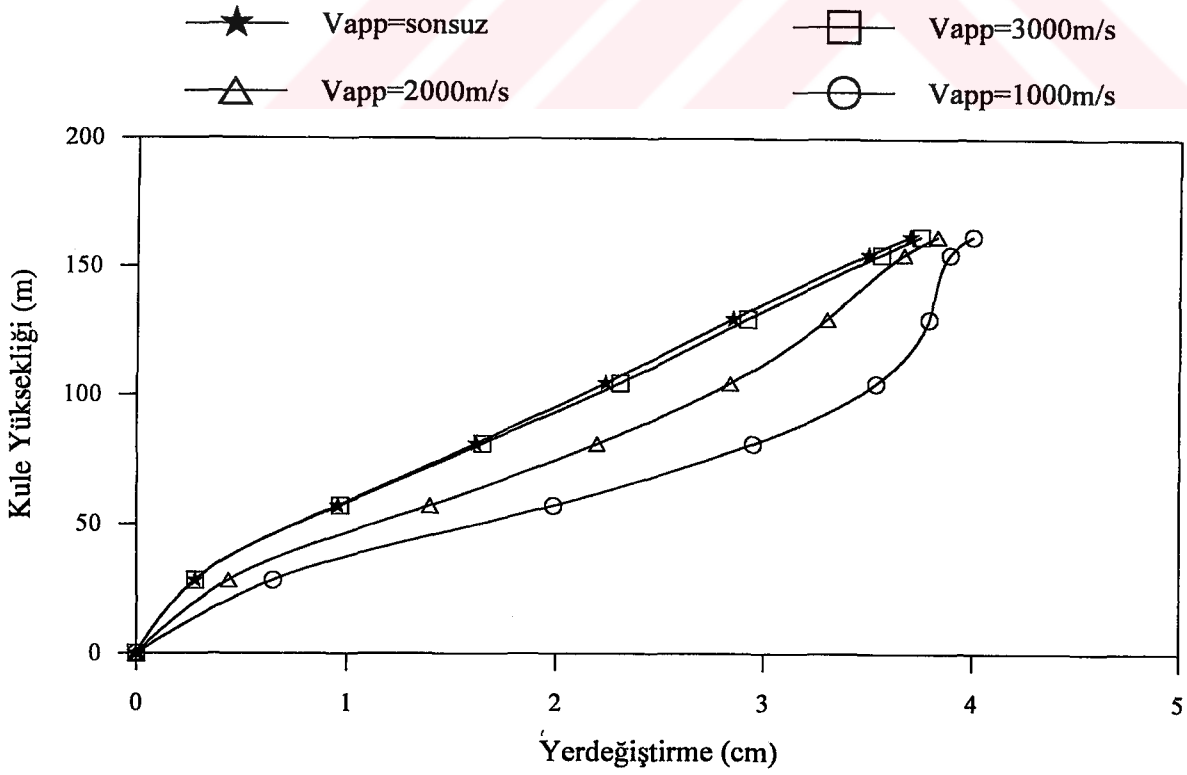
Şekil 90. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri



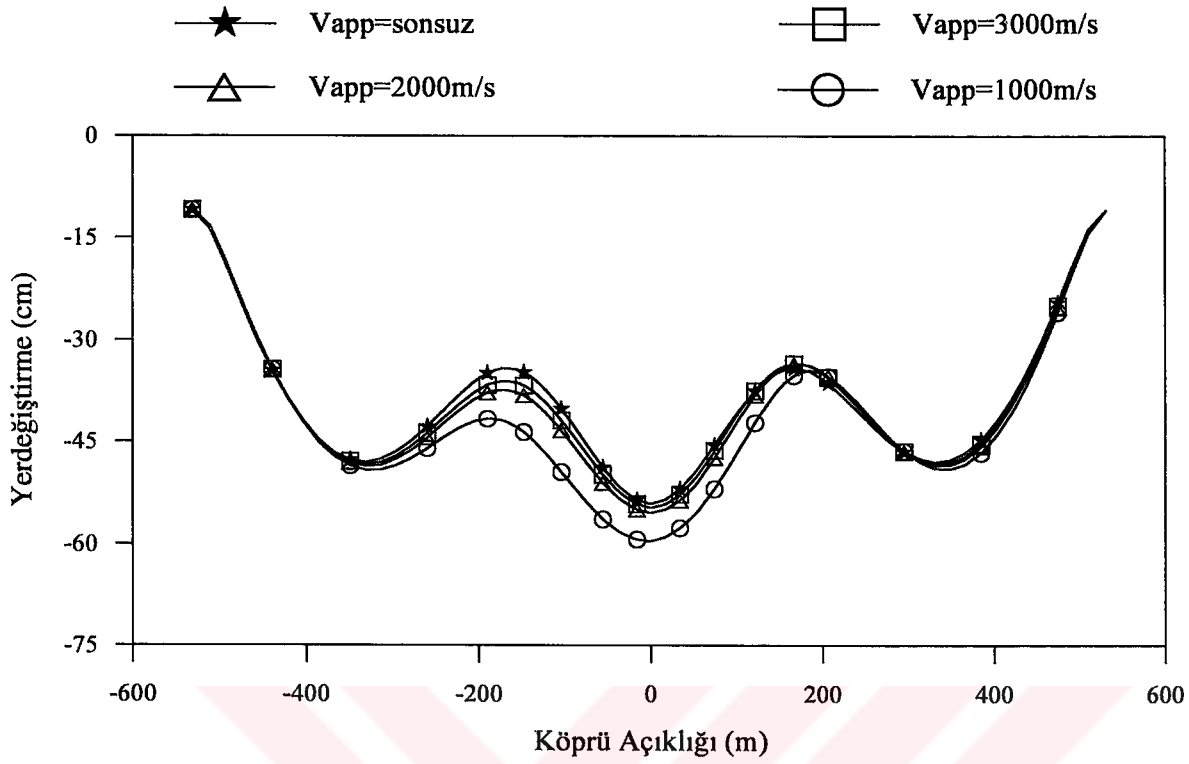
Şekil 91. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri



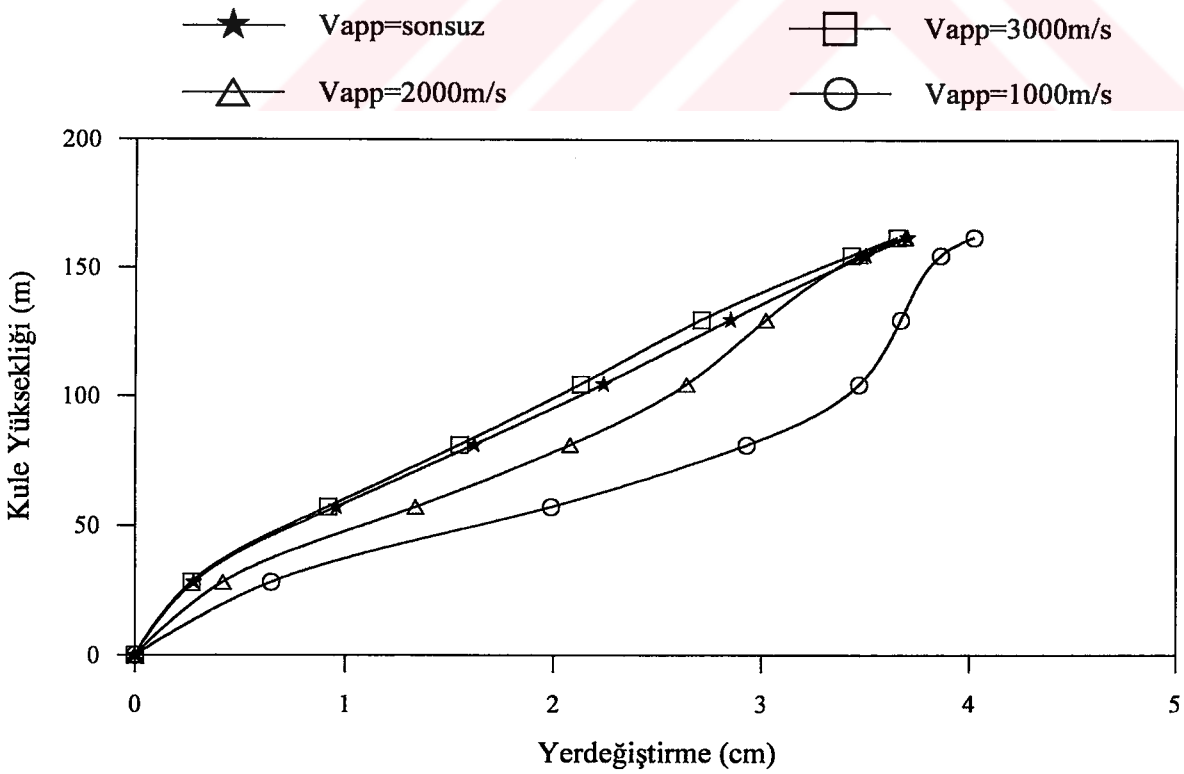
Şekil 92. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri



Şekil 93. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri

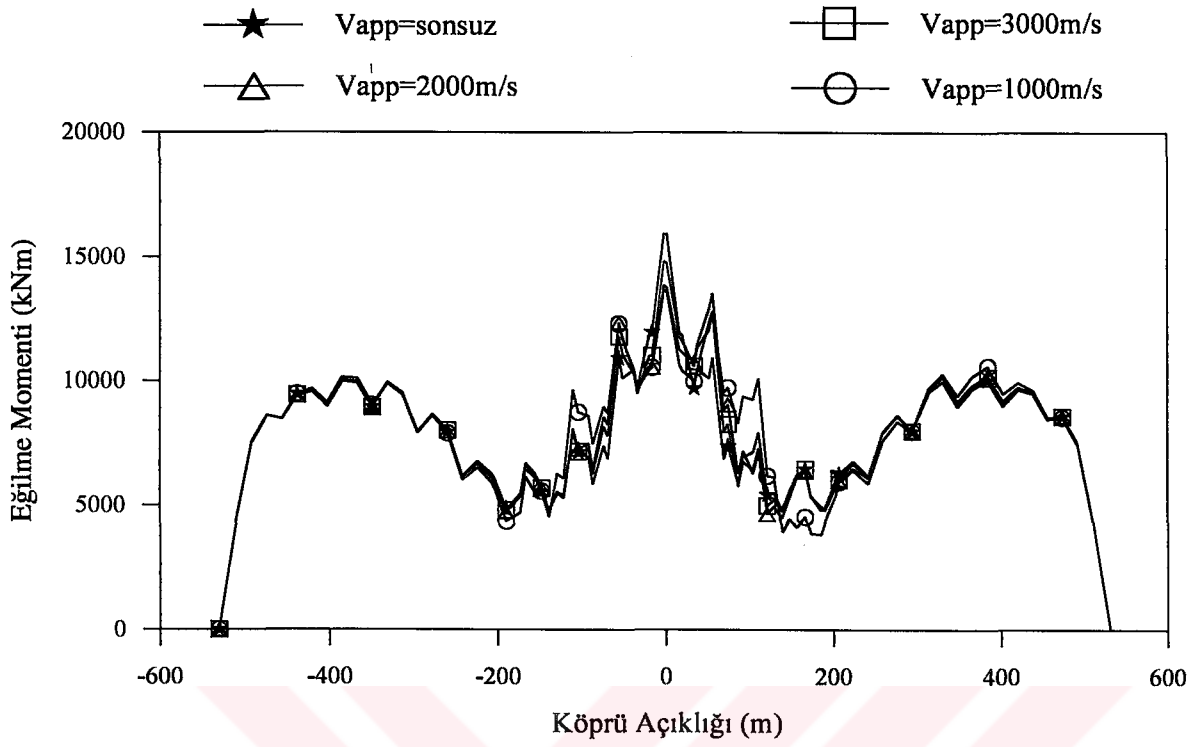


Şekil 94. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri

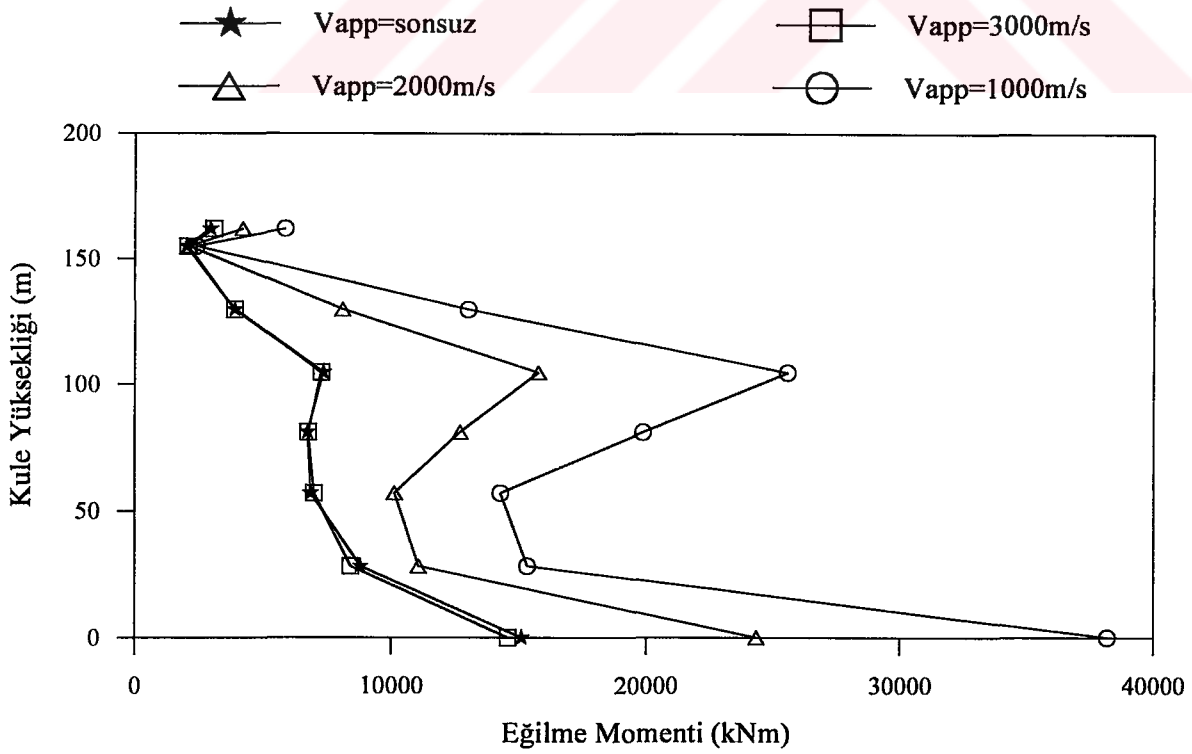


Şekil 95. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri

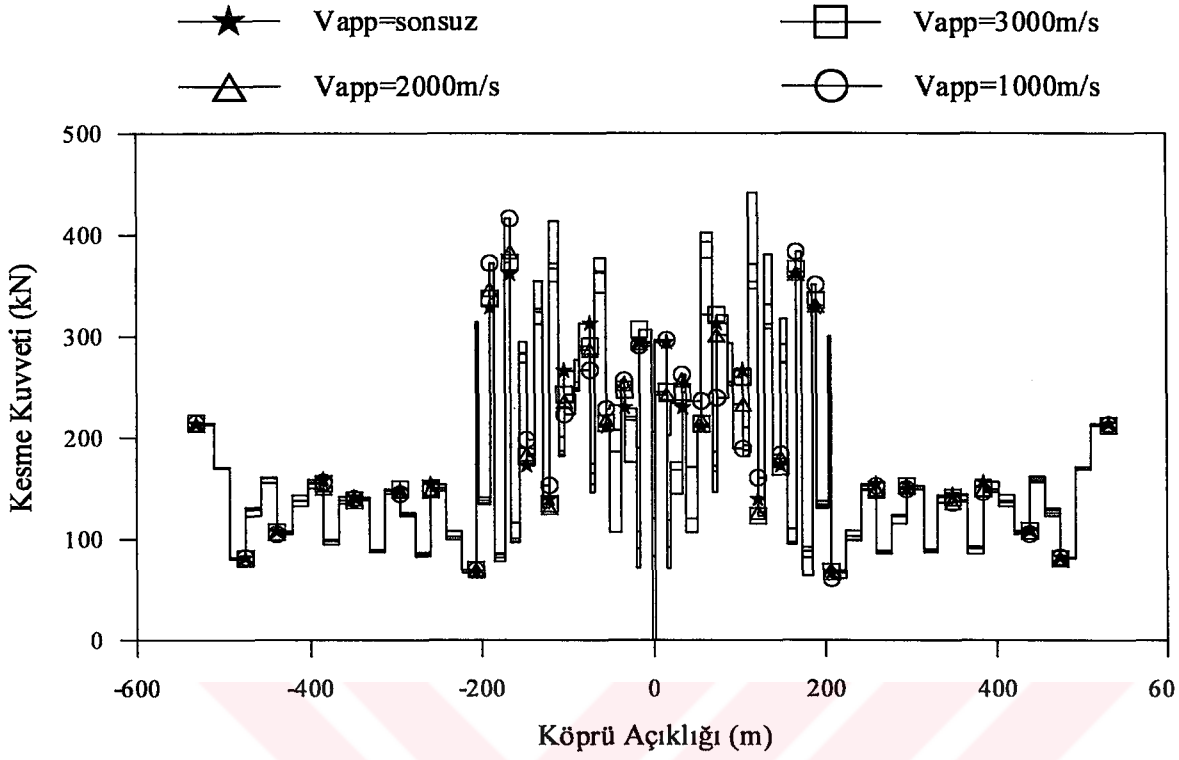




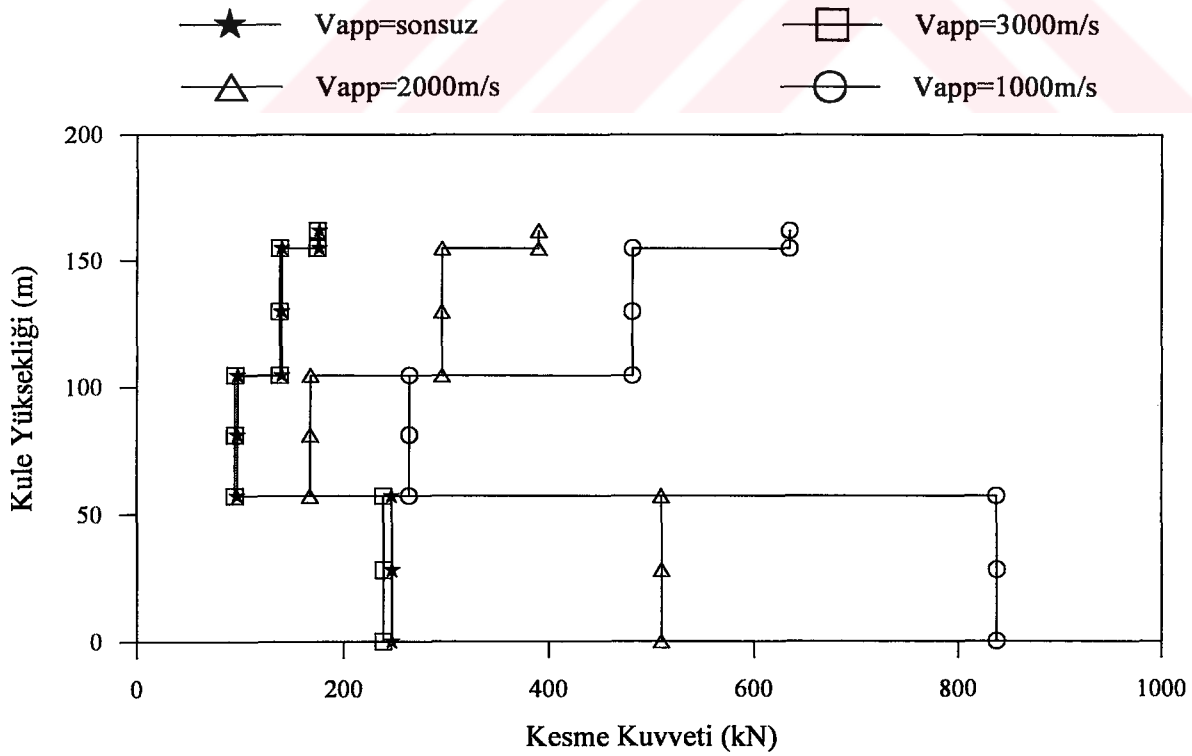
Şekil 96. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri



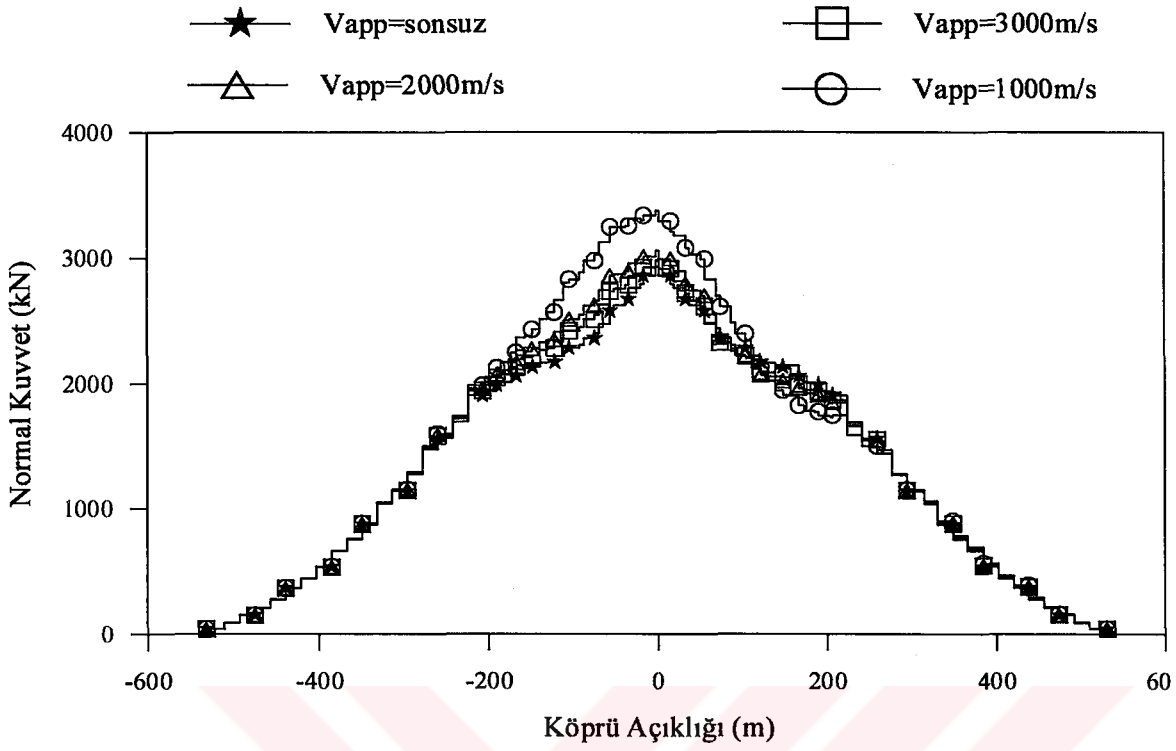
Şekil 97. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri



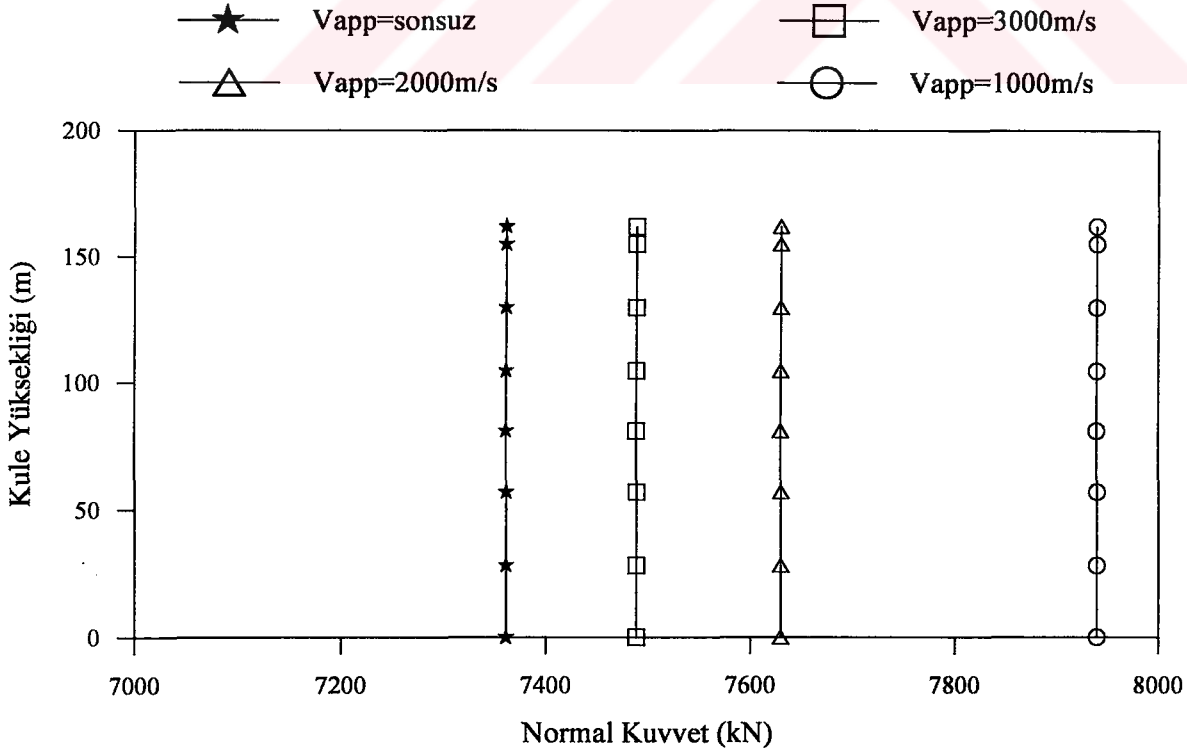
Şekil 98. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri



Şekil 99. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri



Şekil 100. Asinkronize analiz ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri

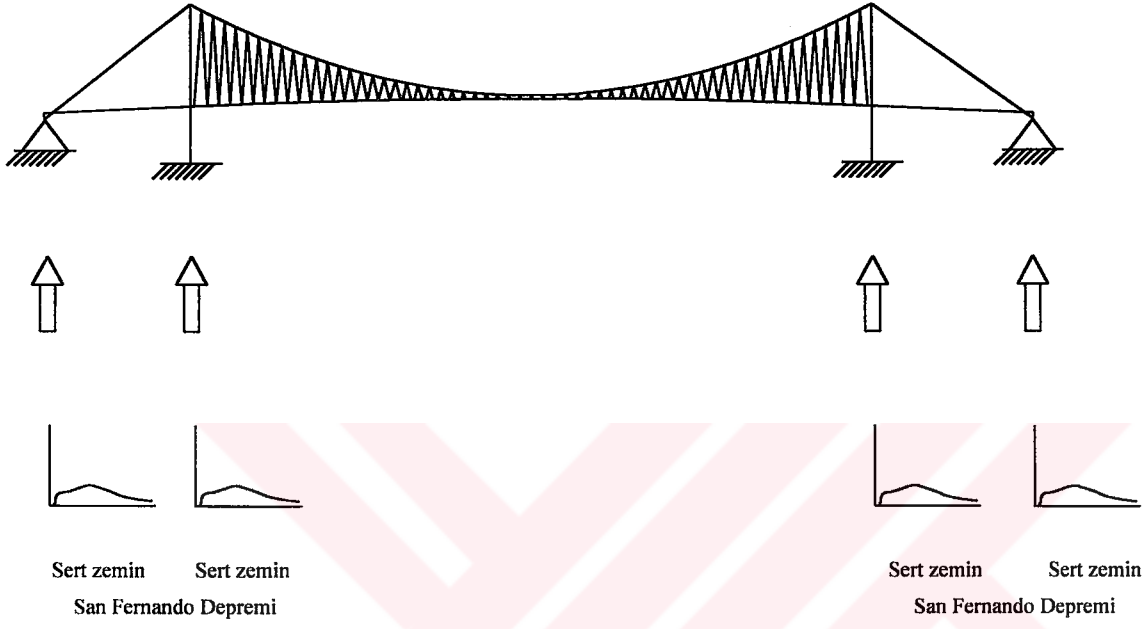


Şekil 101. Asinkronize analiz ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri

### 3.2.2. Asma Köprülerin Farklı Korelasyon Modelleri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Burada asma köprünün mesnetlendiği zeminin homojen ve sert zemin olması durumunda, sadece korelasyon etkileri dikkate alınarak stokastik analizler yapılmaktadır. Yani (72) denklemindeki dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d = 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$  olurken, korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k \neq 1$  olmaktadır. Korelasyon etkisini ifade etmek üzere Bölüm 2’de sunulan dört farklı korelasyon modeli kullanılmıştır. Bunlar (73) denklemindeki Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli (Model 1), (75) denklemindeki Abrahamson (1993) korelasyon modeli (Model 2), (82) denklemindeki Genelleştirilmiş Hindy ve Novak (1980) korelasyon modeli (Model 3) ve (83) denklemindeki Uscinski (1977) korelasyon modeli (Model 4). Yer hareketi olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni dikkate alınmaktadır. Şekil 102’de farklı korelasyon etkilerine maruz asma köprü görülmektedir

Farklı korelasyon modelleri kullanılarak gerçekleştirilen stokastik analizler sonucunda asma köprü tabliye ve kulelerinde elde edilen ortalama maksimum toplam yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Şekil 103 – Şekil 110’da görülmektedir. Şekillerde ayrıca korelasyon etkisi dikkate alınmadan üniform yer hareketi durumunda hesaplanan değerler de karşılaştırma amacıyla verilmektedir. Şekillerden görüleceği üzere korelasyon etkisi dikkate alınarak gerçekleştirilen analizler sonucunda bulunan değerler, üniform yer hareketi ile hesaplanan değerlerden büyüktür. Yine korelasyon etkisi olarak Harichandran ve Vanmacke (1986) modeli (Model 1) kullanılarak bulunan değerler maksimum olurken, Uscinski (1977) modeli (Model 4) ile bulunan değerler minimum olmaktadır. Analizlerden elde edilen değerlerin dağılımları kulelerde, tabliyeye göre daha belirgin olarak gözlenmektedir. Bundan sonraki bölümlerde korelasyon etkisi olarak, asma ve kablolu köprüler için kullanılmış olan ve maksimum değerlerin elde edildiği Harichandran ve Vanmacke (1986) (Model 1) korelasyon modeli kullanılacaktır.



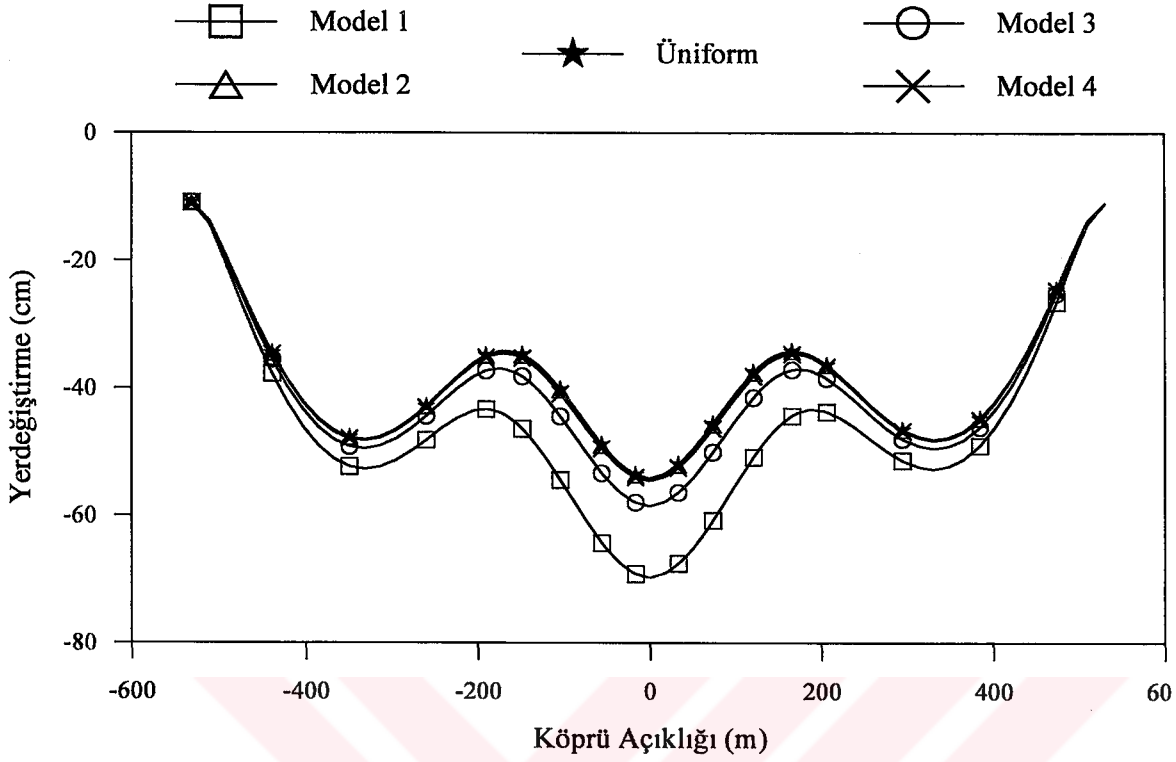
Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli (Model 1)

Abrahamson (1993) korelasyon modeli (Model 2)

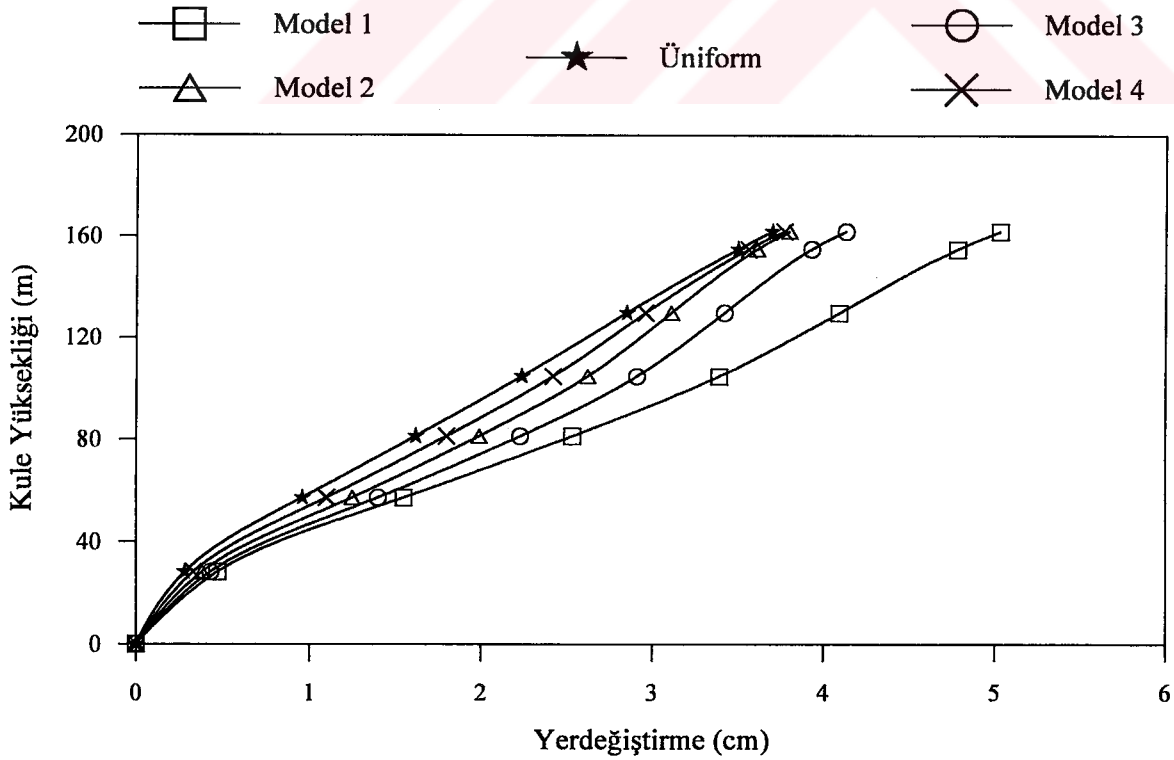
Genelleştirilmiş Hindy ve Novak (1980) korelasyon modeli (Model 3)

Uscinski (1977) korelasyon modeli (Model 4)

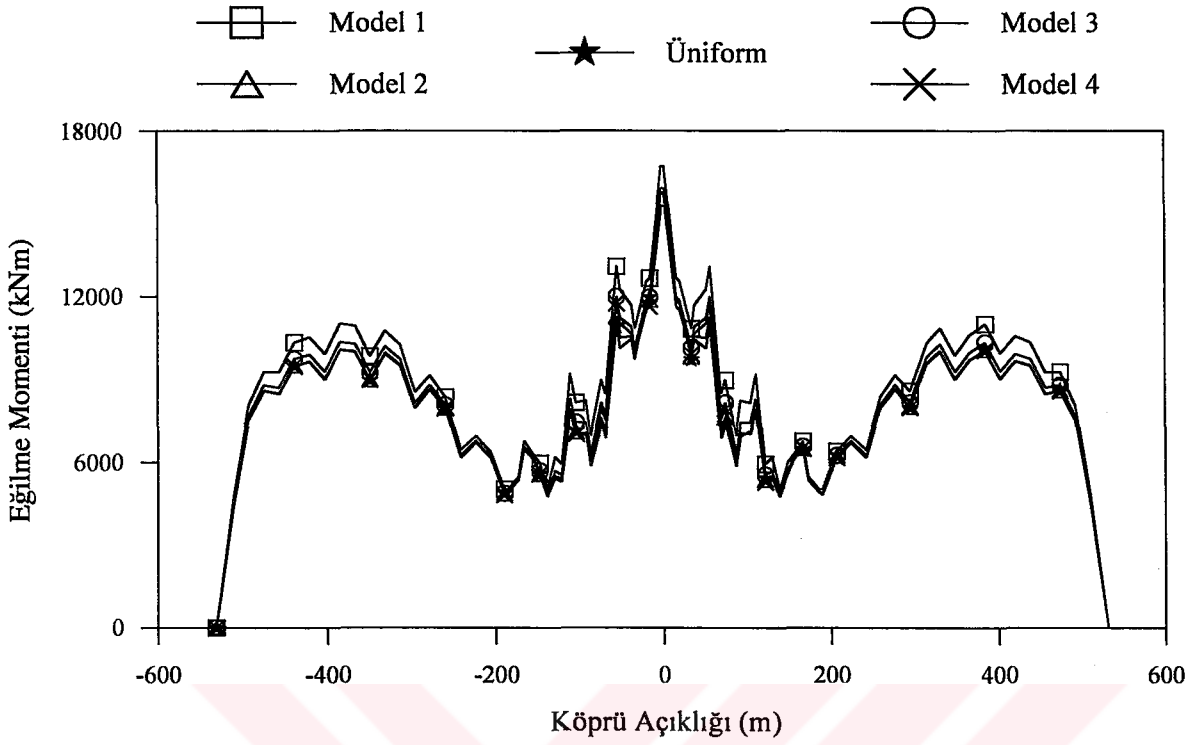
Şekil 102. Farklı korelasyon etkilerine maruz asma köprü



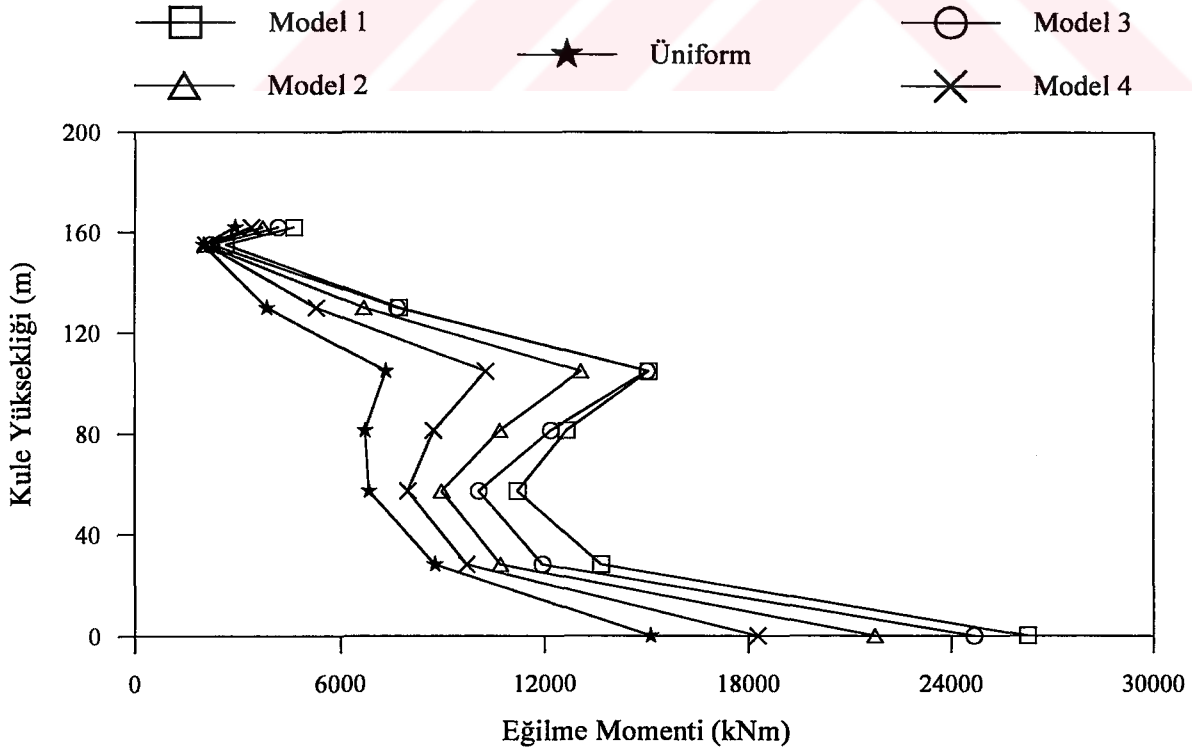
Şekil 103. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri



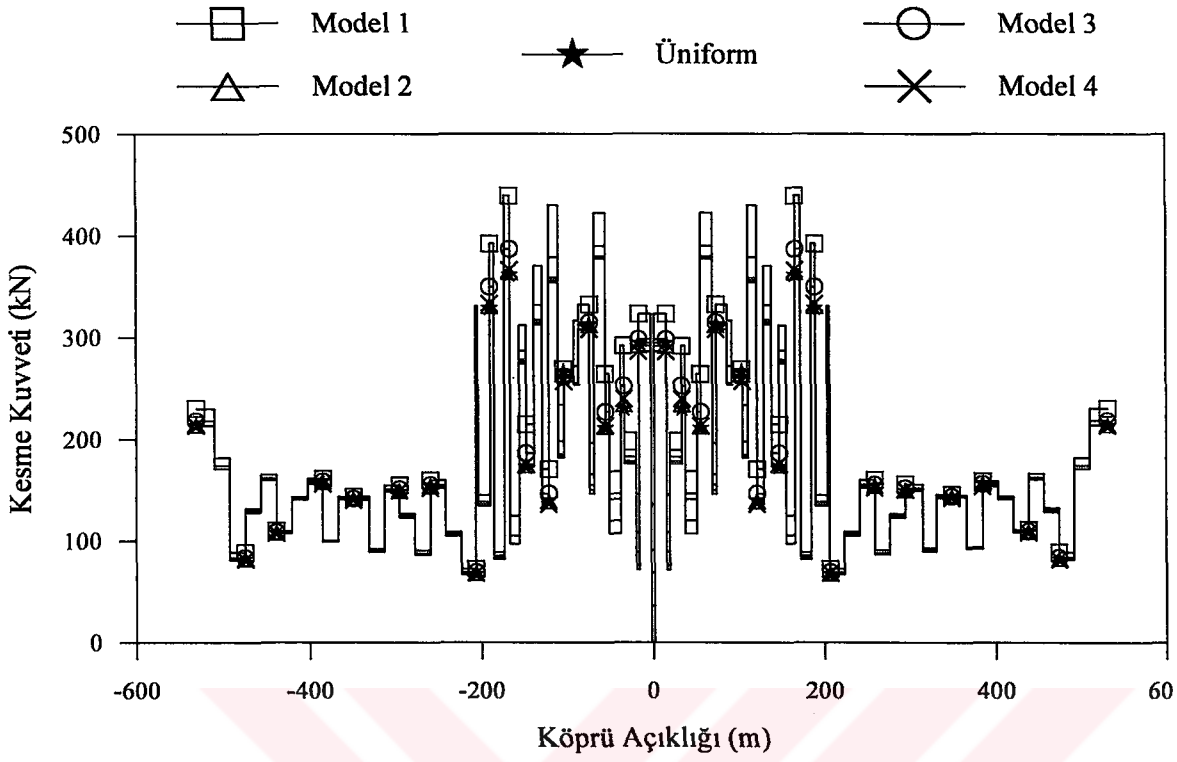
Şekil 104. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri



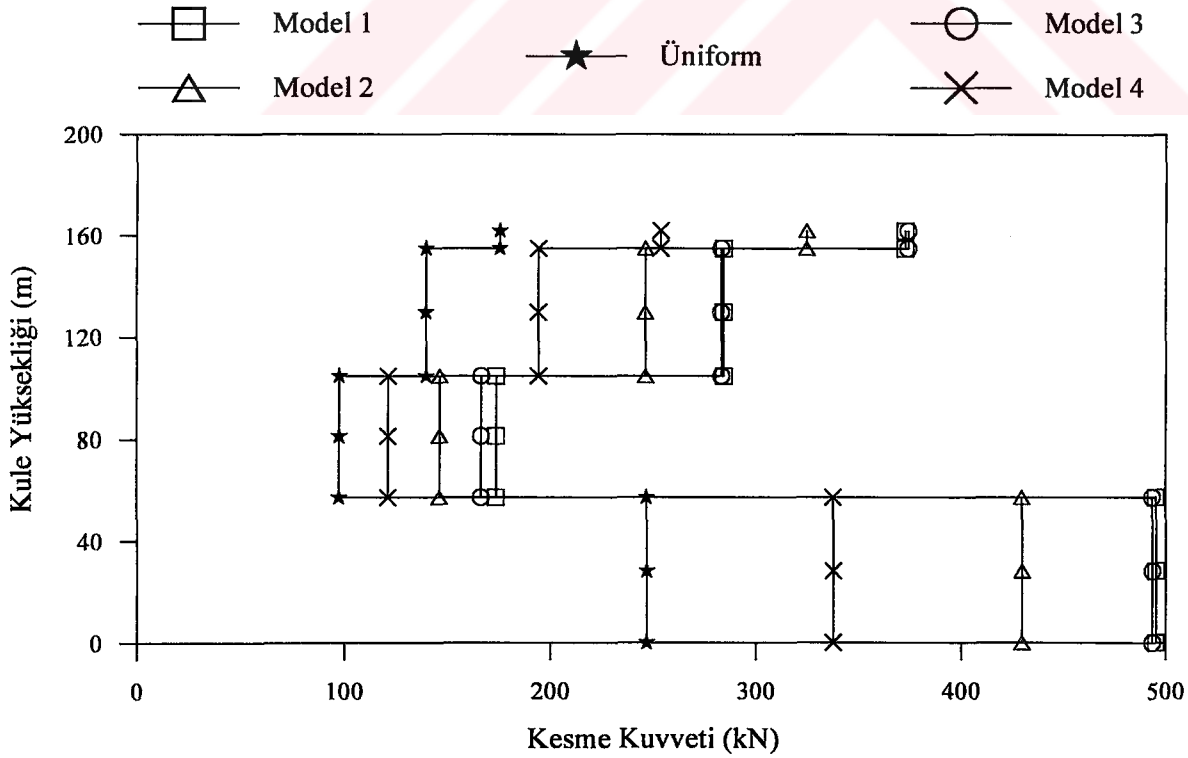
Şekil 105. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri



Şekil 106. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri

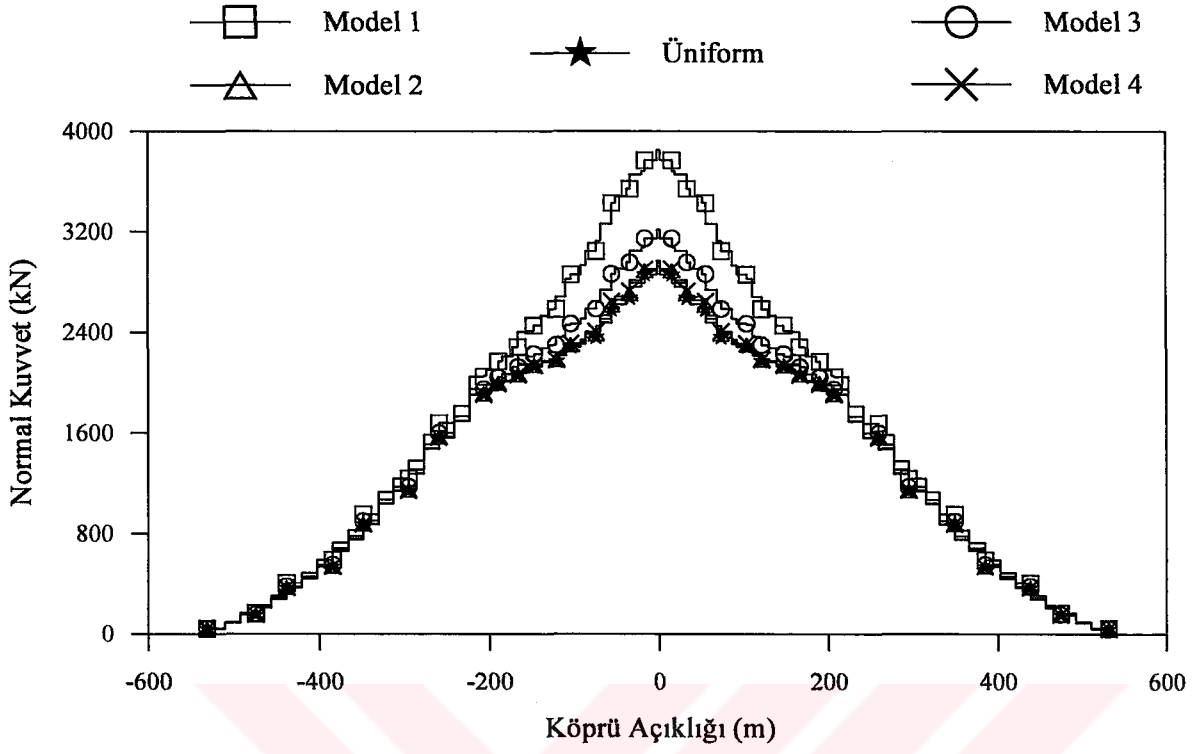


Şekil 107. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri

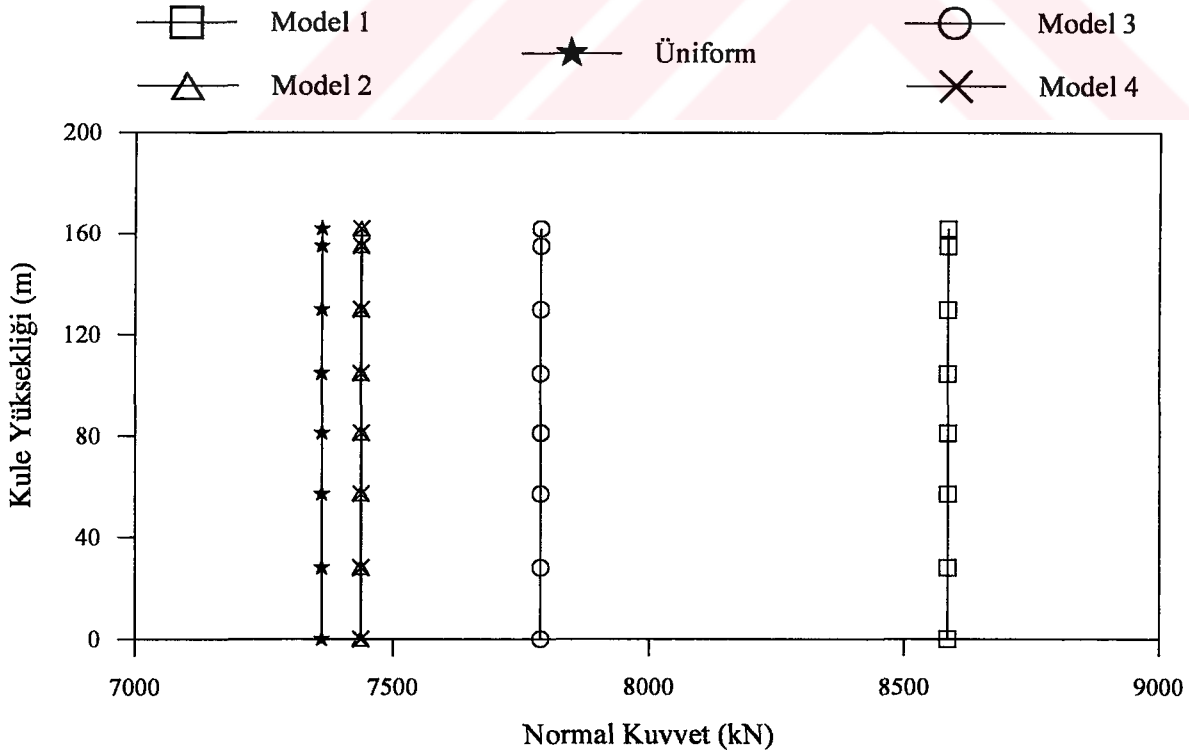


Şekil 108. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri





Şekil 109. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri



Şekil 110. Farklı korelasyon modelleri ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri

### 3.2.3. Asma Köprülerin Dalga Yayılma ve Korelasyon Etkileri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

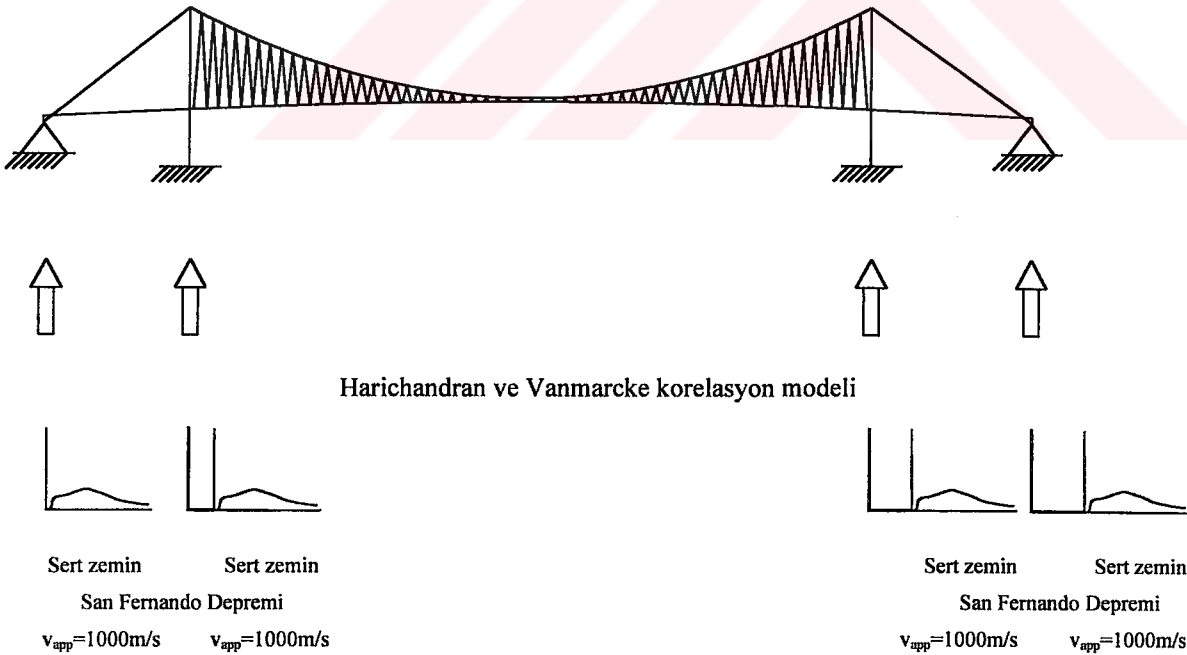
Bu kısımda köprünün mesnetlendiği zeminin homojen ve sert zemin olması durumunda dalga yayılma ve korelasyon etkileri birlikte dikkate alınarak asma köprünün stokastik analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar dalga yayılma ve korelasyon etkileri dikkate alınmadan gerçekleştirilen üniform yer hareketi, sadece dalga yayılma etkisi ve sadece korelasyon etkisi durumlarında hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalarda göz önüne alınan dört durum aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmaktadır.

- 1.Durum:** Yer hareketi dalga yayılma etkisi ve korelasyon etkisinin dikkate alınmadığı, yer hareketinin sonsuz hızla yayıldığı ve bütün mesnetlere aynı yer hareketinin etkideği kabul edilmektedir. Bu durum üniform yer hareketine karşılık gelmekte ve (72) denklemindeki korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k = 1$ , dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d = 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$  olmaktadır.
- 2.Durum:** Bölüm 3.2.1'de gerçekleştirilen ve sadece yer hareketi dalga yayılma etkisinin dikkate alındığı, korelasyon ve zemin etkilerinin göz önünde bulundurulmadığı durumdur. Burada (72) denklemindeki korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k = 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$  olurken, dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d \neq 1$  olmaktadır.
- 3.Durum:** Bölüm 3.2.2'de gerçekleştirilen ve sadece korelasyon etkisinin göz önünde bulundurulduğu, yer hareketi dalga yayılma ve zemin etkilerinin dikkate alınmadığı durumdur. Bu durumda (72) denklemindeki dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d = 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$  olurken, korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k \neq 1$  olmaktadır.
- 4.Durum:** Bu durumda korelasyon ve dalga yayılma etkisinin birlikte dikkate alındığı, zeminin ise homojen ve sert zemin olduğu ve dolayısıyla zemin etkilerinin ihmal edildiği kabul edilmektedir. Dördüncü durum homojen zeminler için genel duruma karşılık gelmekte ve (72) denklemindeki zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$  olurken, korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k \neq 1$  ve dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d \neq 1$  olmaktadır.

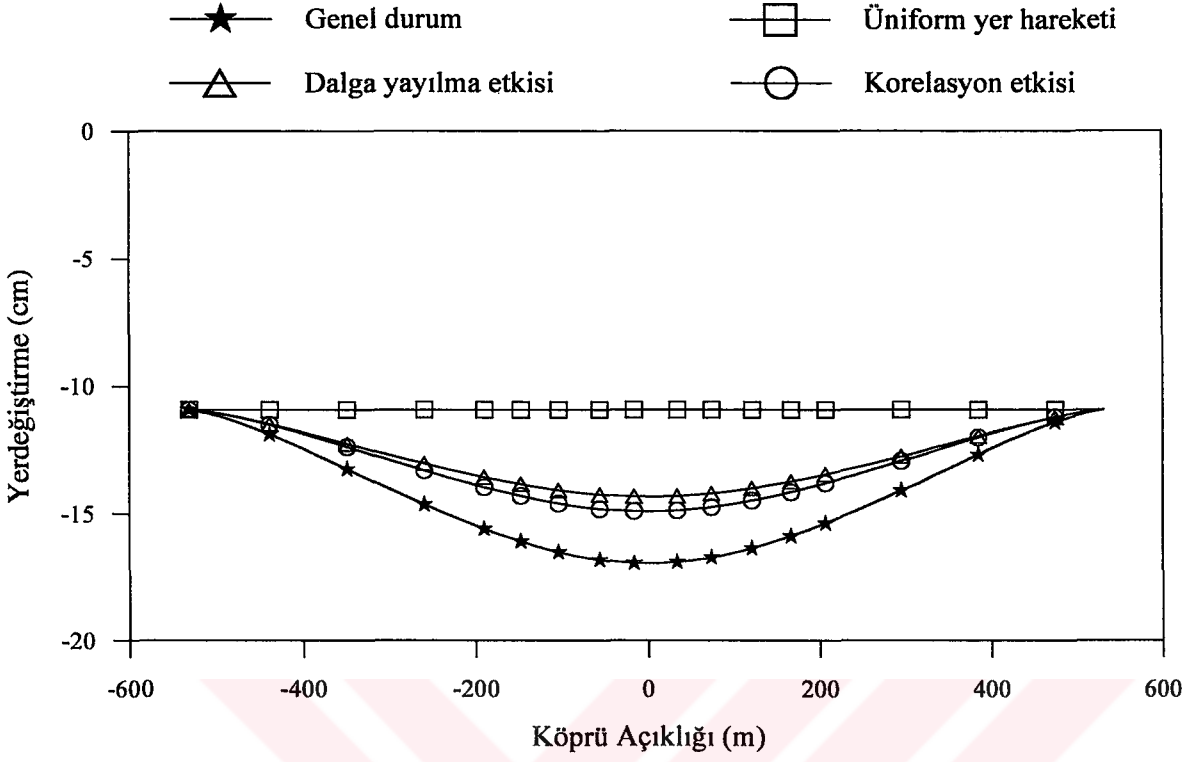
Bu bölümde yapılan analizlerde Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli,  $v_{app}=1000\text{m/s}$  dalga yayılma hızı ve 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni kullanılmıştır. Şekil 111'de dalga yayılma ve korelasyon etkilerine maruz asma köprü görülmektedir.

### 3.2.4.1. Ortalama Maksimum Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetlerinin İncelenmesi

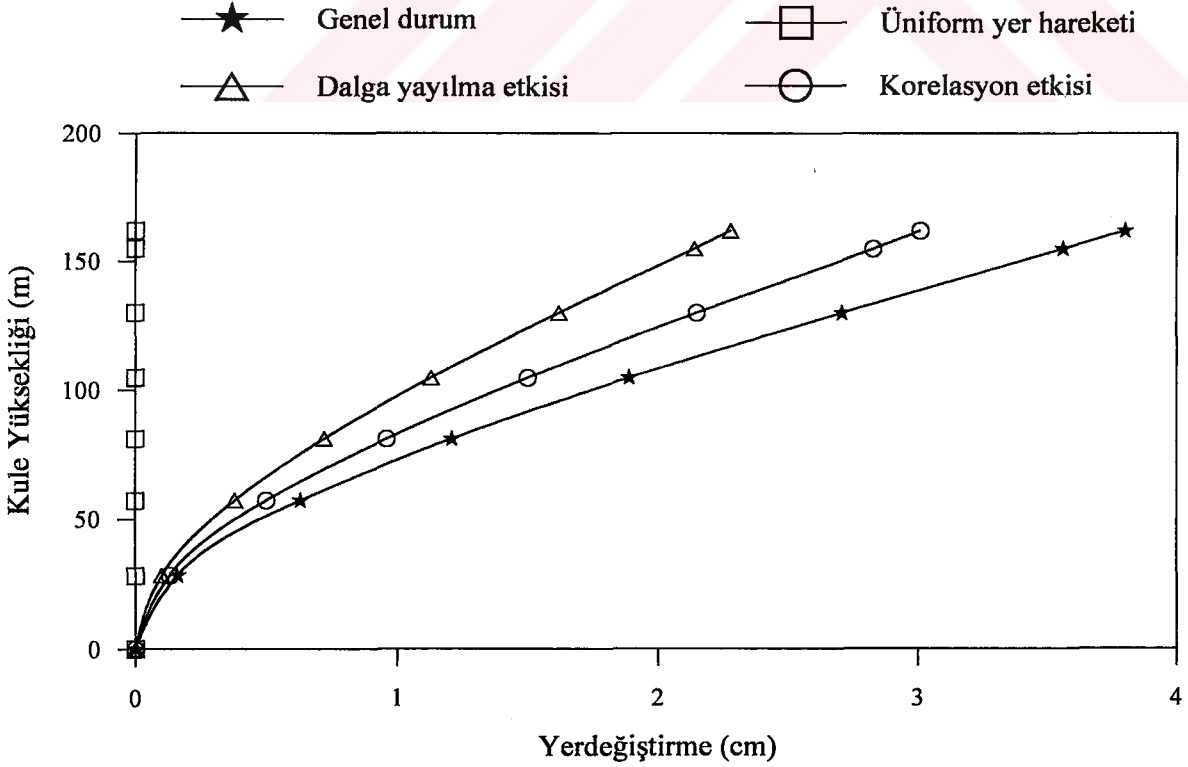
Analizler sonucunda köprü tabliye ve kulelerinde elde edilen ortalama maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Şekil 112- Şekil 135'de görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere korelasyon ve dalga yayılma etkilerinin birlikte dikkate alındığı genel durumda elde edilen değerler maksimum, üniform yer hareketi durumunda elde edilen değerler ise minimum olmaktadır. Sadece dalga yayılma etkisi ile hesaplanan değerler sadece korelasyon etkisi için bulunan değerlerden genellikle daha küçük olurken, bazen tersi durumda olmaktadır.



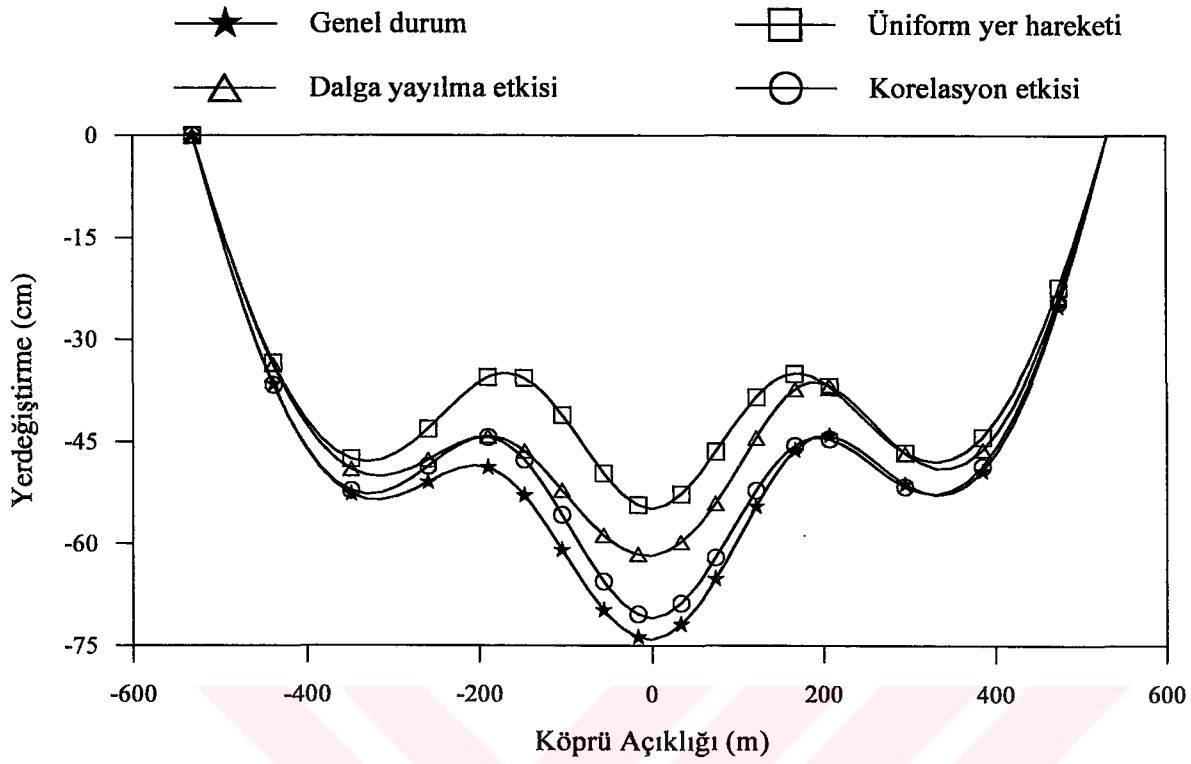
Şekil 111. Dalga yayılma ve korelasyon etkilerine maruz asma köprü



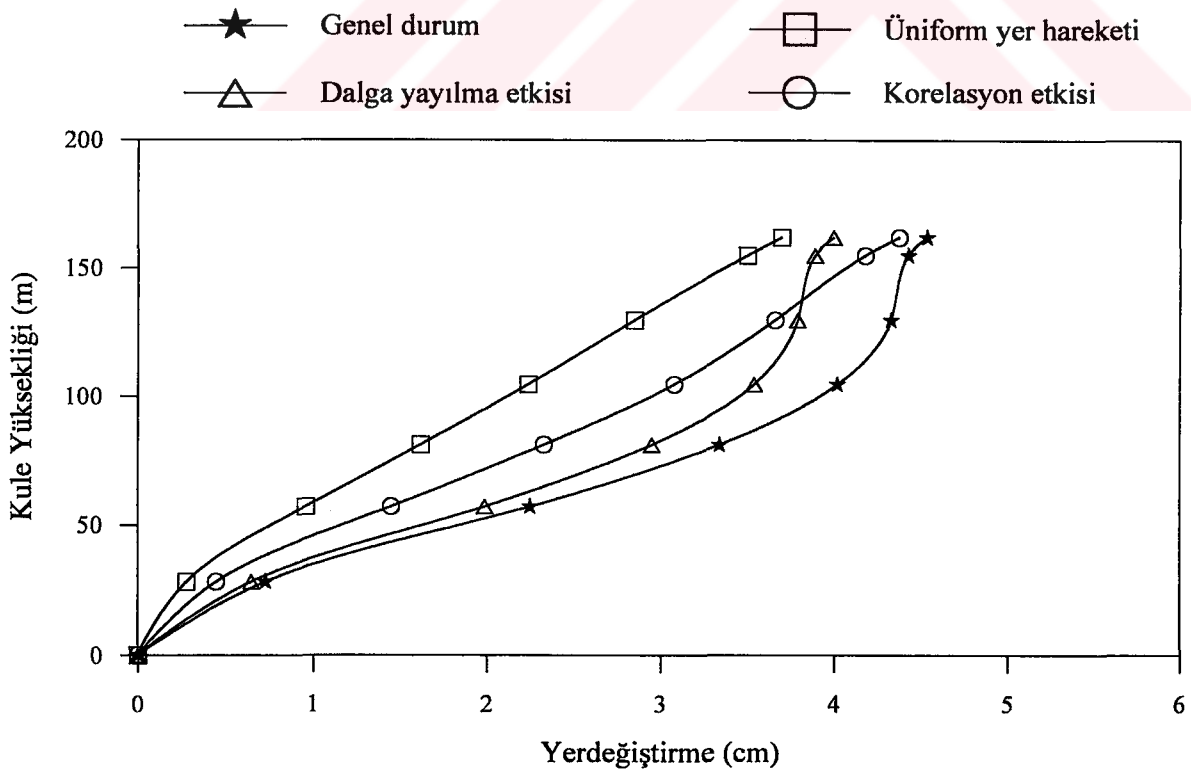
Şekil 112. Homojen ve sert zemin için tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri



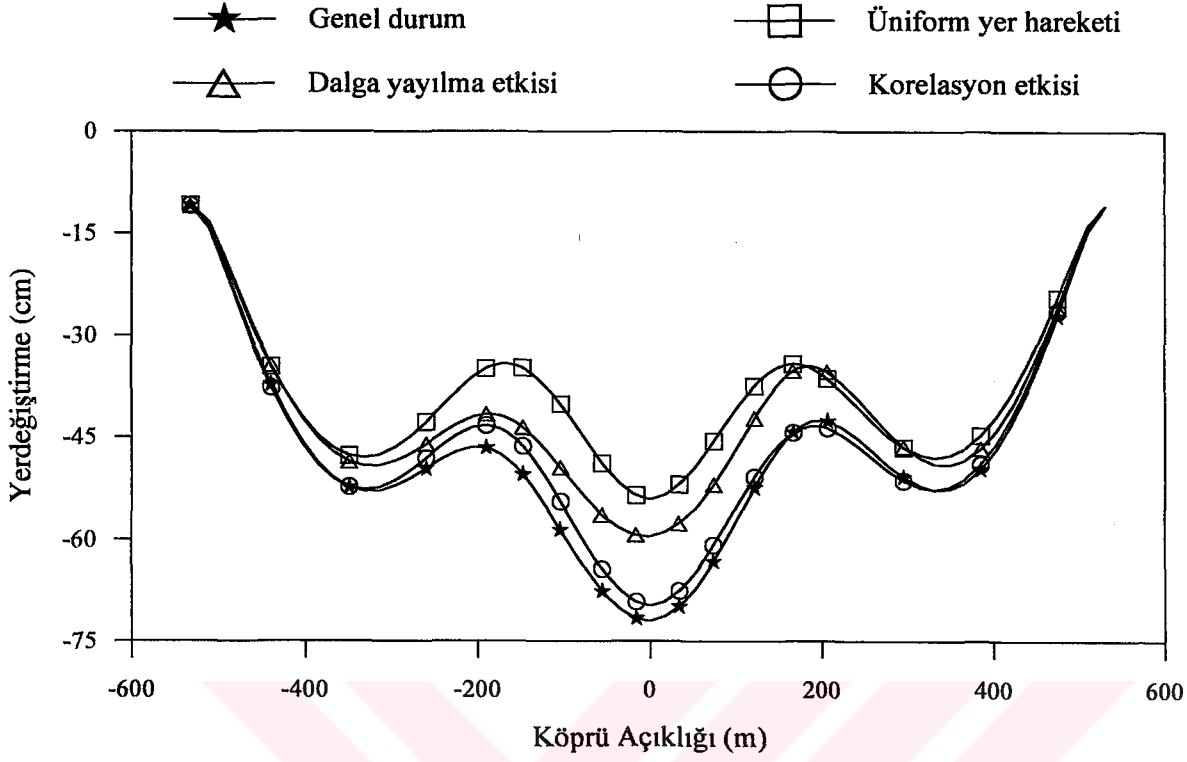
Şekil 113. Homojen ve sert zemin için kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri



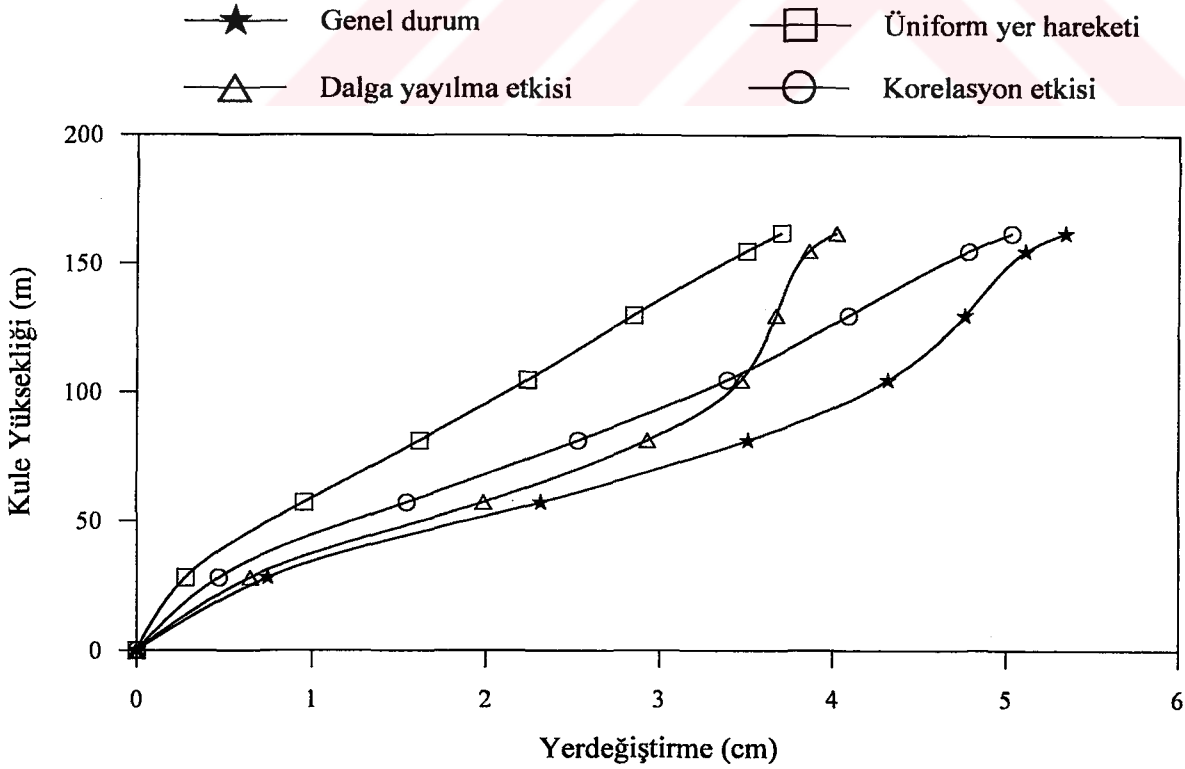
Şekil 114. Homojen ve sert zemin için tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri



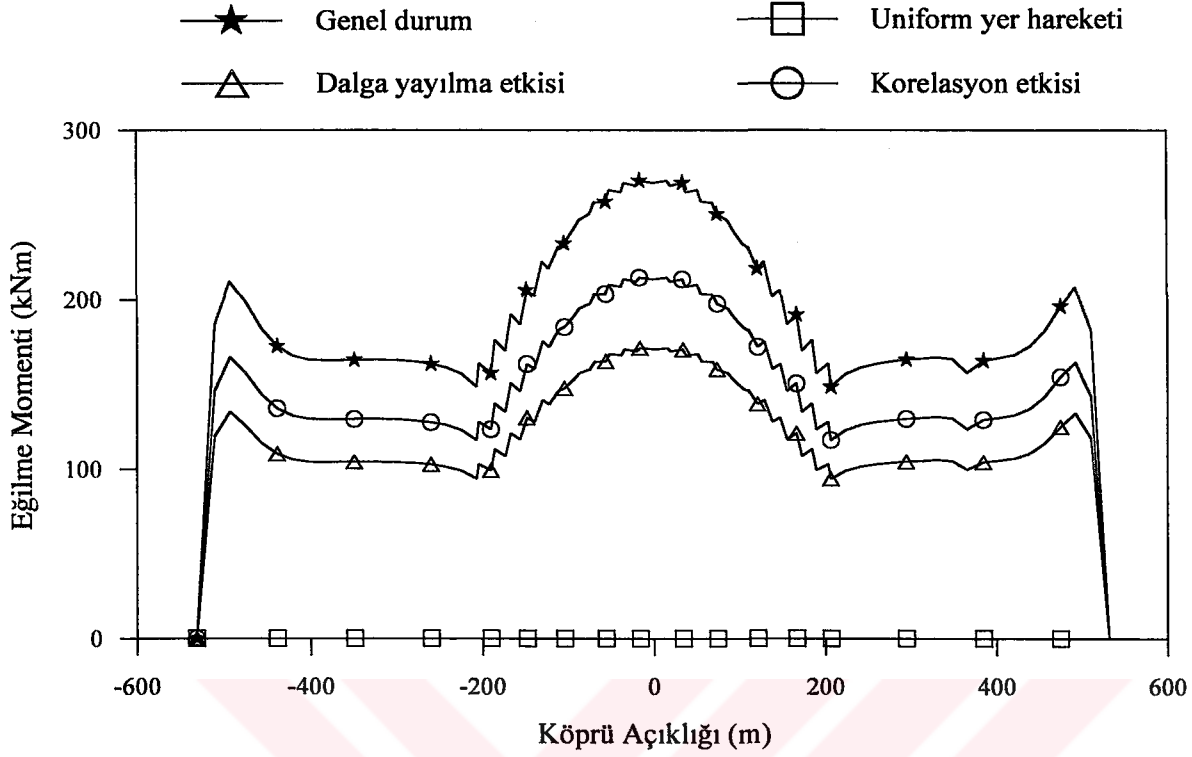
Şekil 115. Homojen ve sert zemin için kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri



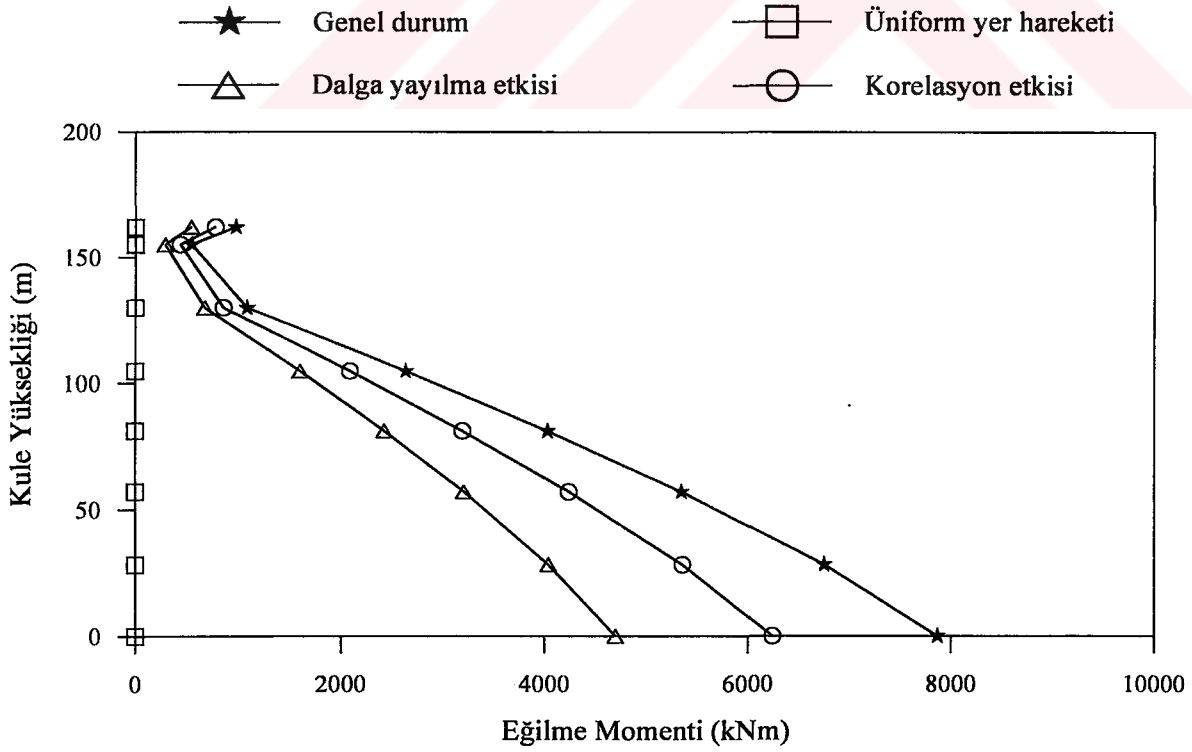
Şekil 116. Homojen ve sert zemin için tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri



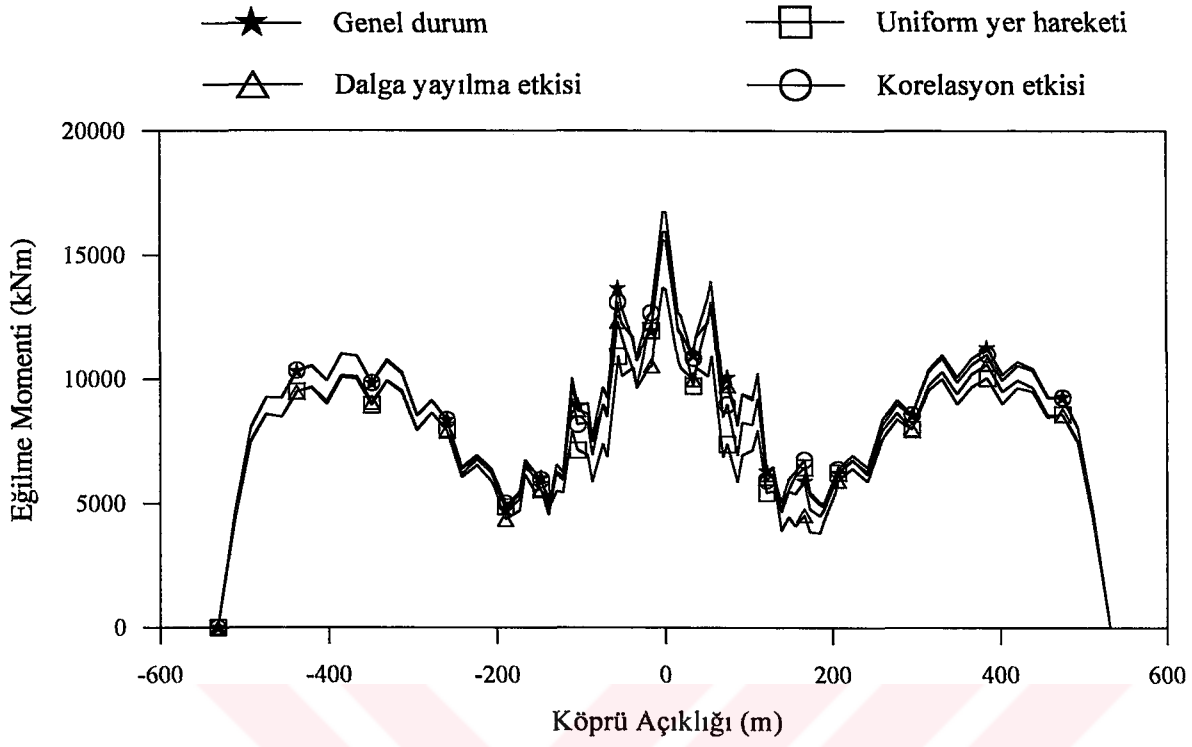
Şekil 117. Homojen ve sert zemin için kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri



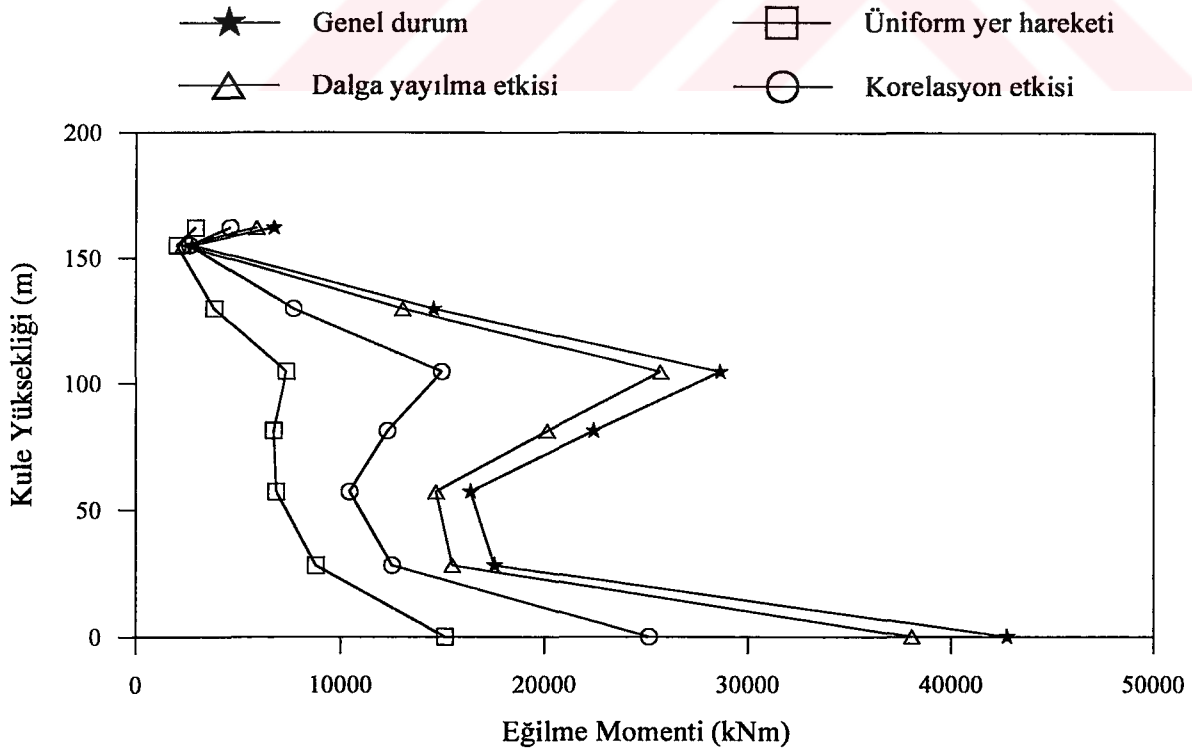
Şekil 118. Homojen ve sert zemin için tabliye zahiri-statik eğilme momentleri



Şekil 119. Homojen ve sert zemin için kule zahiri-statik eğilme momentleri

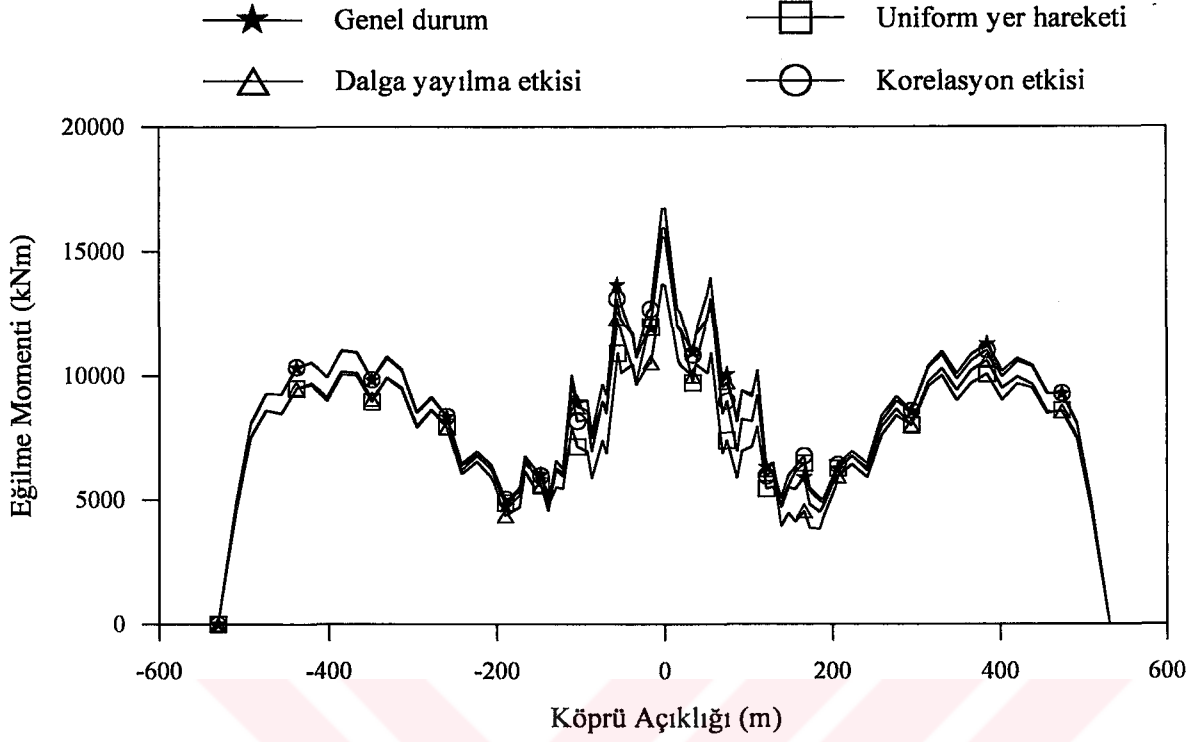


Şekil 120. Homojen ve sert zemin için tabliye dinamik eğilme momentleri

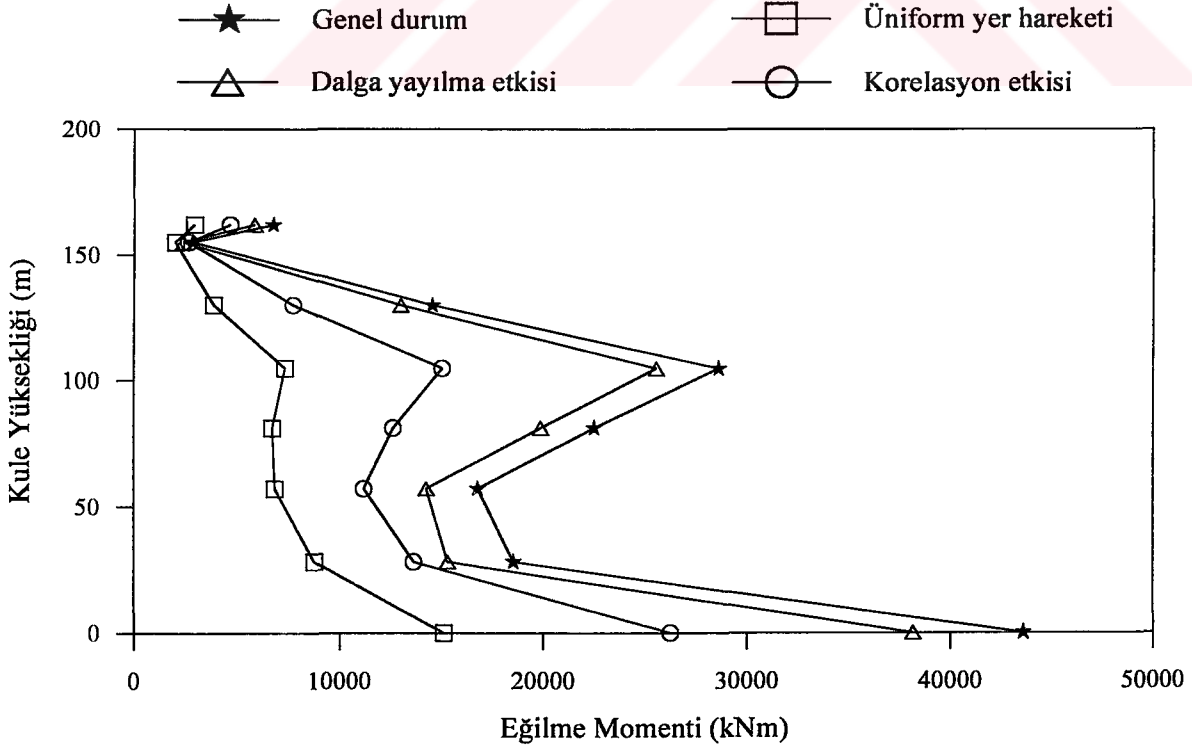


Şekil 121. Homojen ve sert zemin için kule dinamik eğilme momentleri

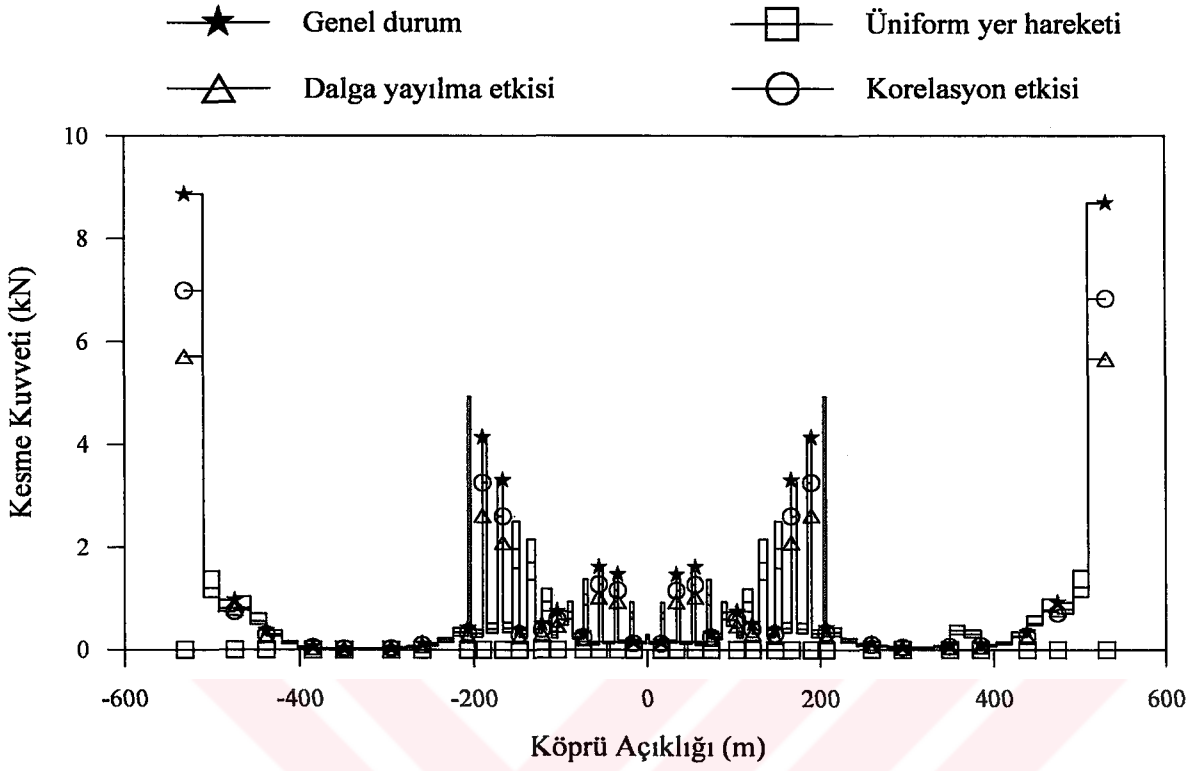




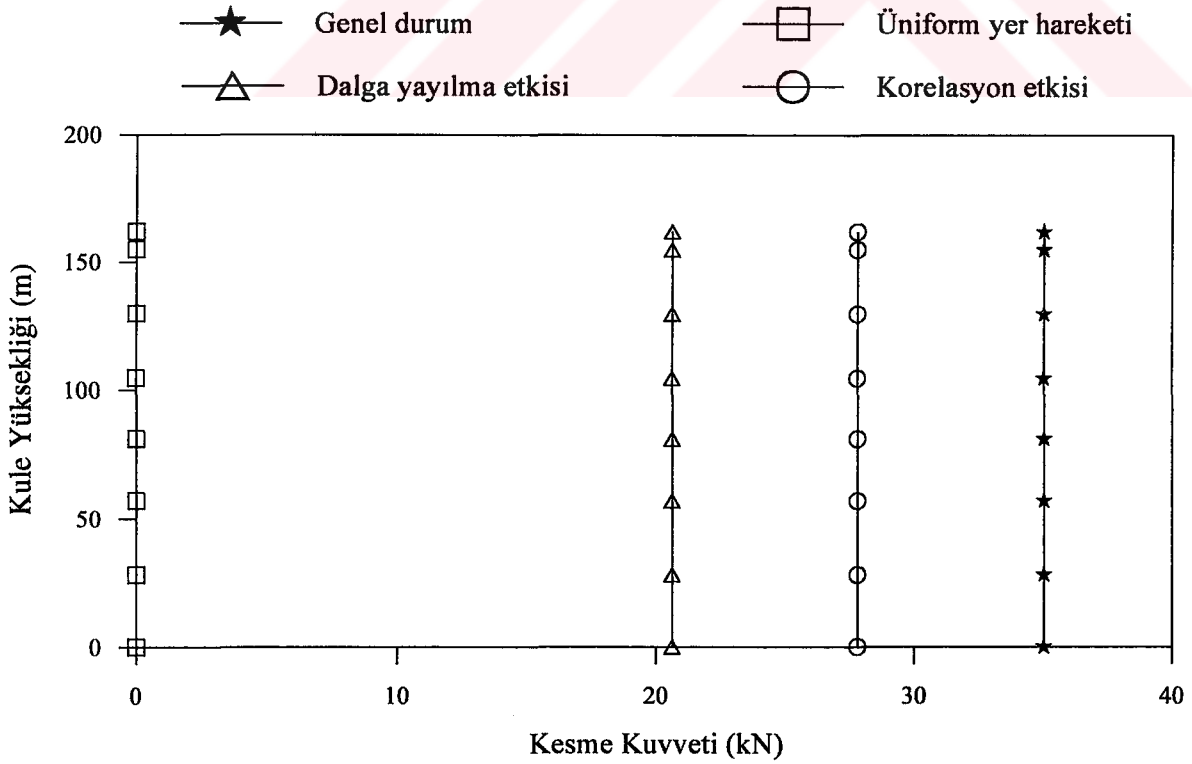
Şekil 122. Homojen ve sert zemin için tabliye toplam eğilme momentleri



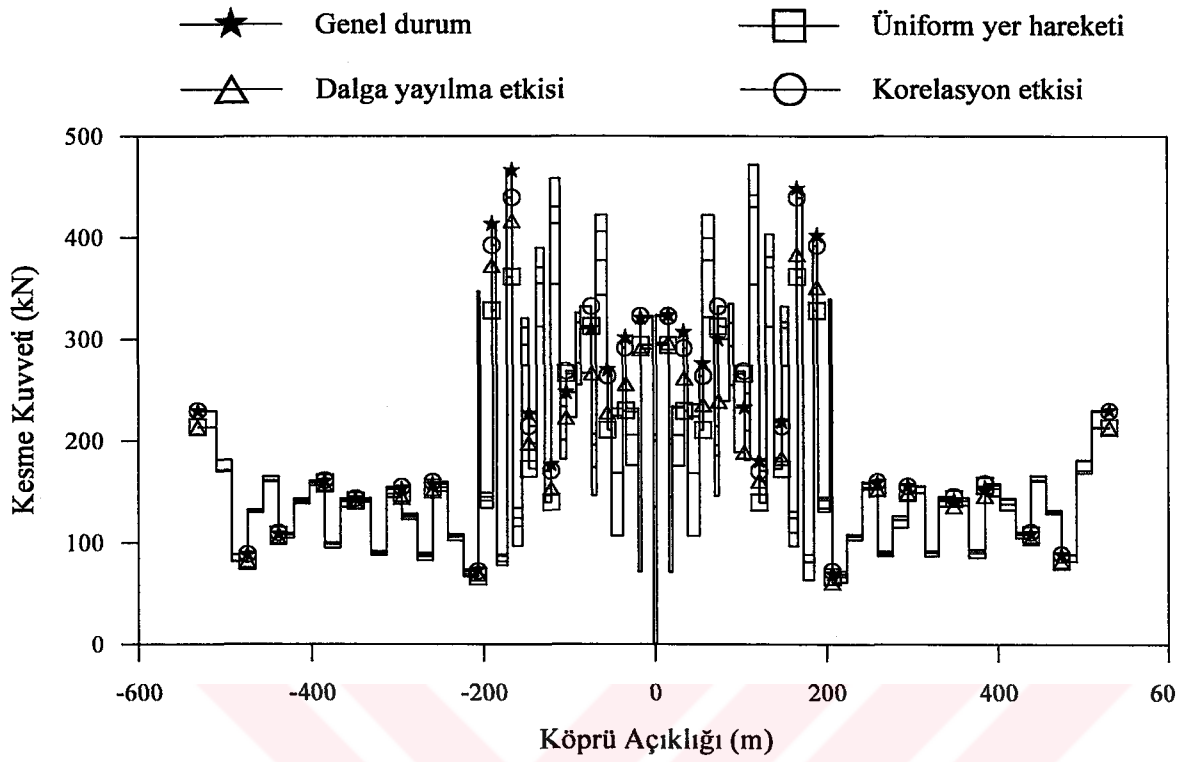
Şekil 123. Homojen ve sert zemin için kule toplam eğilme momentleri



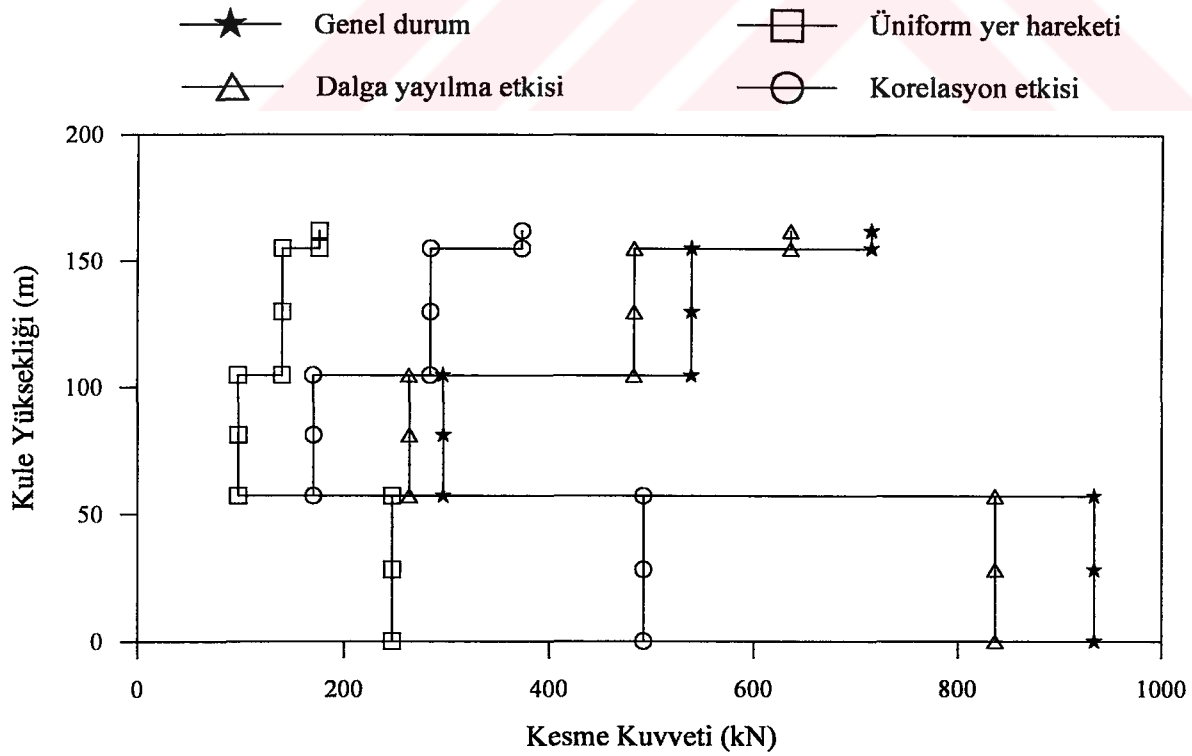
Şekil 124. Homojen ve sert zemin için tabliye zahiri-statik kesme kuvvetleri



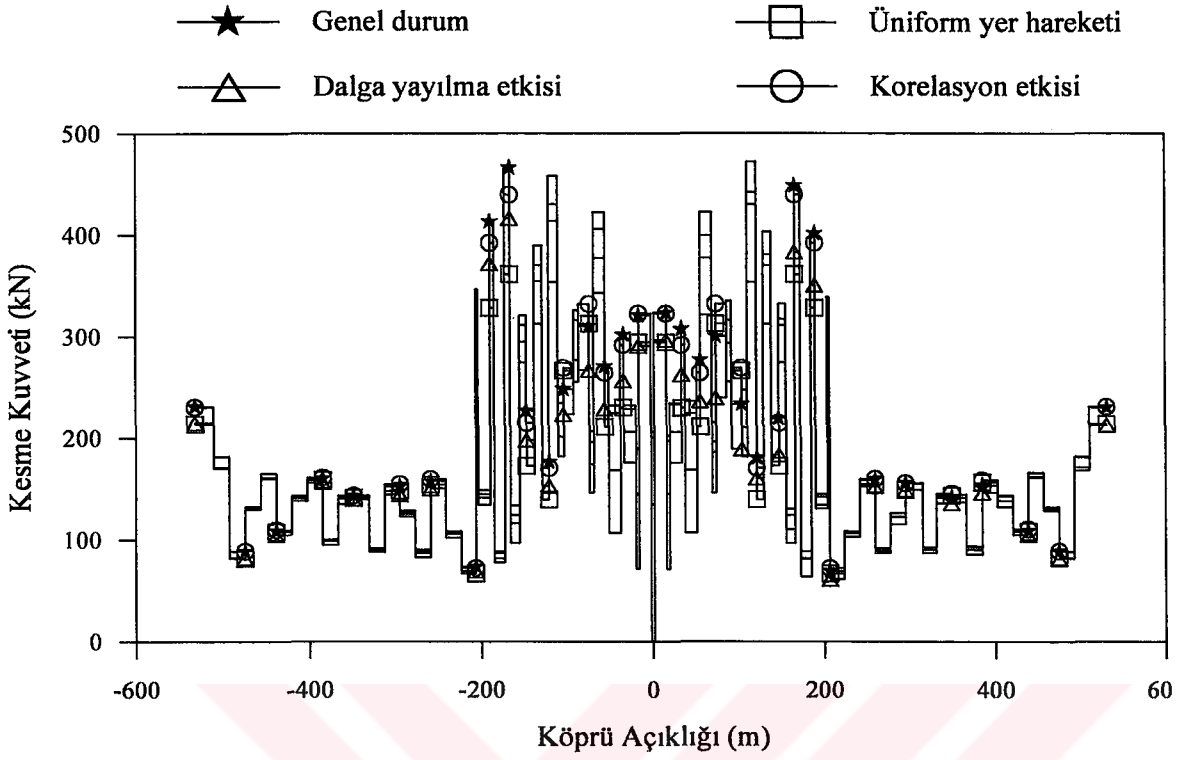
Şekil 125. Homojen ve sert zemin için kule zahiri-statik kesme kuvvetleri



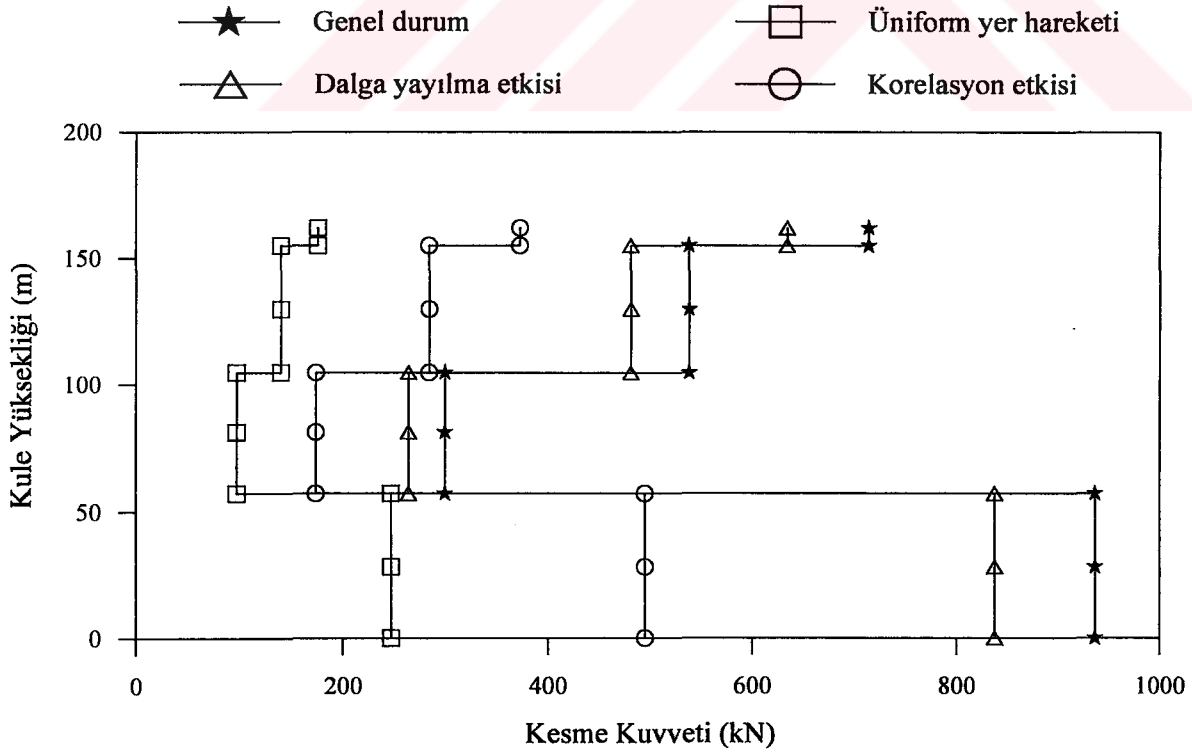
Şekil 126. Homojen ve sert zemin için tabliye dinamik kesme kuvvetleri



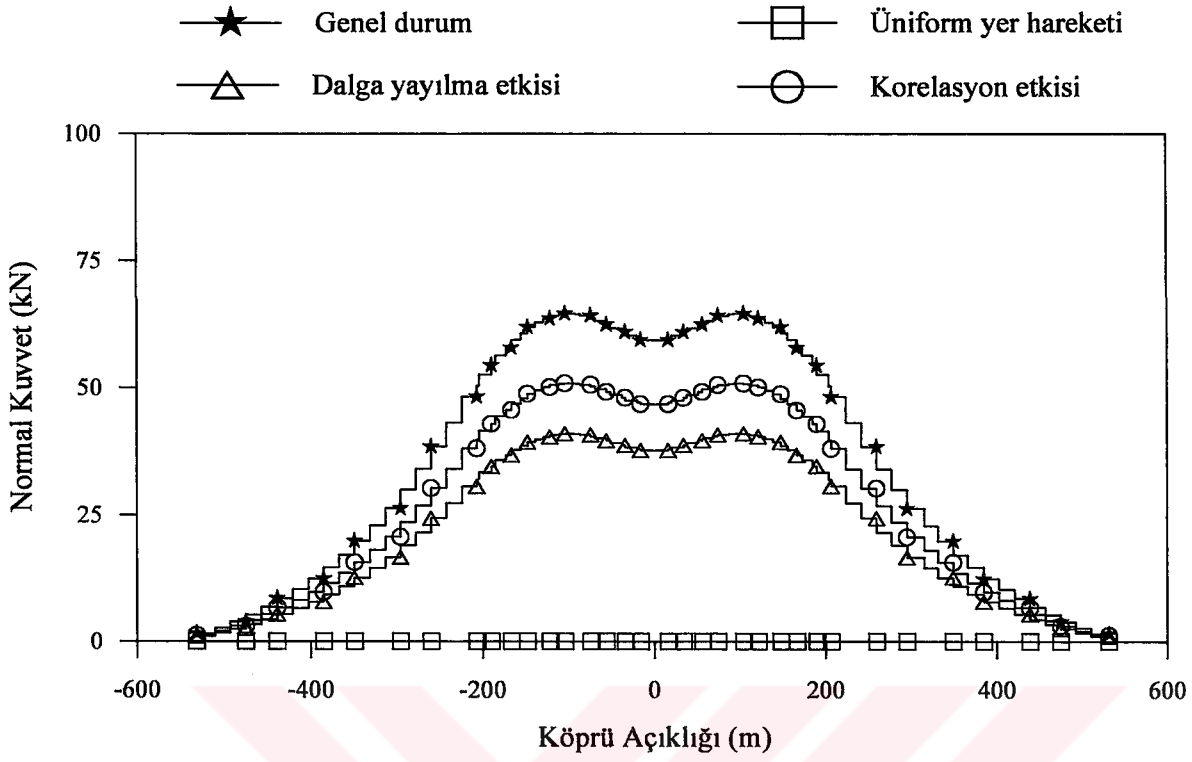
Şekil 127. Homojen ve sert zemin için kule dinamik kesme kuvvetleri



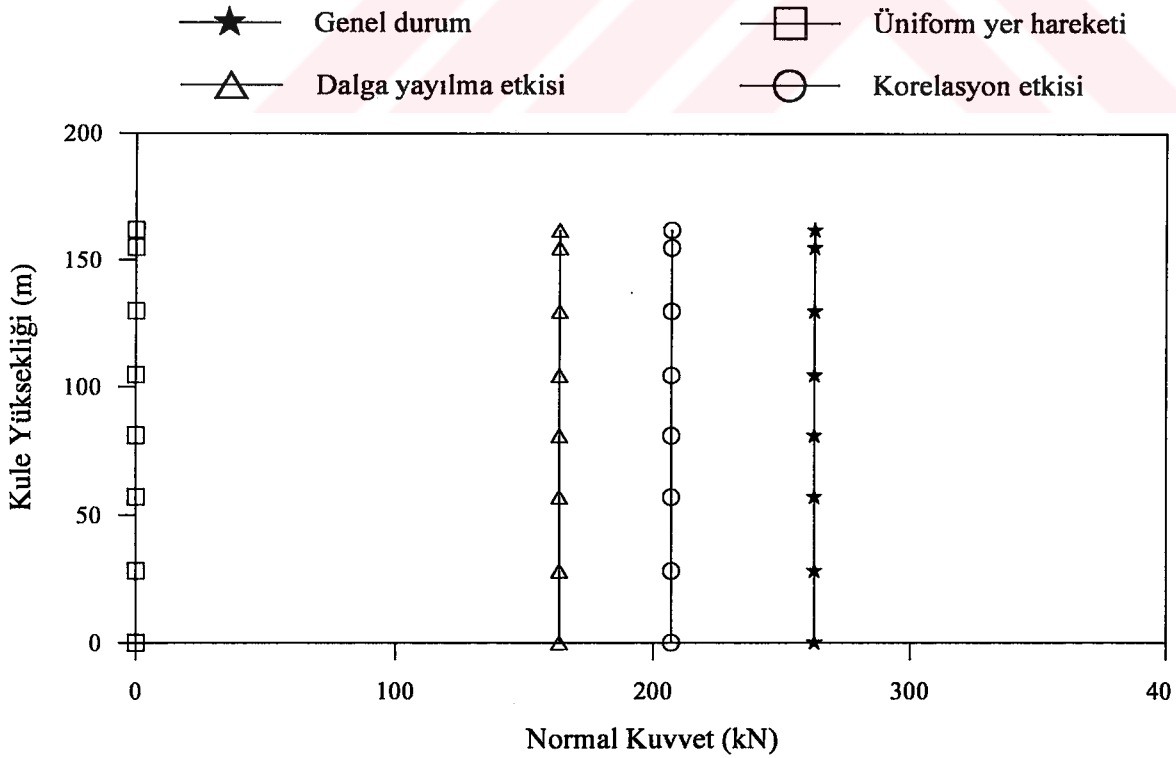
Şekil 128. Homojen ve sert zemin için tabliye toplam kesme kuvvetleri



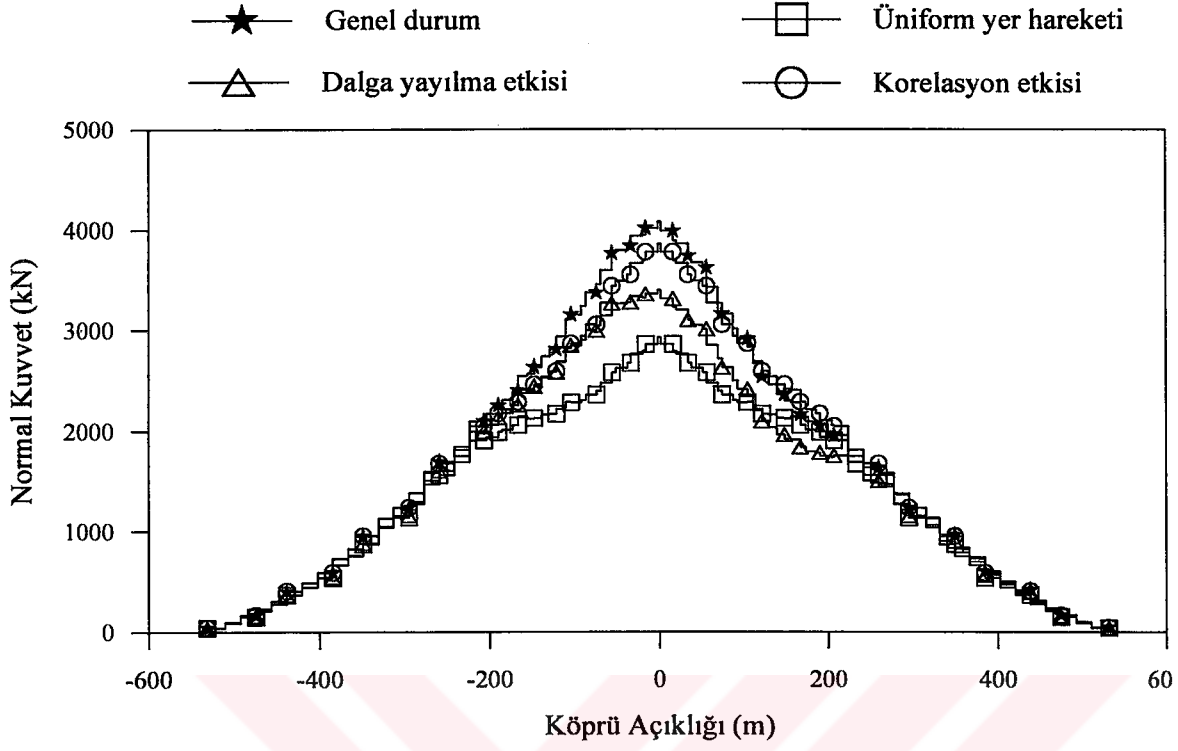
Şekil 129. Homojen ve sert zemin için kule toplam kesme kuvvetleri



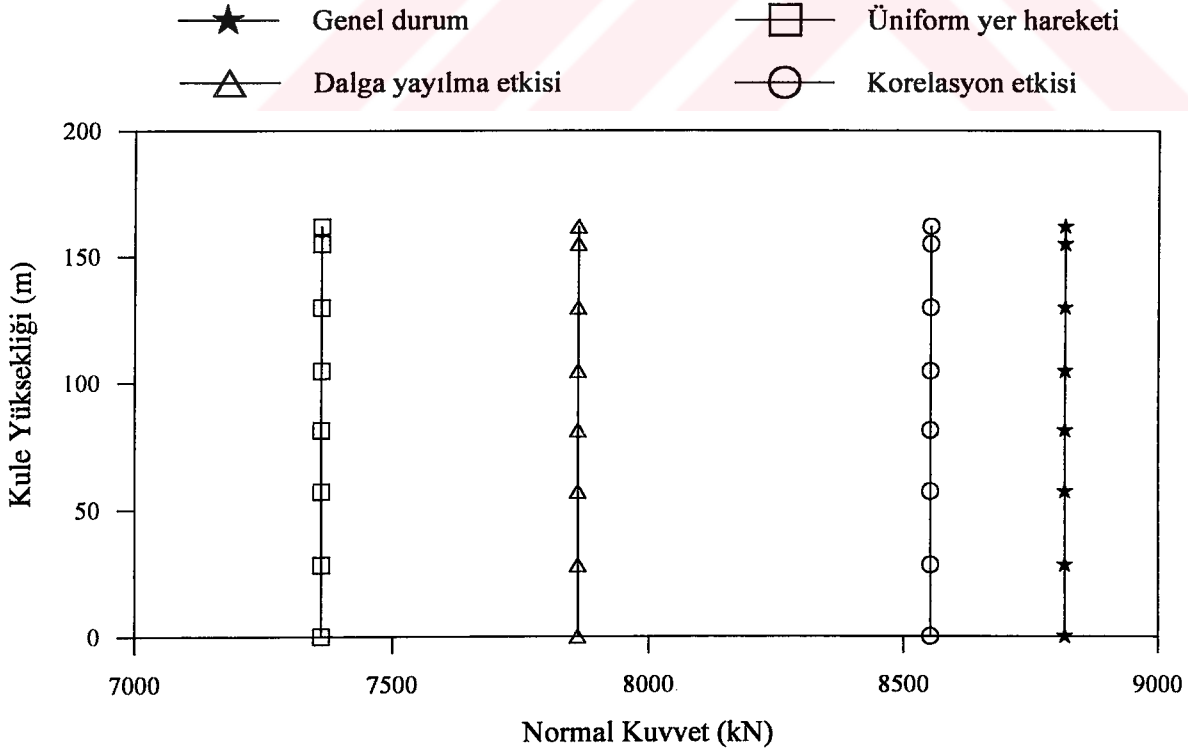
Şekil 130. Homojen ve sert zemin için tabliye zahiri-statik normal kuvvetleri



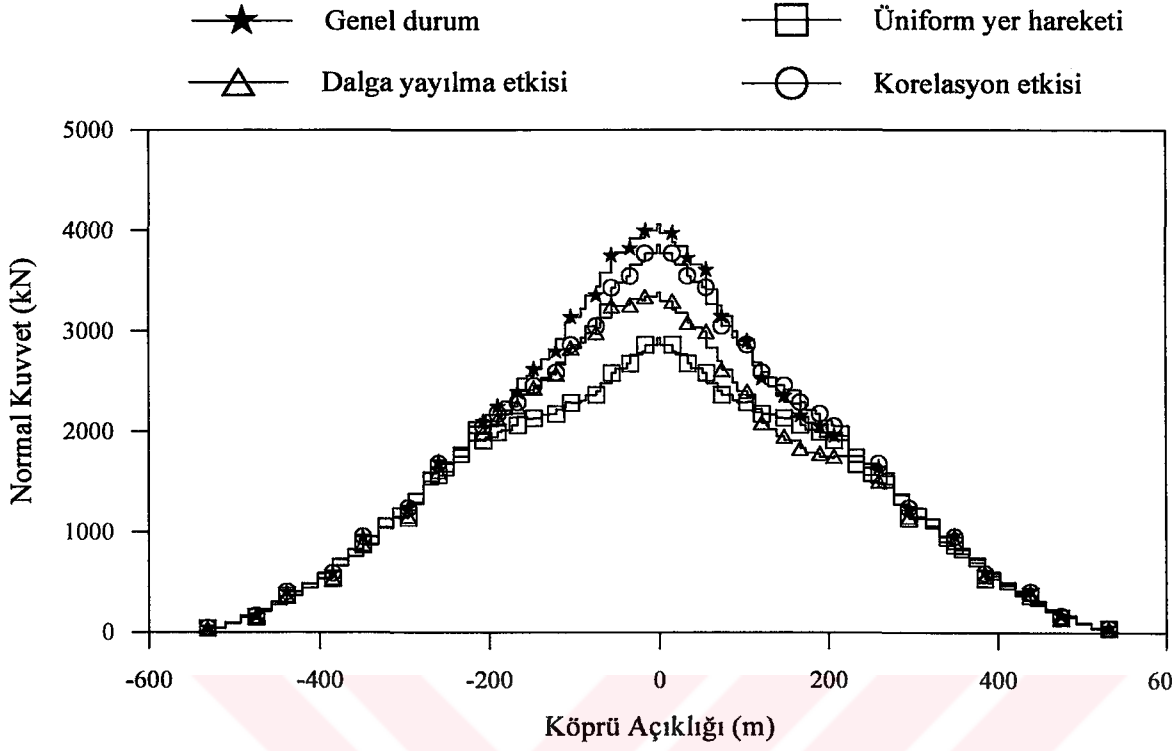
Şekil 131. Homojen ve sert zemin için kule zahiri-statik normal kuvvetleri



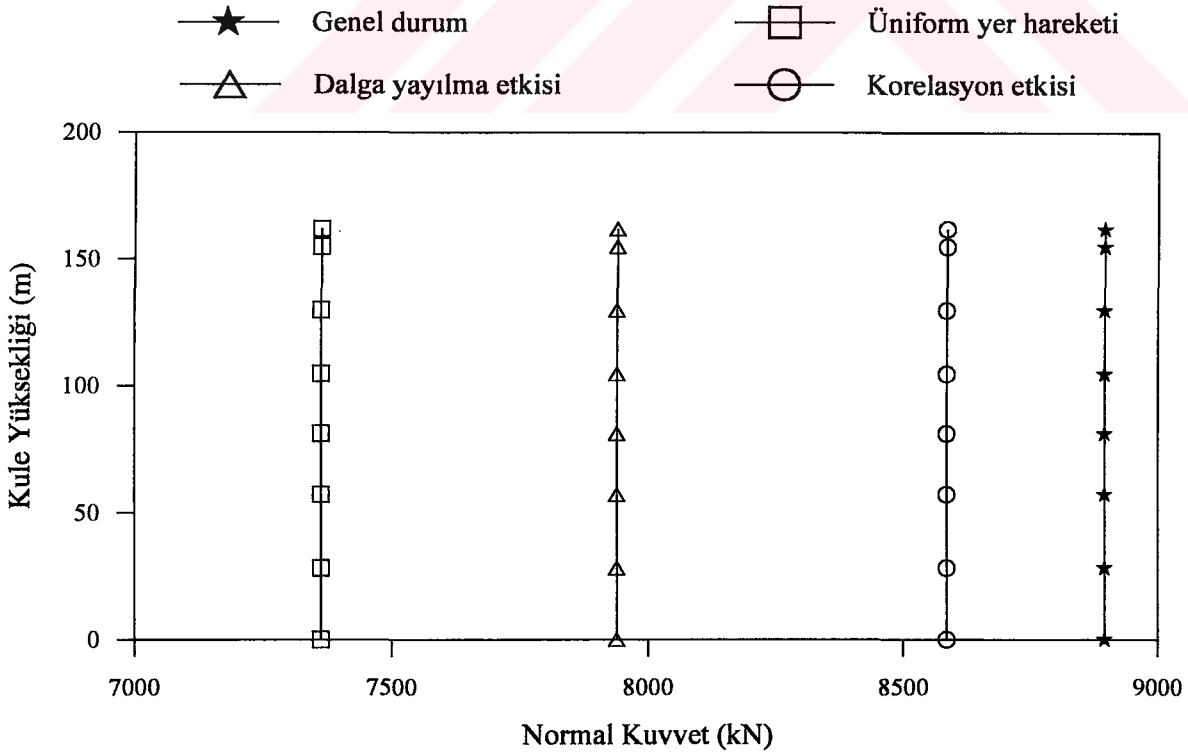
Şekil 132. Homojen ve sert zemin için tabliye dinamik normal kuvvetleri



Şekil 133. Homojen ve sert zemin için kule dinamik normal kuvvetleri



Şekil 134. Homojen ve sert zemin için tabliye toplam normal kuvvetleri



Şekil 135. Homojen ve sert zemin için kule toplam normal kuvvetleri

### 3.2.3.2. Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetleri Varyans Değerlerinin İncelenmesi

Şekil 136 - Şekil 167'de Bölüm 3.2.3'de açıklanan dört durum için (üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi, genel durum) tabliye ve kulelerde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerine ait normalleştirilmiş varyans dağılımları görülmektedir. Güç spektral yoğunluk fonksiyonunun alanına eşit olan varyans değerleri bu fonksiyonunun integrasyonu ile hesaplanmaktadır. Toplam varyans değeri zahiri-statik, dinamik ve kovaryans bileşenlerinin toplamından oluşmaktadır. Normalleştirme işlemi varyans değerlerinin maksimum toplam varyans değerine bölünmesiyle gerçekleştirilmektedir.

Şekil 136 - Şekil 139'da üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda tabliyede elde edilen düşey yerdeğiştirmeye ait varyans dağılımları sunulmuştur. Üniform yer hareketi durumunda zahiri-statik bileşenin toplam tepkiye katkısı az olmakla birlikte köprü açıklığı boyunca sabittir. Toplam bileşene en büyük katkıyı dinamik bileşen sağlarken, kovaryans bileşen negatif bir katkı yapmaktadır. Yerdeğiştirmenin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100.40, zahiri-statik bileşenin katkısı %3.39 , kovaryans bileşenin katkısı ise %-3.79'dir. Dalga yayılma etkisi durumunda zahiri-statik bileşen köprü açıklığı boyunca sabit değildir. Toplam bileşene en büyük katkı dinamik bileşenden gelirken, kovaryans bileşenin katkısı negatiftir. Dalga yayılma etkisi durumunda yerdeğiştirmenin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %102.15, zahiri-statik bileşenin katkısı %3.74, kovaryans bileşenin katkısı ise %-5.89'dur. Değerlerden de anlaşılacağı üzere dalga yayılma hızının dikkate alınması ile zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin toplam tepkiye katkısı pozitif olarak artarken, kovaryans bileşenin katkısı negatif olarak artmaktadır. Korelasyon etkisi durumunda, dalga yayılma etkisine benzer durum mevcuttur. Şöyleki, yerdeğiştirmenin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100.59, zahiri-statik bileşenin katkısı %3.66, kovaryans bileşenin katkısı ise %-4.25'dir. Genel durumda ise yerdeğiştirmenin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %101.29, zahiri-statik bileşenin katkısı %3.83, kovaryans bileşenin katkısı ise %-5.12'dir.

Şekil 140 - Şekil 143'da üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda kulede elde edilen yatay yerdeğiştirmeye ait varyans dağılımları



görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı olmayıp, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır. Yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır. Dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda toplam tepkiye zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin katkısı pozitif, kovaryans bileşenin katkısı ise negatiftir. Dalga yayılma etkisi durumunda yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %114.78, zahiri-statik bileşenin katkısı %22.60, kovaryans bileşenin katkısı ise %-37.37'dir. Korelasyon etkisi durumunda yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %73.70, zahiri-statik bileşenin katkısı %31.53, kovaryans bileşenin katkısı ise %-5.23'dür. Genel durumda ise yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %76.03, zahiri-statik bileşenin katkısı %40.43, kovaryans bileşenin katkısı ise %-16.46'dır.

Şekil 144 - Şekil 147'de üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda tabliyede elde edilen eğilme momentlerine ait varyans dağılımları sunulmaktadır. Bütün durumlarda da zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı olmazken, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır. Yani, eğilme momentinin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır.

Şekil 148 - Şekil 151'de üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda kulede elde edilen eğilme momentlerine ait varyans dağılımları görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı olmayıp, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır. Diğer bir ifade ile, eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır. Dalga yayılma etkisi durumunda toplam tepkiye zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin katkısı pozitif, kovaryans bileşenin katkısı negatiftir. Dalga yayılma etkisi durumunda eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.01, zahiri-statik bileşenin katkısı %1.75, kovaryans bileşenin katkısı ise %-0.76'dır. Korelasyon etkisi durumunda toplam tepkiye zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin katkısı pozitif, kovaryans bileşenin katkısı ise kule alt noktası haricinde negatiftir. Korelasyon etkisi durumunda eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt

noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %89.65, zahiri-statik bileşenin katkısı %9.46, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.89'dur. Genel durumda da korelasyon etkisi durumunda olduğu gibi toplam tepkiye zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin katkısı pozitif, kovaryans bileşenin katkısı ise kule alt noktası haricinde negatiftir. Genel durumda eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %95.11, zahiri-statik bileşenin katkısı %4.74, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.15'dir.

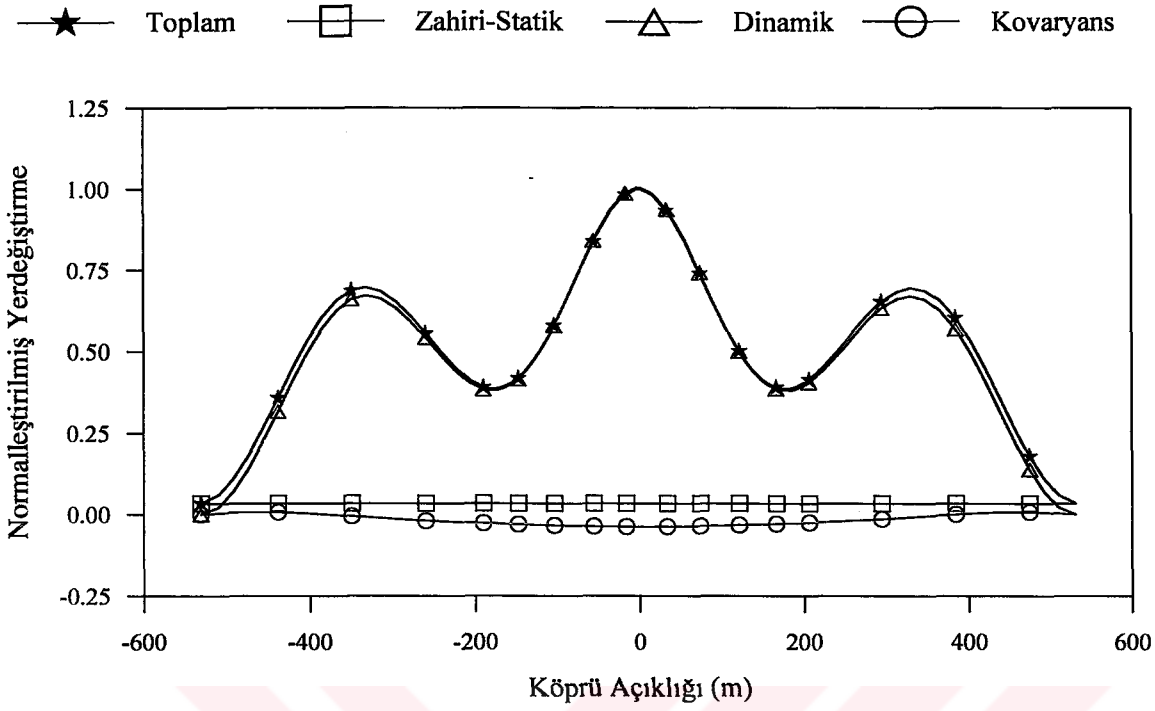
Şekil 152 - Şekil 155'de üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda tabliyede elde edilen kesme kuvvetlerine ait varyans dağılımları görülmektedir. Bütün durumlarda da zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı olmazken, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır. Kesme kuvvetinin maksimum olduğu noktada toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır.

Şekil 156 - Şekil 159'da üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda kulede elde edilen kesme kuvvetlerine ait varyans dağılımları görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı olmayıp, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır. Kesme kuvvetinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır. Dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda toplam tepkiye zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin katkısı pozitif, kovaryans bileşenin katkısı ise kule üst noktalarında negatif, kule alt noktalarında ise pozitiftir. Dalga yayılma etkisi durumunda kesme kuvvetinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.56, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.07, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.37'dir. Korelasyon etkisi durumunda kesme kuvvetinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %98.71, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.57, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.72'dir. Genel durumda kesme kuvvetinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.37, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.21, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.42'dir.

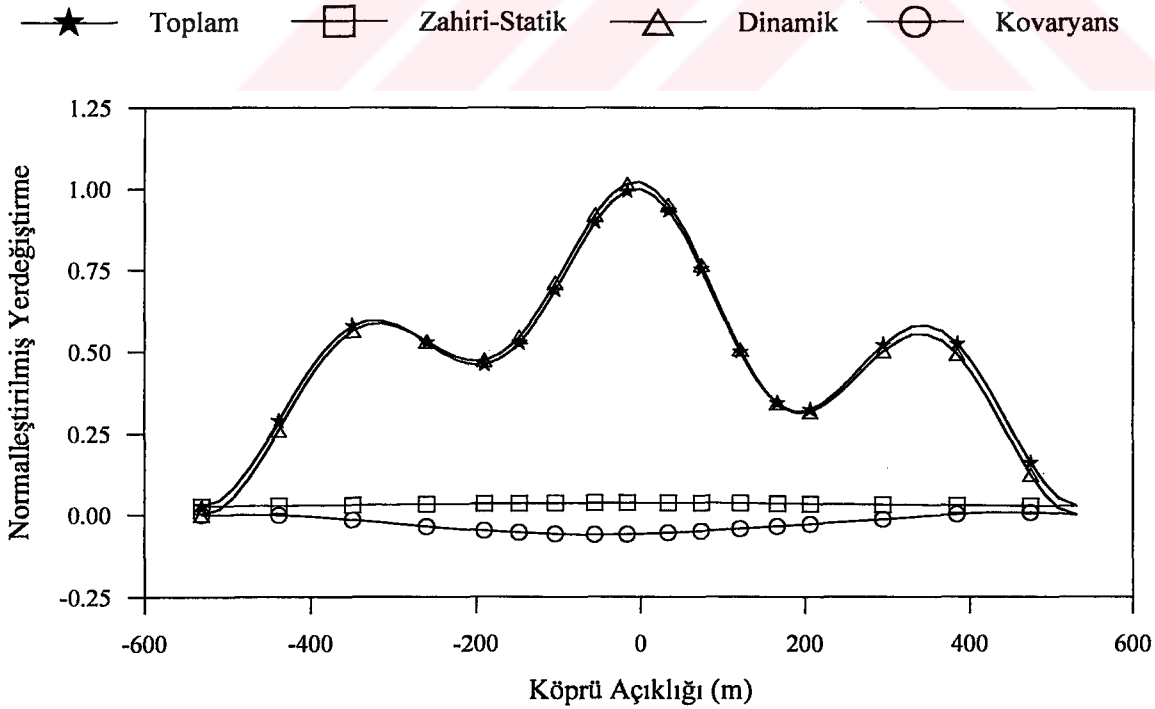
Şekil 160 - Şekil 163'de üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda tabliyede elde edilen normal kuvvetlere ait varyans dağılımları görülmektedir. Bütün durumlarda da zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı olmazken, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır. Normal kuvvetin

maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır.

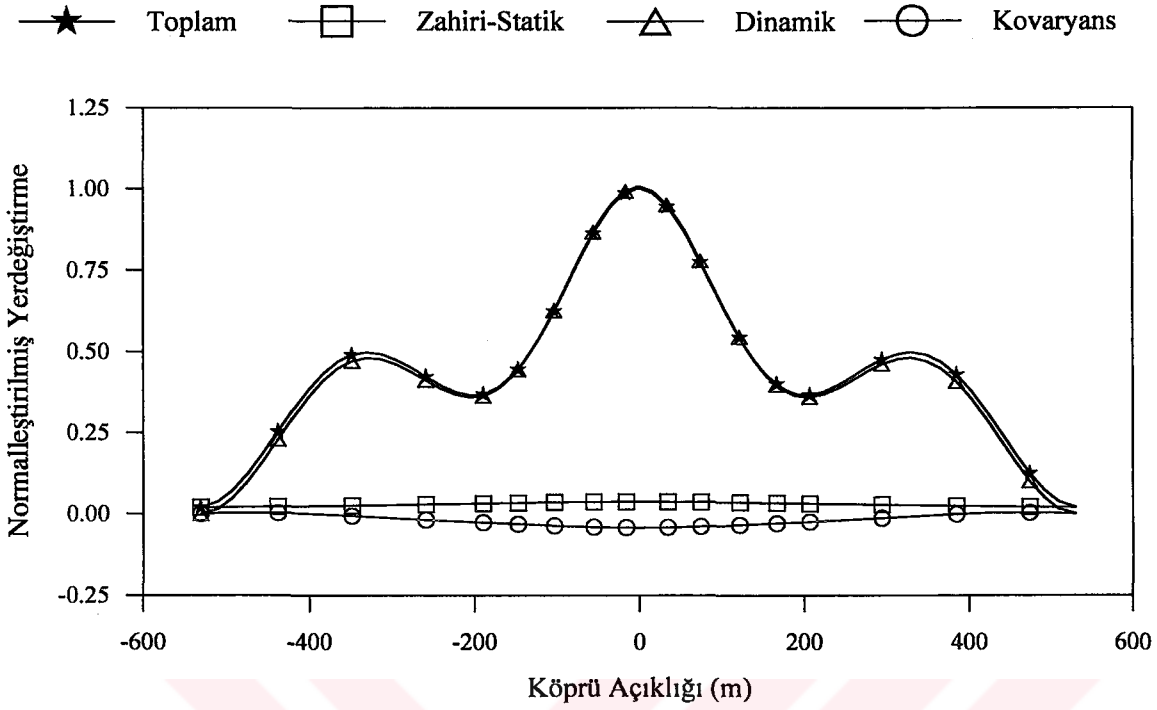
Şekil 164 - Şekil 167'de üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda kulede elde edilen normal kuvvetlere ait varyans dağılımları görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı olmayıp, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır. Normal kuvvetin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır. Dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve genel durumda toplam tepkiye bütün bileşenlerin katkısı pozitif olmakla beraber en büyük etkiyi yine dinamik bileşen yapmaktadır. Dalga yayılma etkisi durumunda normal kuvvetin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.10, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.03, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.77'dir. Korelasyon etkisi durumunda normal kuvvetin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.63, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.05, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.32'dir. Genel durumda normal kuvvetin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.21, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.07, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.72'dir.



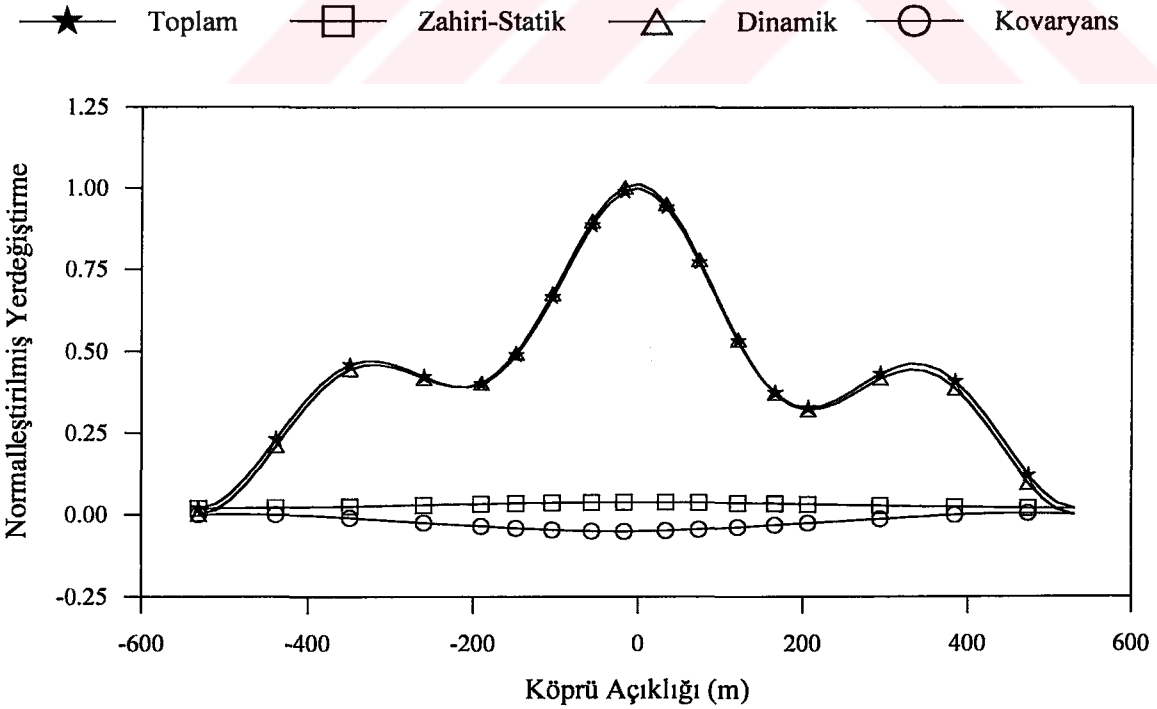
Şekil 136. Üniorm yer hareketi için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\infty$ )



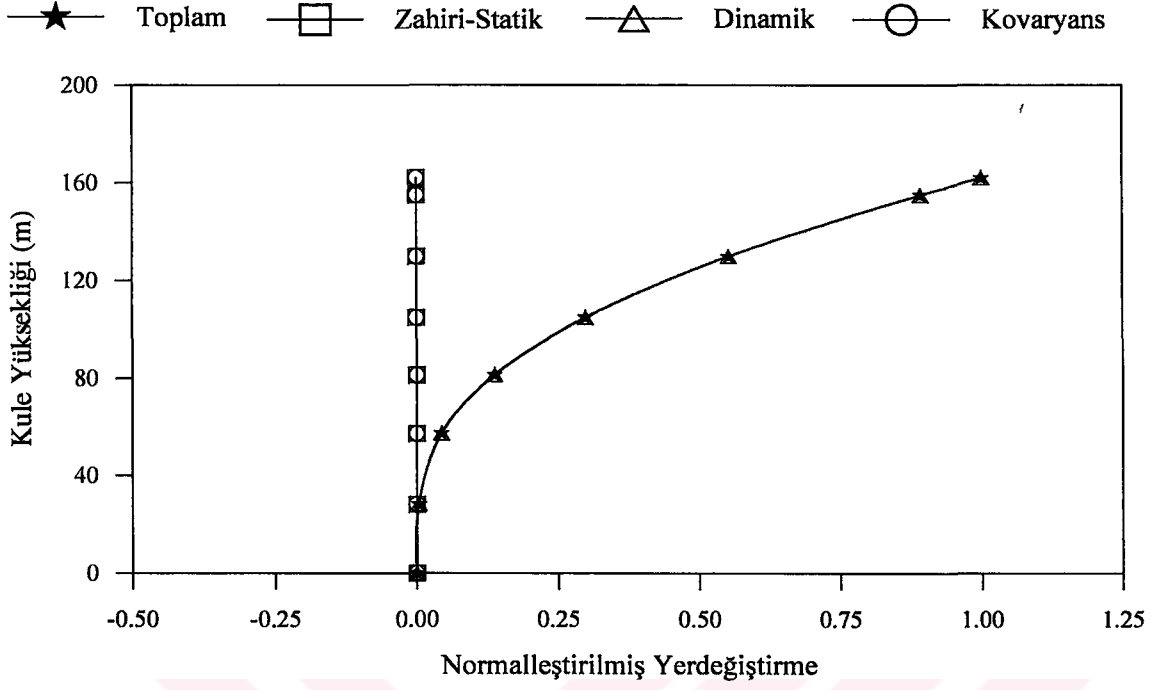
Şekil 137. Dalga yayılma etkisi için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



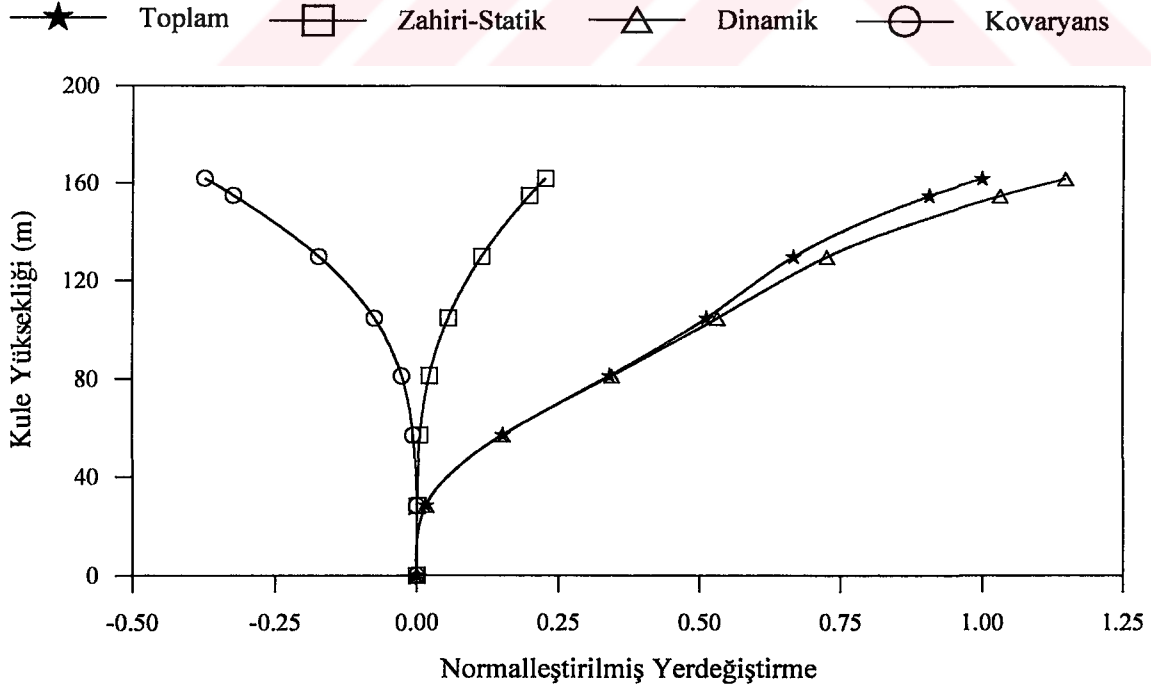
Şekil 138. Korelasyon etkisi için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



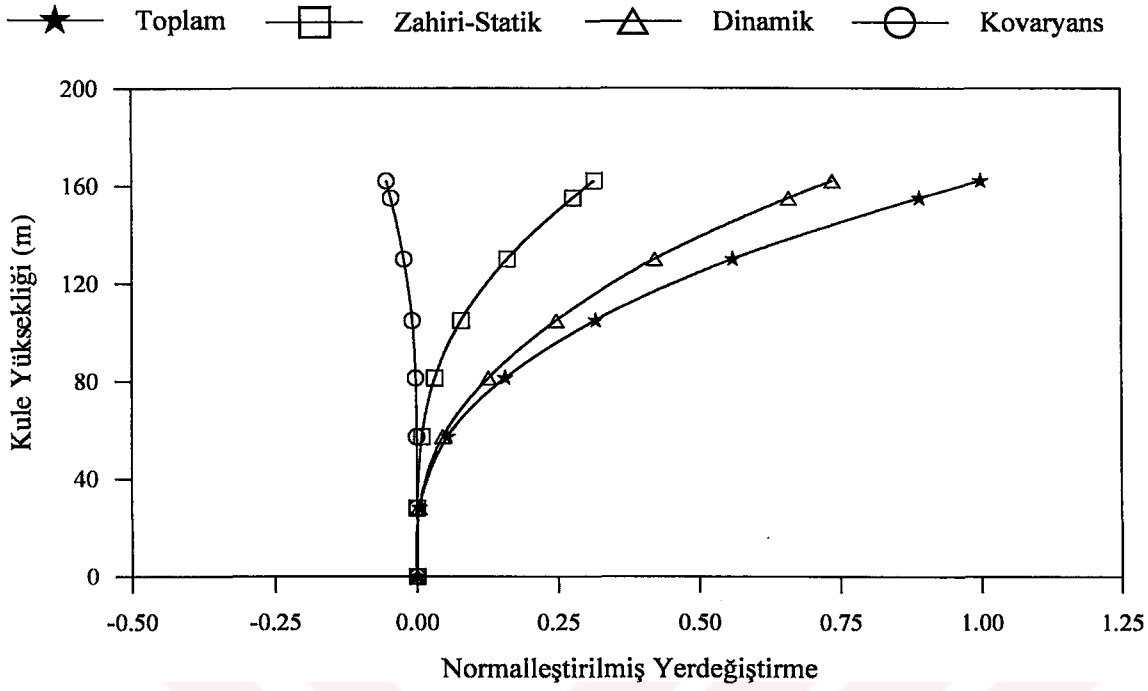
Şekil 139. Genel durum için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



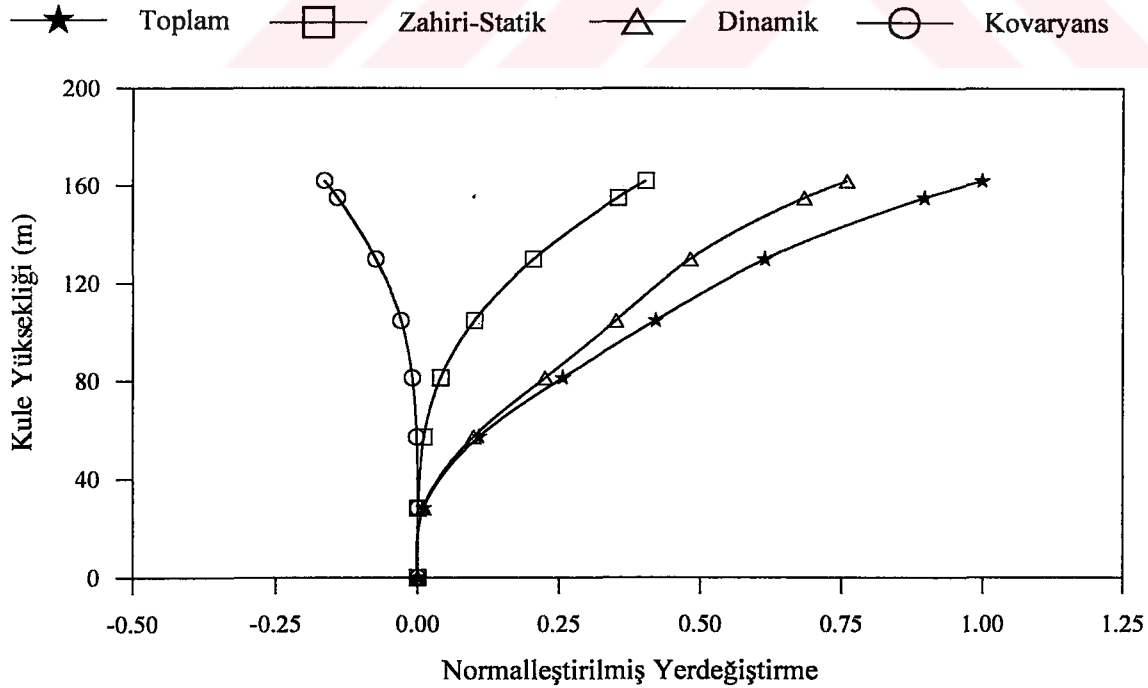
Şekil 140. Üiform yer hareketi için kule yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\infty$ )



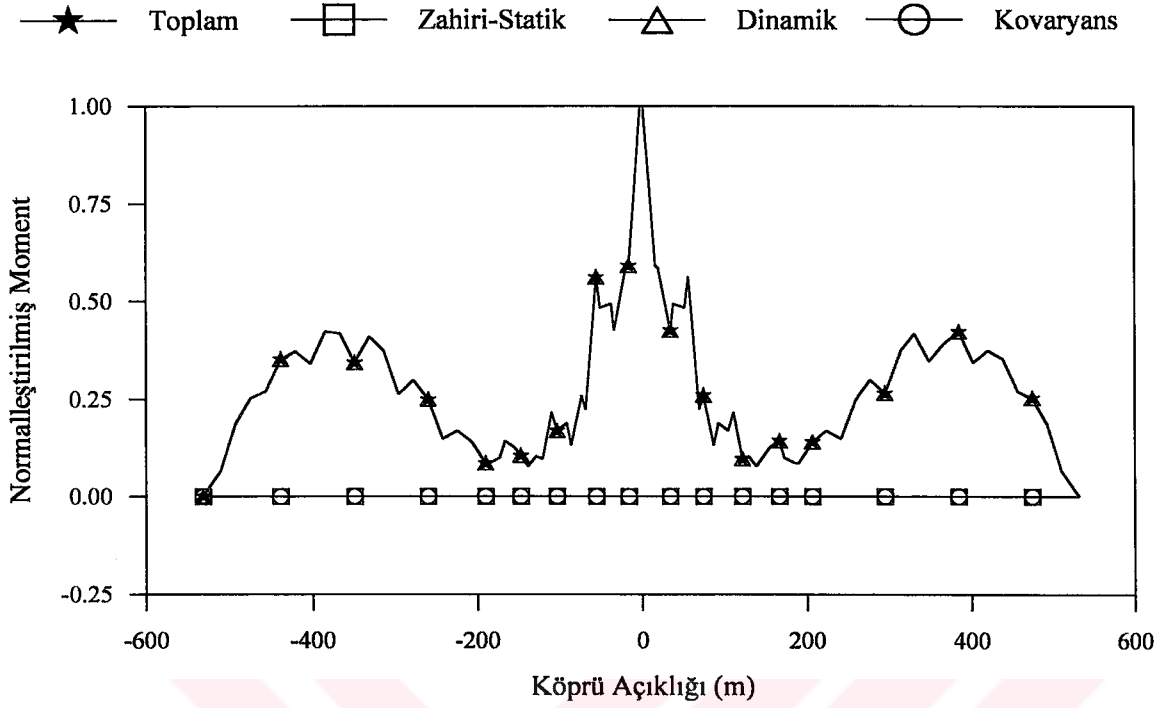
Şekil 141. Dalga yayılma etkisi için kule yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



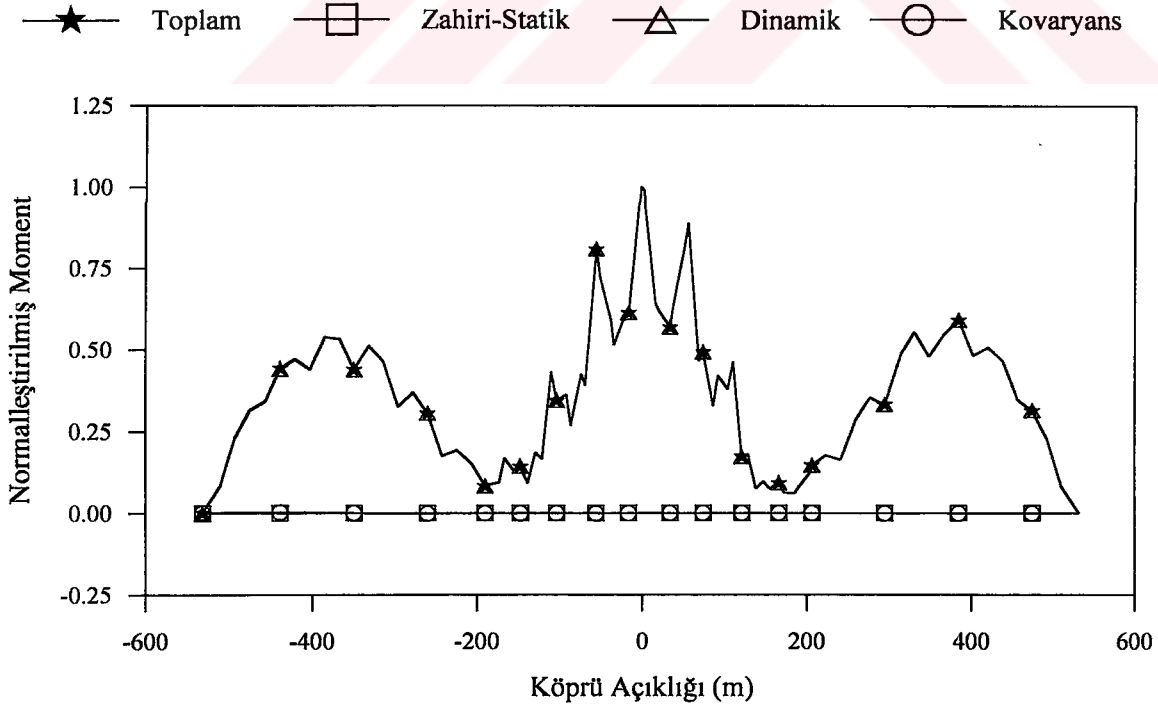
Şekil 142. Korelasyon etkisi için kule yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



Şekil 143. Genel durum için kule yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000m/s$ )

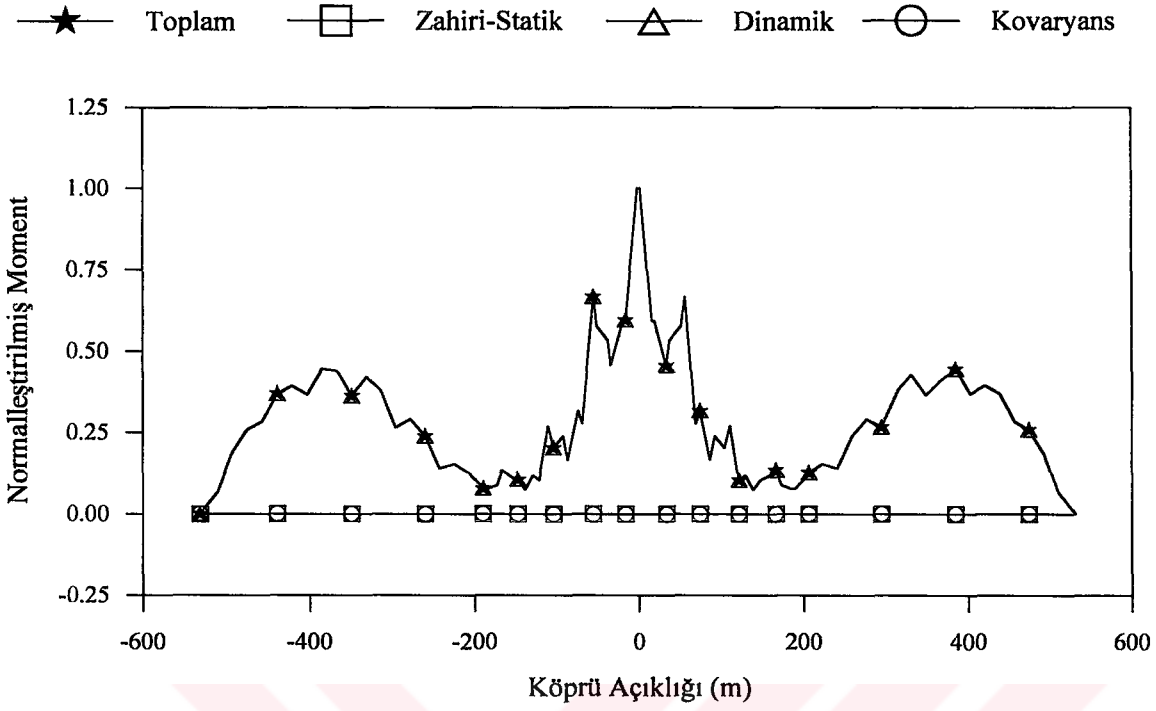


Şekil 144. Üniorm yer hareketi için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\text{sonsuz}$ )

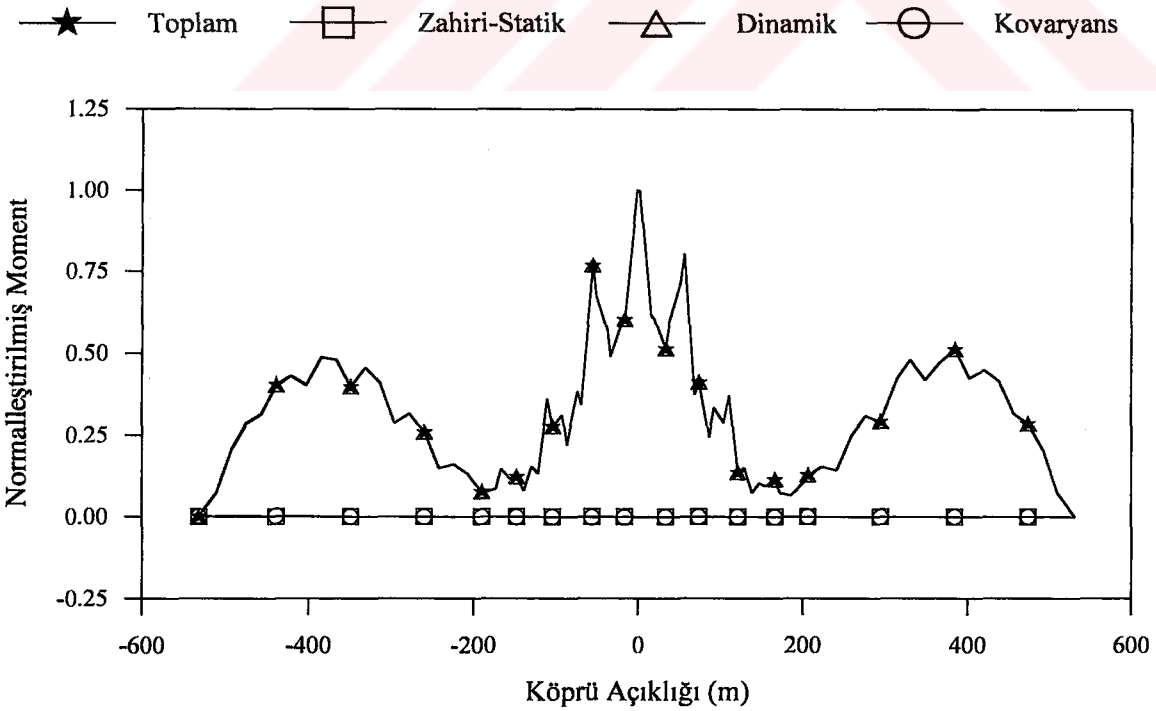


Şekil 145. Dalga yayılma etkisi için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )

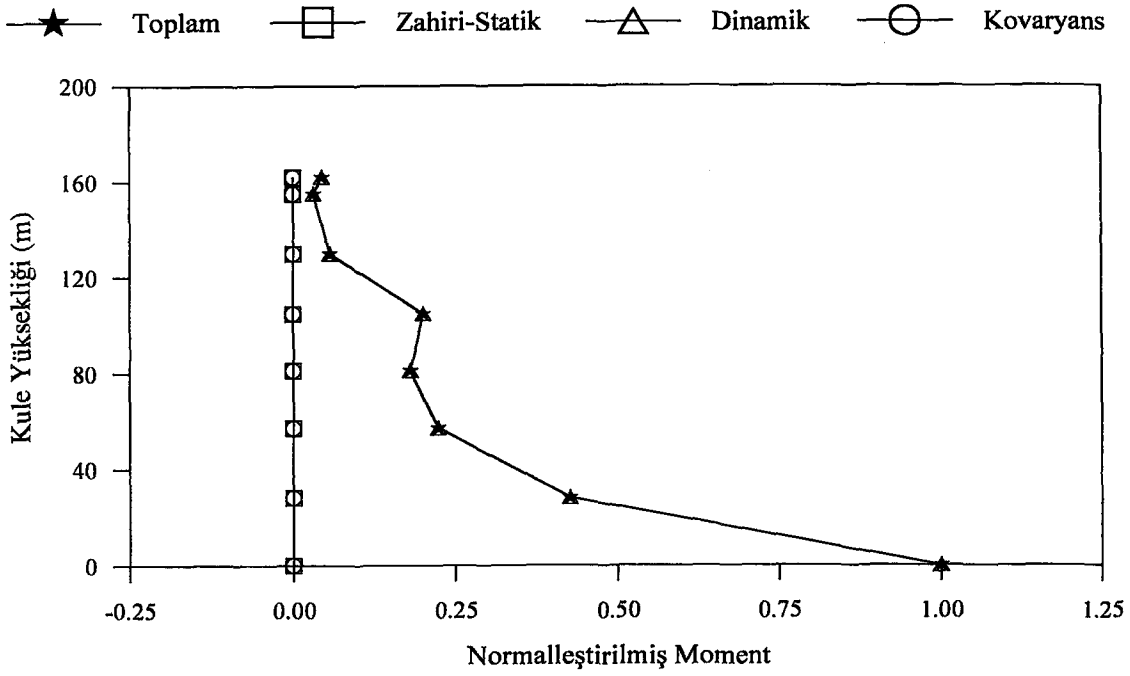




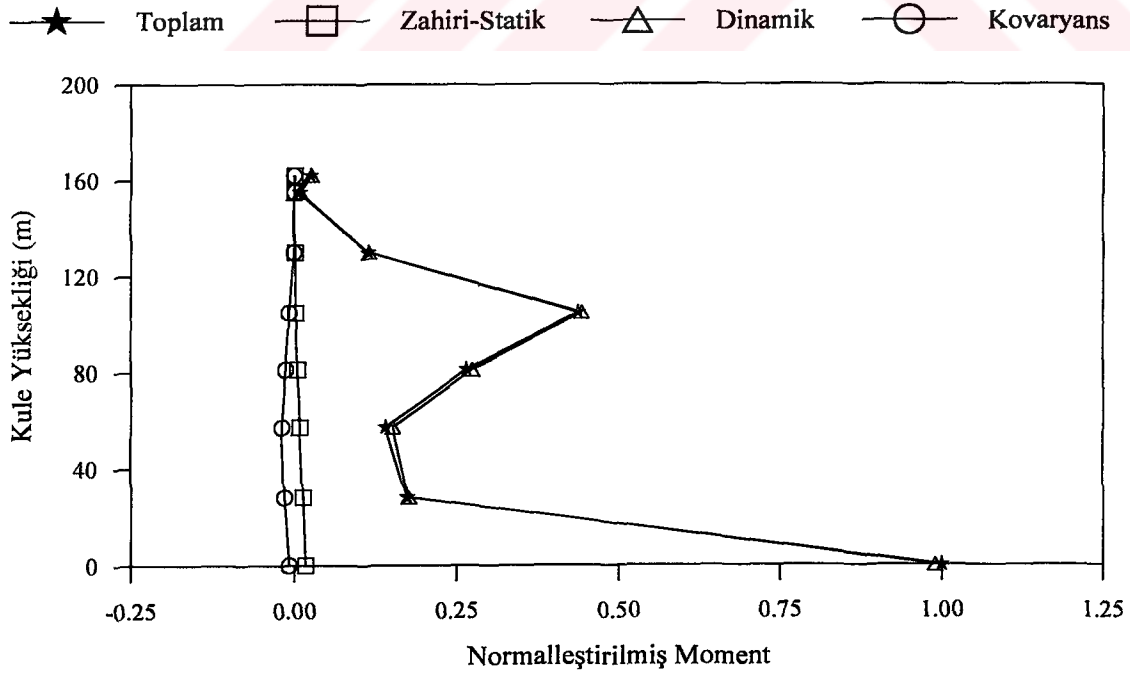
Şekil 146. Korelasyon etkisi için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



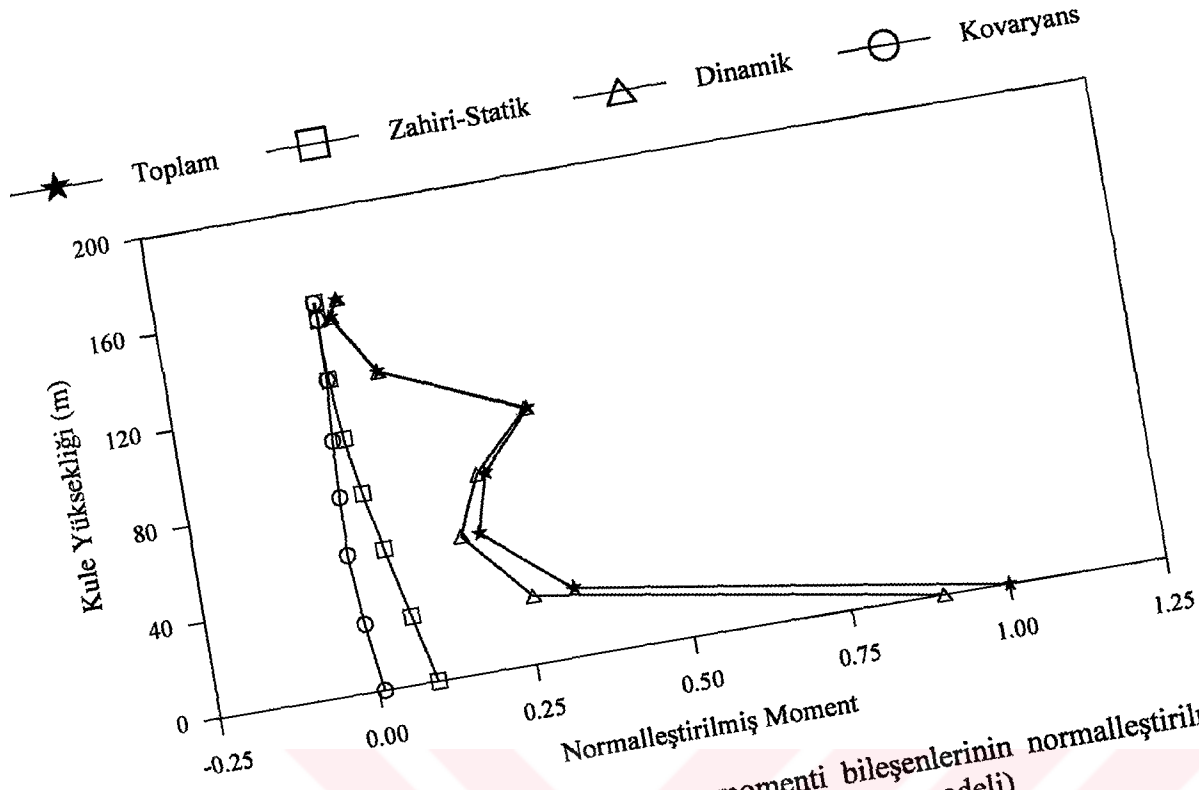
Şekil 147. Genel durum için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000m/s$ )



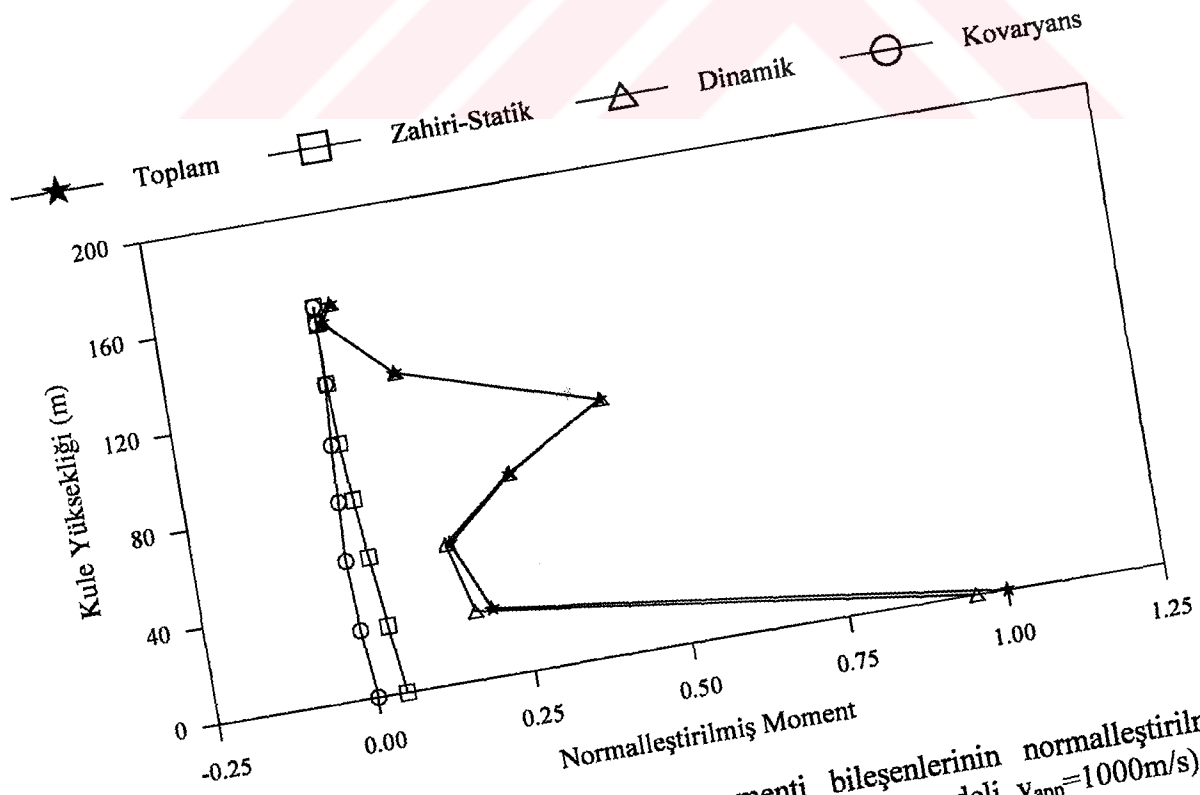
Şekil 148. Üniorm yer hareketi için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\text{sonsuz}$ )



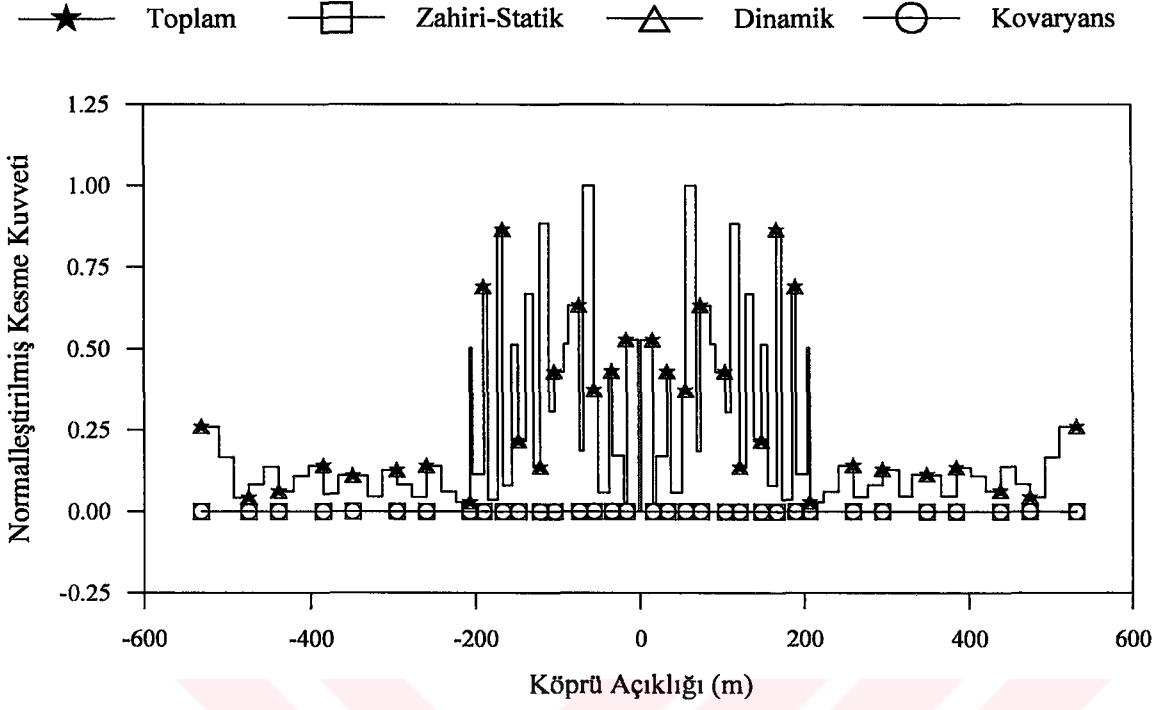
Şekil 149. Dalga yayılma etkisi için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



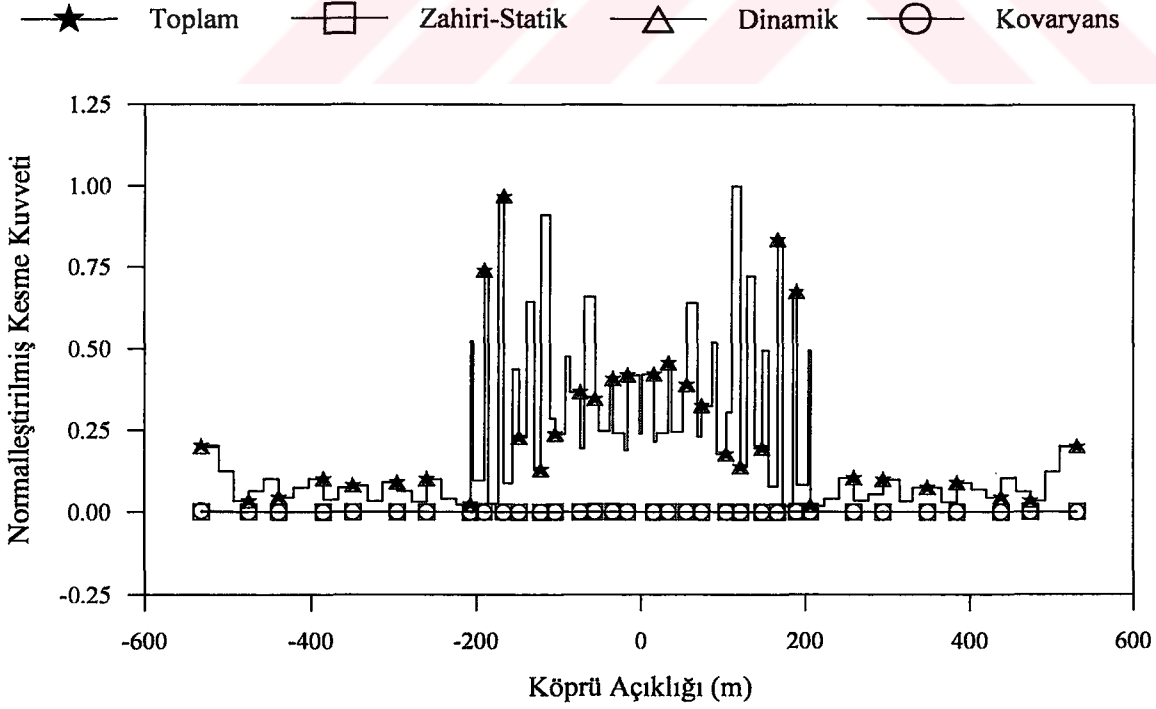
Şekil 150. Korelasyon etkisi için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



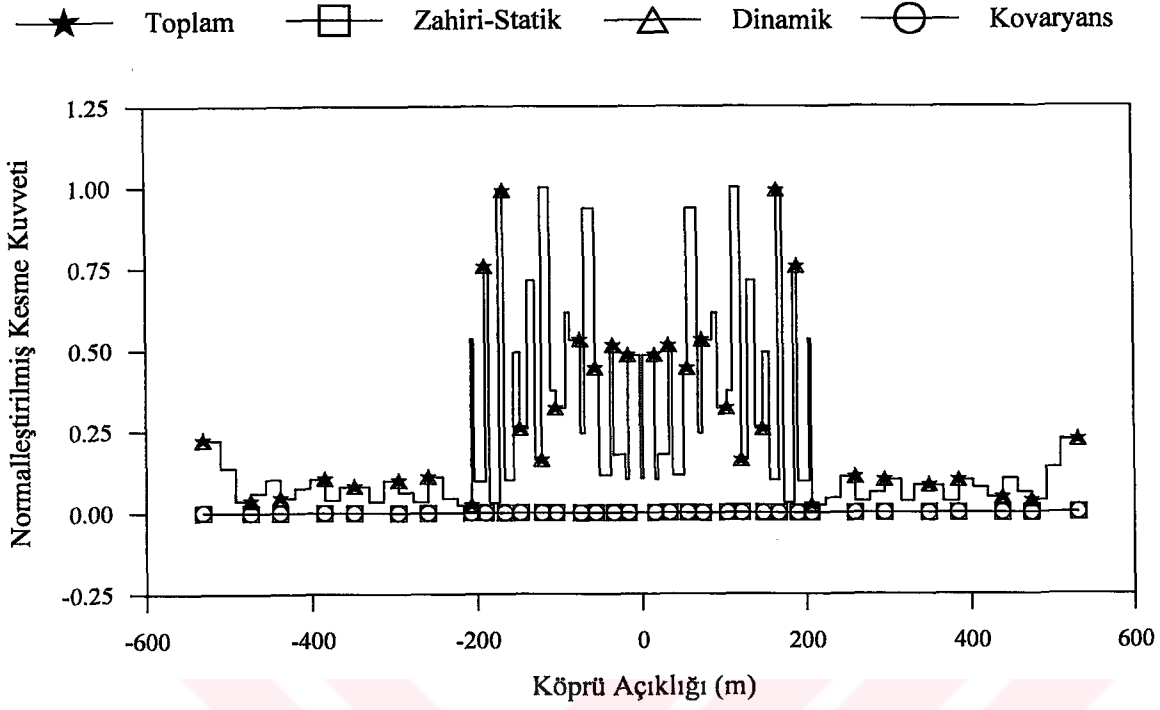
Şekil 151. Genel durum için kule eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000m/s$ )



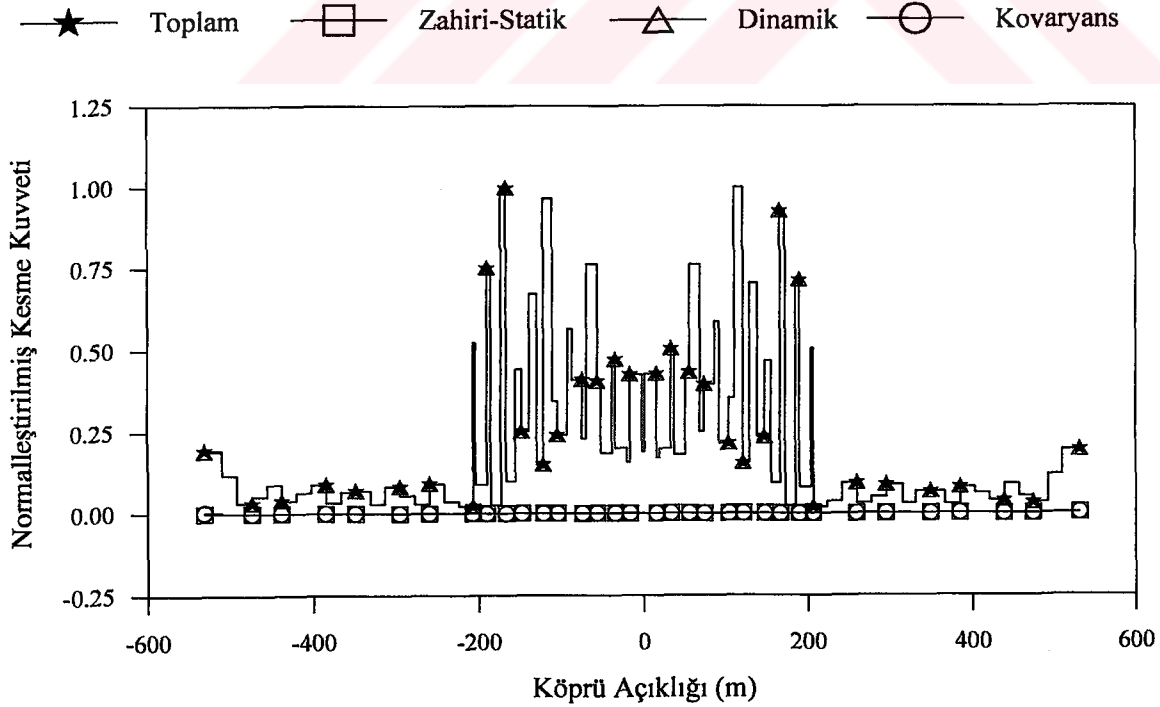
Şekil 152. Üniform yer hareketi için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\infty$ )



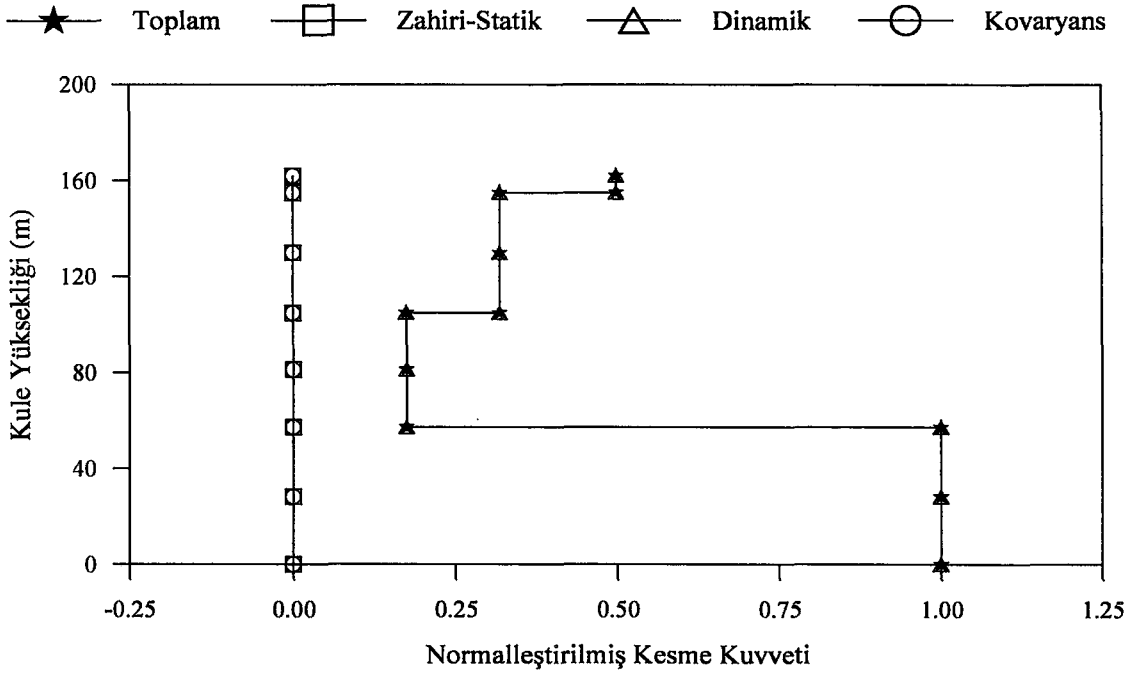
Şekil 153. Dalga yayılma etkisi için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



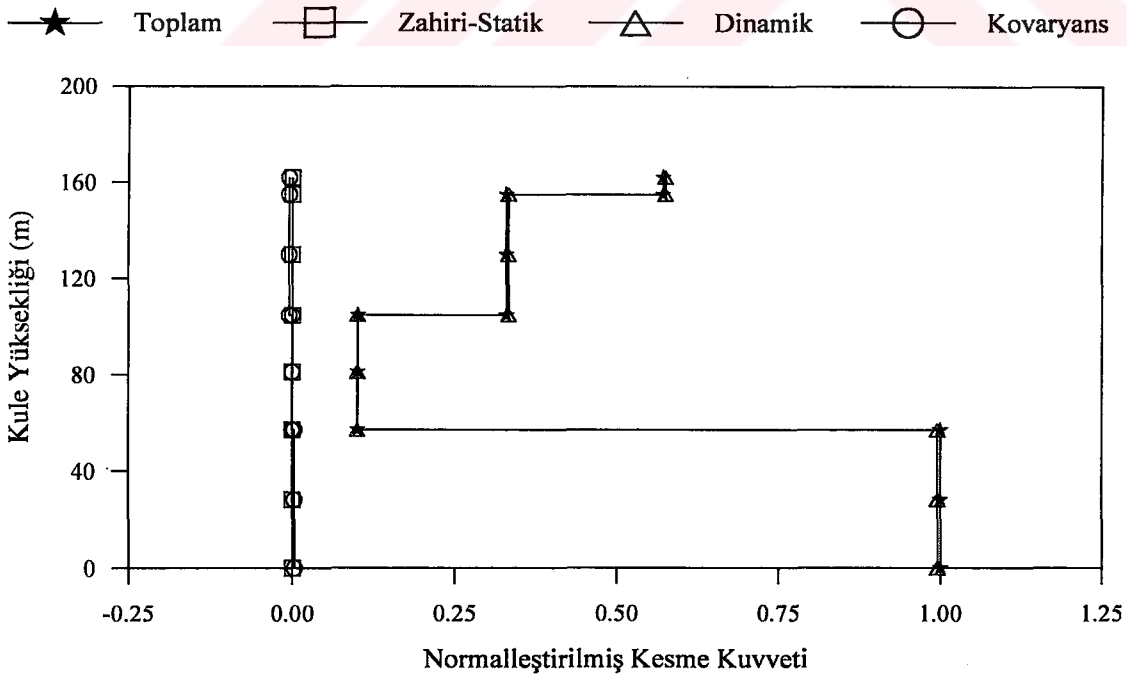
Şekil 154. Korelasyon etkisi için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



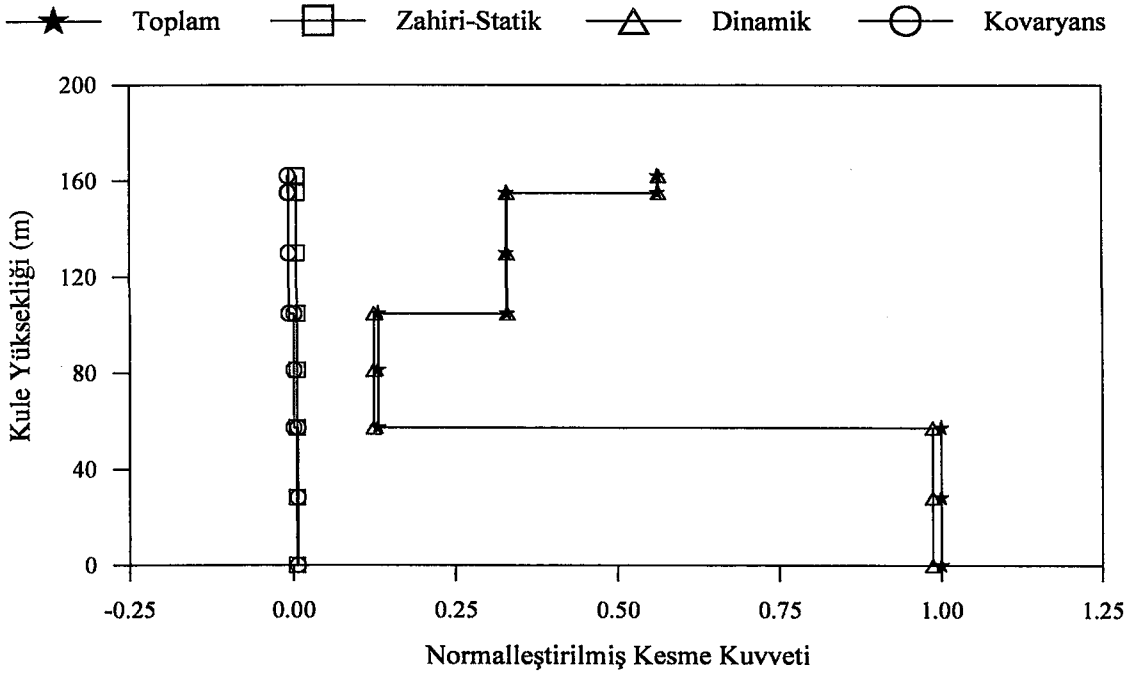
Şekil 155. Genel durum için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000m/s$ )



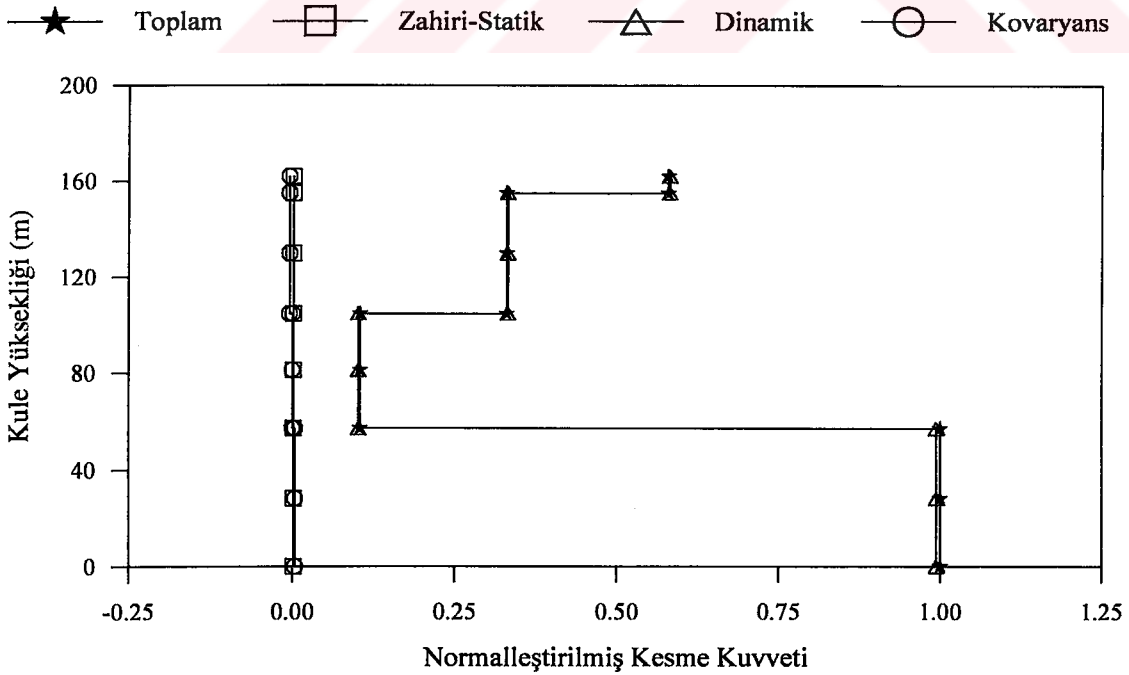
Şekil 156. Üniform yer hareketi için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\infty$ )



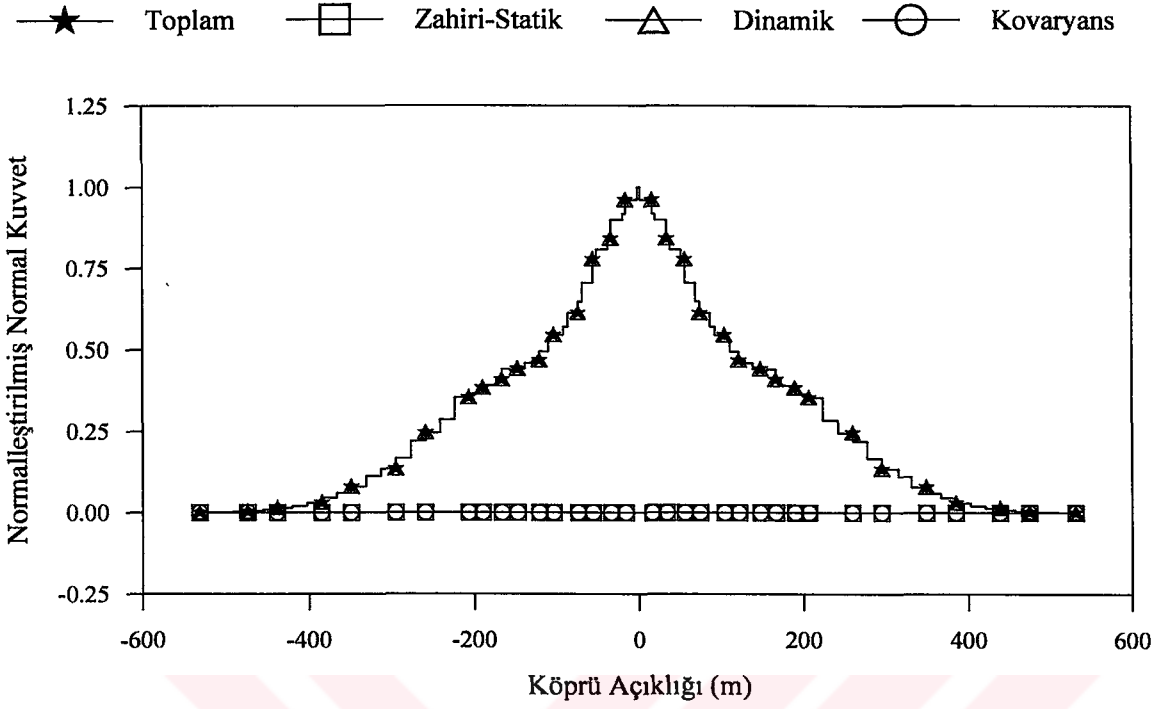
Şekil 157. Dalga yayılma etkisi için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



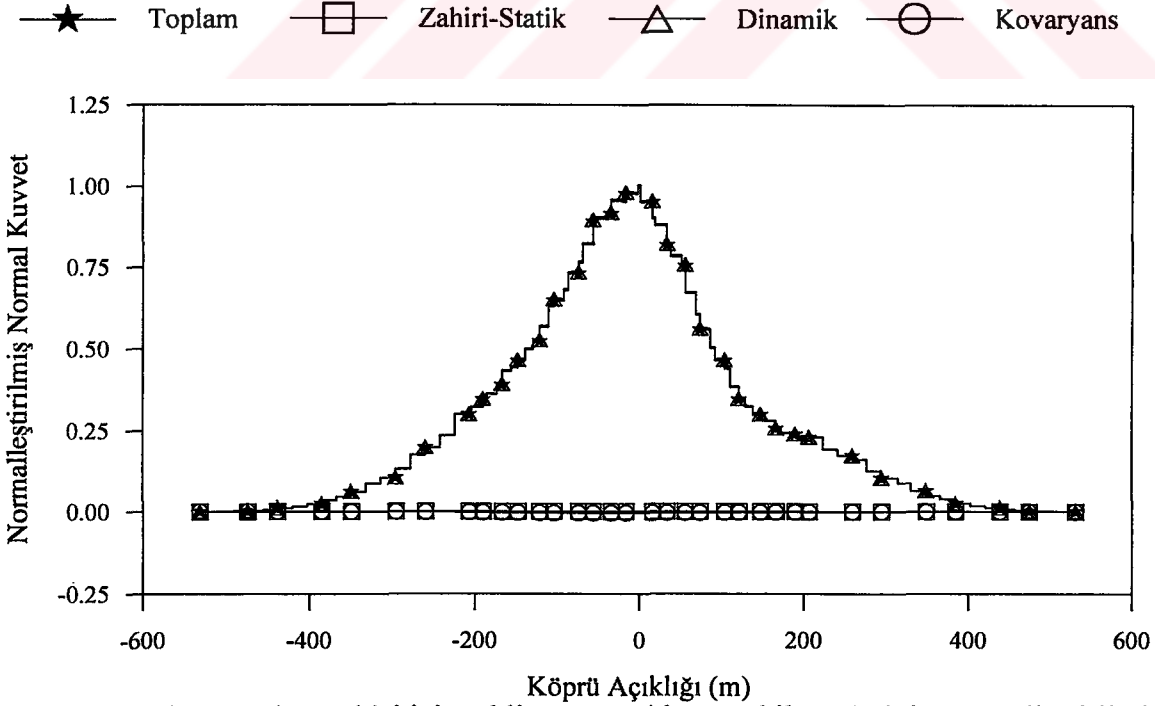
Şekil 158. Korelasyon etkisi için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



Şekil 159. Genel durum için kule kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000m/s$ )

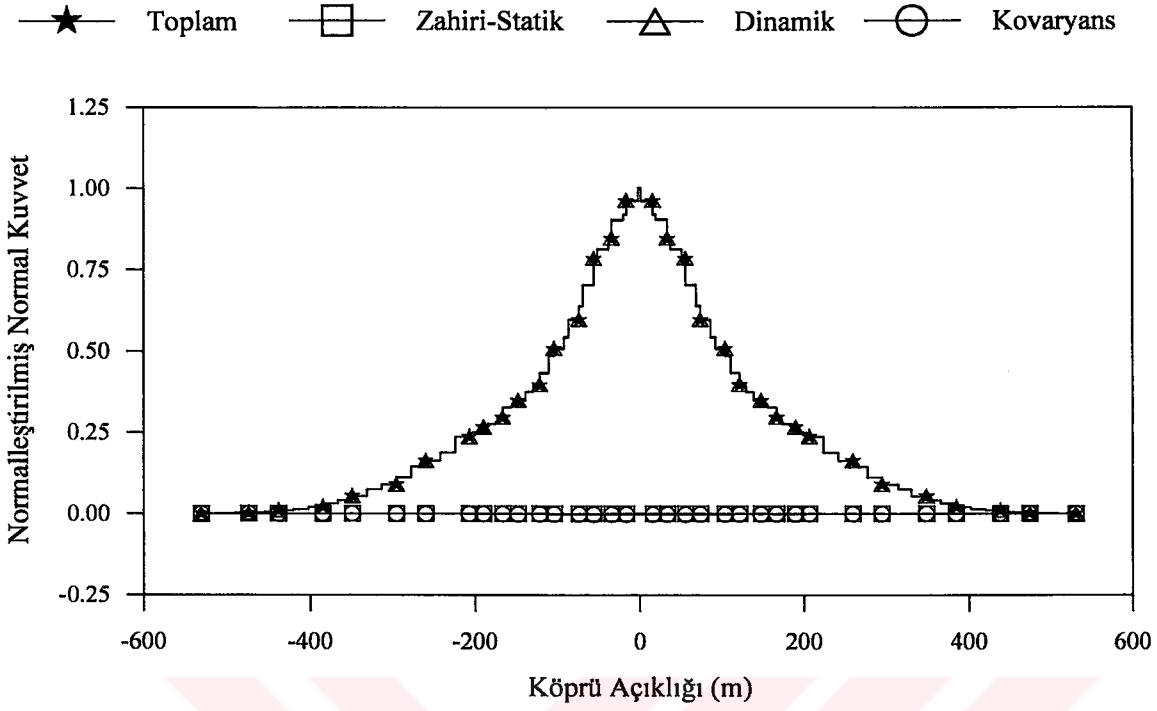


Şekil 160. Üniform yer hareketi için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\infty$ )

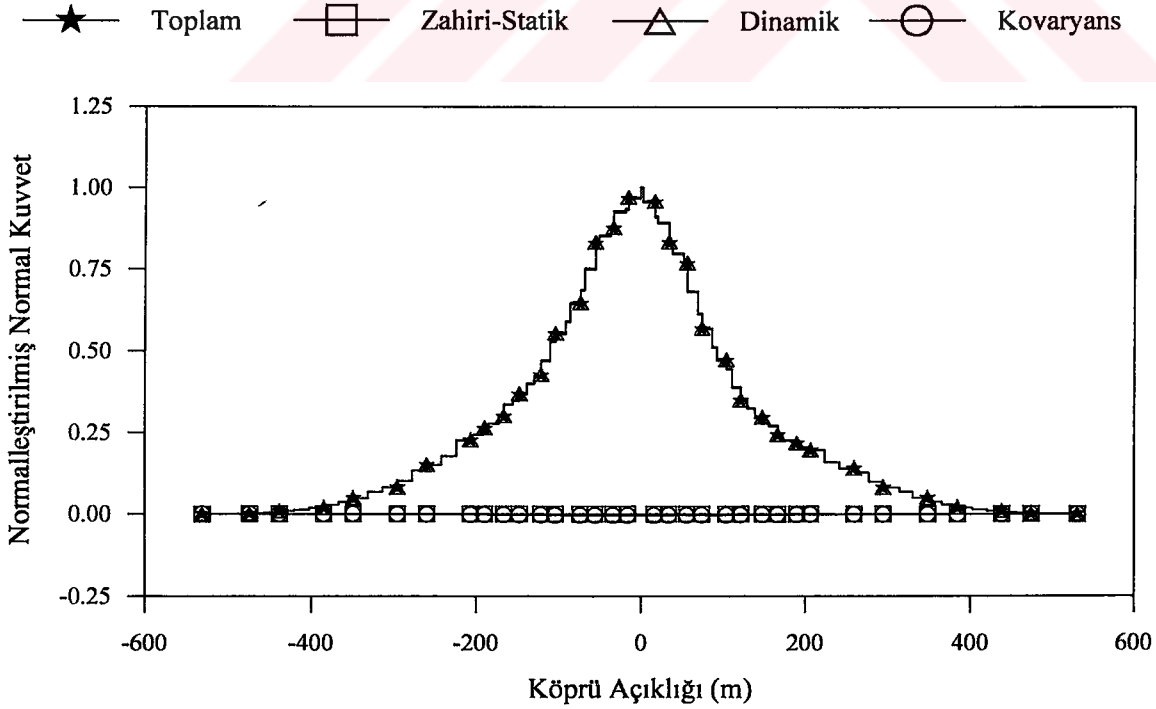


Şekil 161. Dalga yayılma etkisi için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )

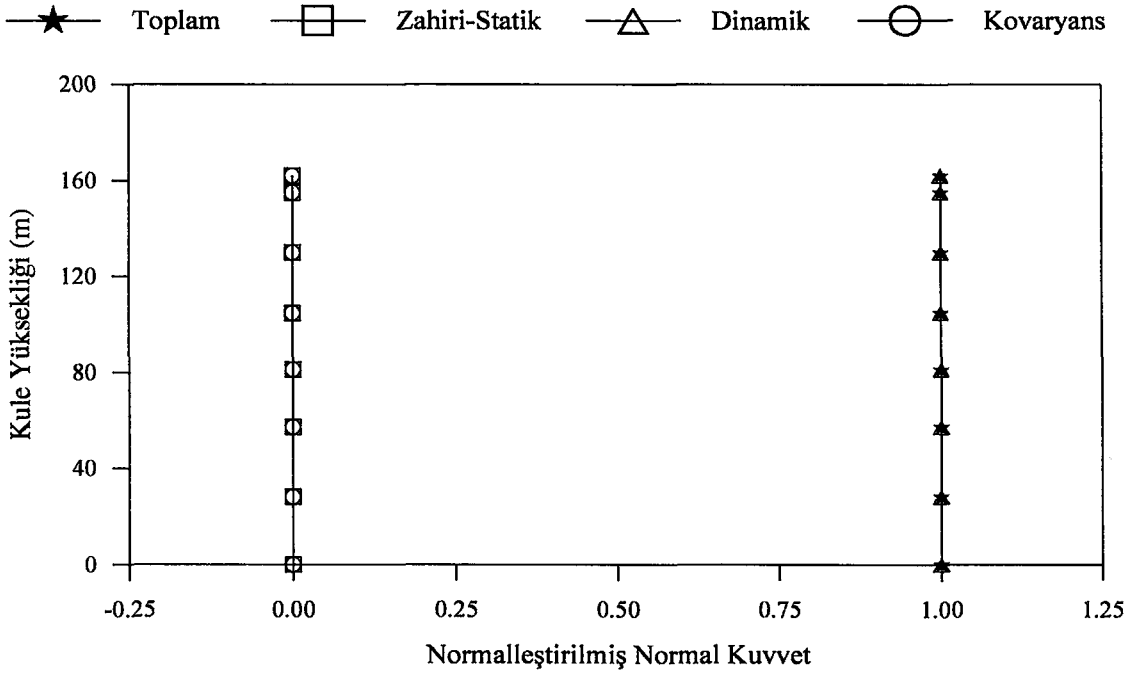




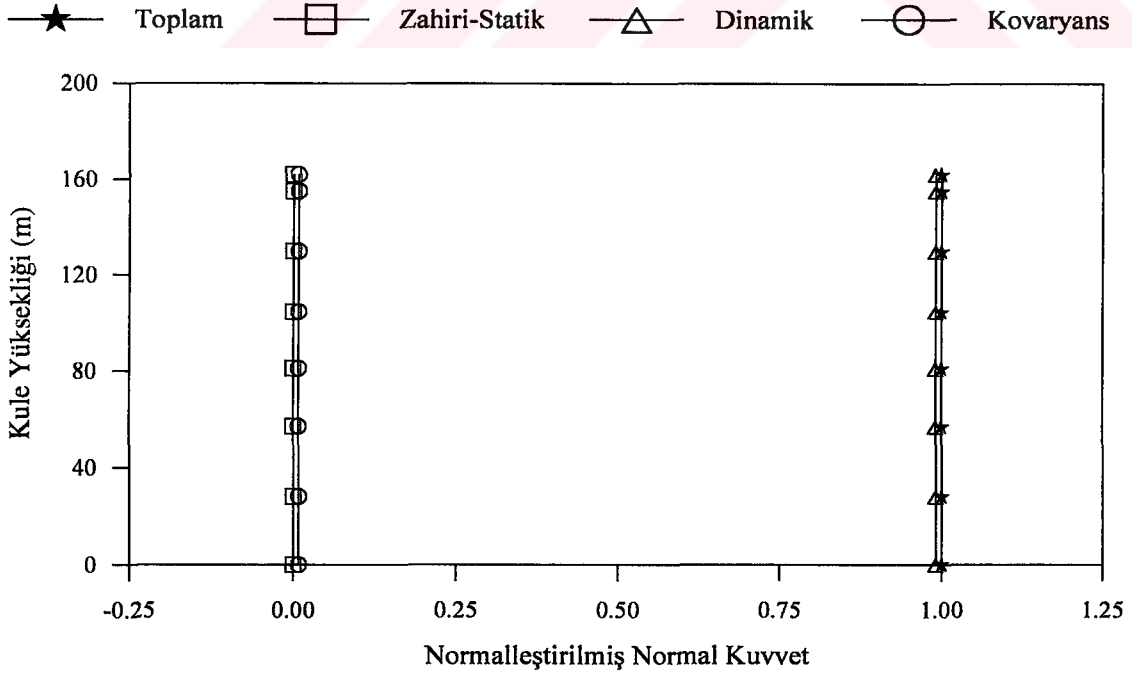
Şekil 162. Korelasyon etkisi için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



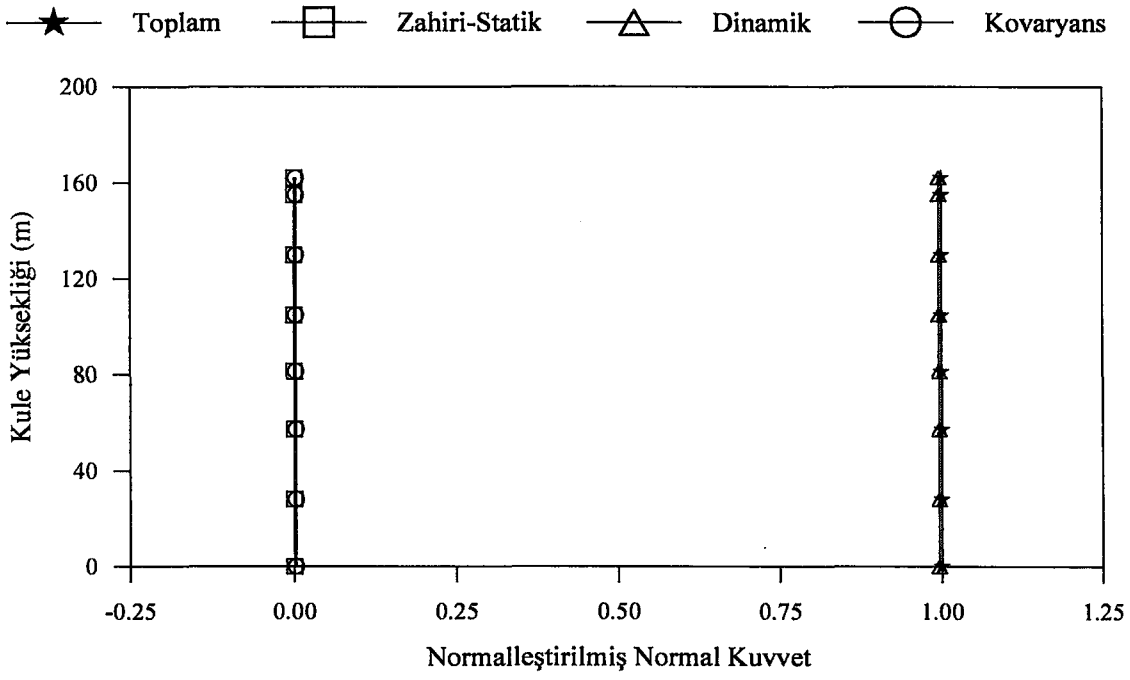
Şekil 163. Genel durum için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



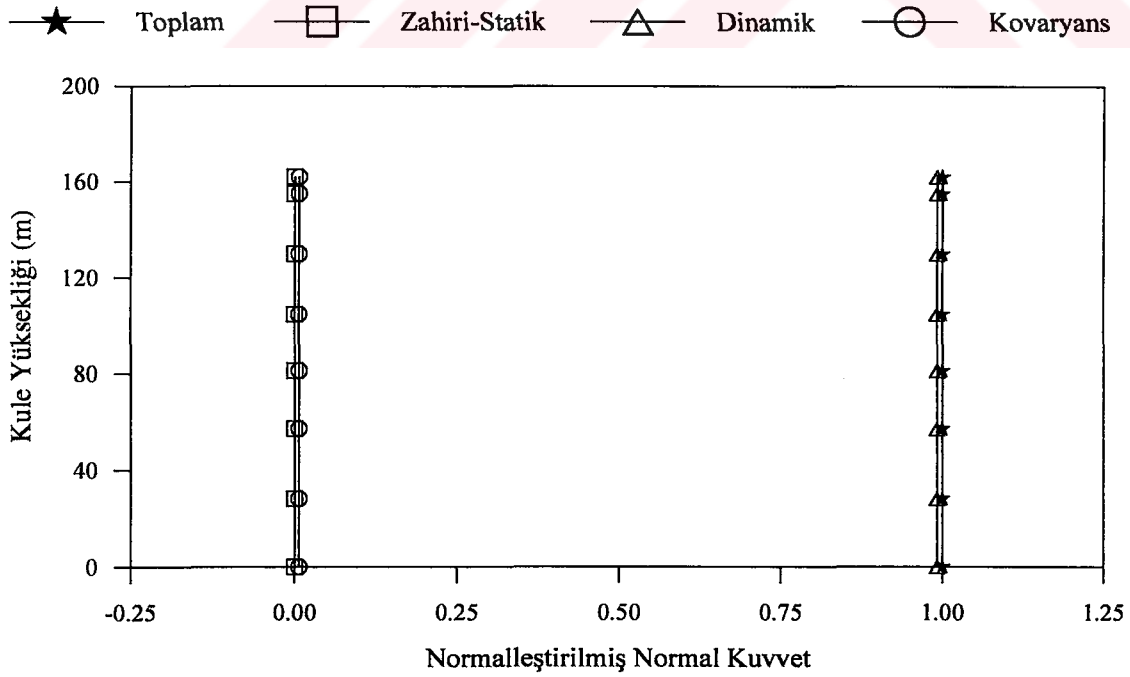
Şekil 164. Üniform yer hareketi için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=\text{sonsuz}$ )



Şekil 165. Dalga yayılma etkisi için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları ( $v_{app}=1000\text{m/s}$ )



Şekil 166. Korelasyon etkisi için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli)



Şekil 167. Genel durum için kule normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli,  $v_{app}=1000\text{m/s}$ )

### 3.2.4. Asma Köprülerin Dalga Yayılma, Korelasyon ve Zemin Etkileri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Bu bölümde asma köprünün mesnetlendiği zeminin homojen olmaması durumunda dalga yayılma ve korelasyon etkileri dikkate alınarak analizler gerçekleştirilmektedir. Köprünün mesnetlendiği zeminin dört bölgeye ayrıldığı ve analizlerde bu bölgelerde üç farklı zemin dağılışının olduğu kabul edilmiştir. Bunlar;

**A Durumu:** Köprünün bütün mesnetleri homojen ve sert zemine oturmakta olup, yer hareketi dalga yayılma hızı  $v_{app}=1000\text{m/s}$ , korelasyon etkisi olarak Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli kullanılmaktadır. Bu durumda (72) denklemindeki korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k \neq 1$ , dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d \neq 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$  olmaktadır.

**B Durumu:** Köprünün Avrupa yakasındaki mesnetleri orta zemine, Asya yakasındaki mesnetleri sert zemine oturmakta olup, yer hareketi dalga yayılma hızı olarak orta zemin için  $v_{app}=700\text{m/s}$ , sert zemin için  $v_{app}=1000\text{m/s}$ , korelasyon etkisi olarak Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli kullanılmaktadır. Burada (72) denklemindeki korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k \neq 1$ , dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d \neq 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z \neq 1$  olmaktadır.

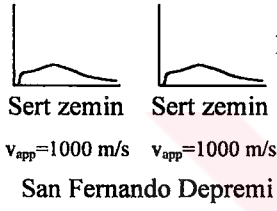
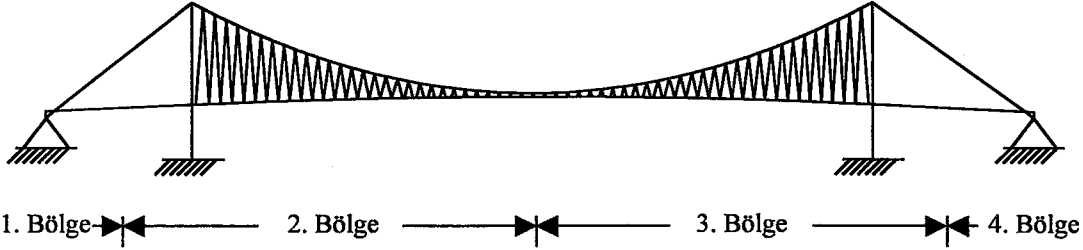
**C Durumu:** Köprünün Avrupa yakasındaki ankraj bloğu yumuşak zemine, kule ise orta zemine, Asya yakasındaki mesnetleri ise sert zemine oturmakta olup, yer hareketi dalga yayılma hızı olarak yumuşak zemin için  $v_{app}=400\text{m/s}$ , orta zemin için  $v_{app}=700\text{m/s}$ , sert zemin için  $v_{app}=1000\text{m/s}$ , korelasyon etkisi olarak Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli kullanılmaktadır. Burada da, B durumunda olduğu gibi (72) denklemindeki korelasyon etkisi  $|\gamma_{lm}(\omega)|^k \neq 1$ , dalga yayılma etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^d \neq 1$  ve zemin etkisi  $\gamma_{lm}(\omega)^z \neq 1$  olmaktadır.

Yapılan analizlerde korelasyon modeli olarak Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli, yer hareketi dalga yayılma hızı olarak yumuşak zemin için  $v_{app}=400\text{m/s}$ , orta zemin için  $v_{app}=700\text{m/s}$  ve sert zemin için  $v_{app}=1000\text{m/s}$ , yer hareketi olarak 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni kullanılmıştır. Şekil 168’de homojen ve homojen olmayan zemin ortamındaki yer hareketine maruz asma köprü ve köprünün mesnetlendiği zeminin dört bölgeye ayrılmış hali görülmektedir.

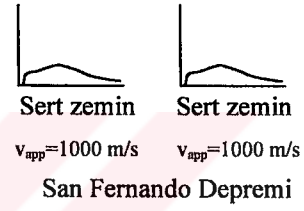
#### **3.2.4.1. Ortalama Maksimum Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetlerinin İncelenmesi**

Yukarıda belirtilen üç durumda köprü tabliye ve kulelerinde hesaplanan ortalama maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler ile toplam eleman kuvvetleri Şekil 169 – Şekil 186’da görülmektedir. Şekillerden görüldüğü üzere A durumundaki homojen zemin için hesaplanan değerler en küçükken, C durumundaki homojen olmayan zemin için elde edilen değerler genellikle en büyüktür. Sadece Şekil 183’deki Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetlerinde B durumunda elde edilen değerler daha büyük çıkmıştır. Bu durum Avrupa yakasındaki ankraj bloğunun yumuşak zemine oturması kuledeki kesme kuvvetlerini azalmaktadır şeklinde açıklanabilir.

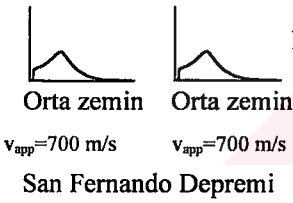
Yine şekillerden görüleceği üzere Avrupa yakası kulesinde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Asya yakası kulesinde elde edilenlerden daha büyük olmaktadır. Bunun sebebi Avrupa yakasında köprünün mesnetlendiği zemin sert zeminden yumuşak zemine doğru değişirken, Asya yakasında köprünün mesnetlendiği zemin değişmeyip hep sert zemin olarak kalmaktadır.



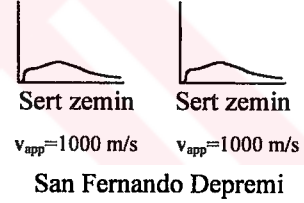
Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli



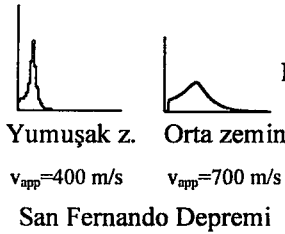
(a)



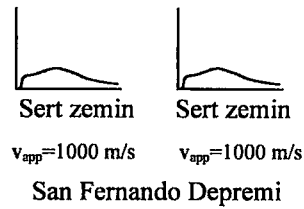
Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli



(b)



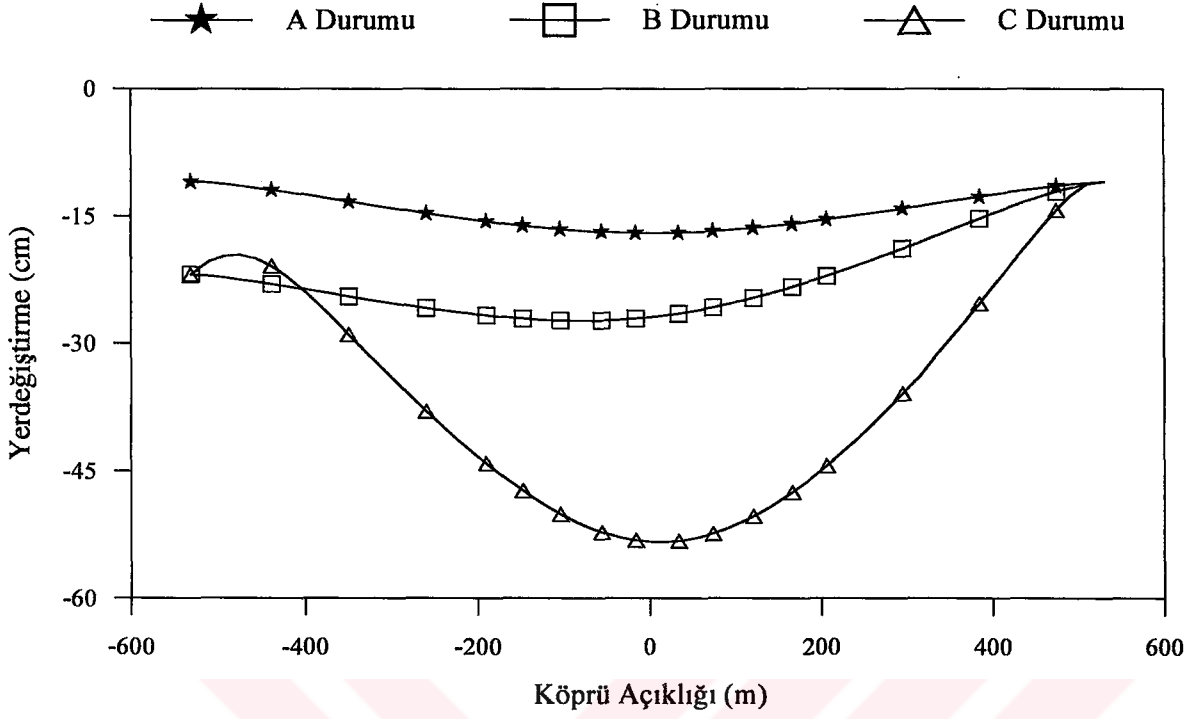
Harichandran ve Vanmarcke korelasyon modeli



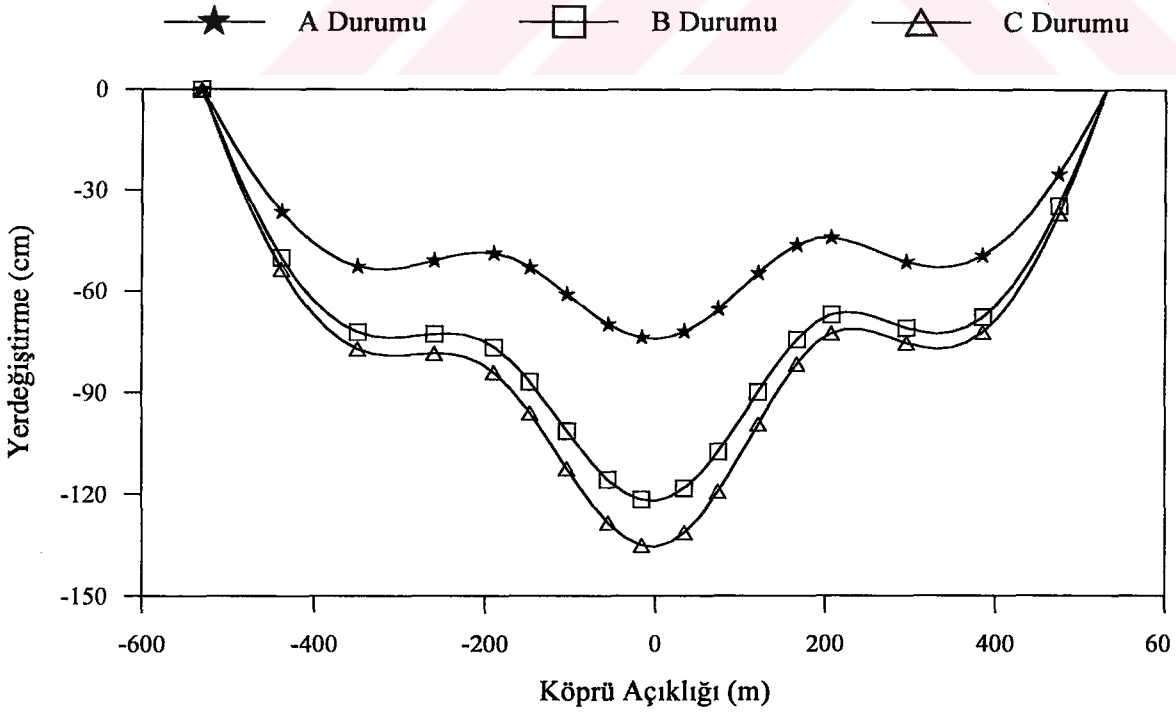
(c)

Şekil 168. Homojen ve homojen olmayan zemin ortamındaki yer hareketine maruz asma köprü (S : Sert zemin, O : Orta zemin, Y : Yumuşak zemin)

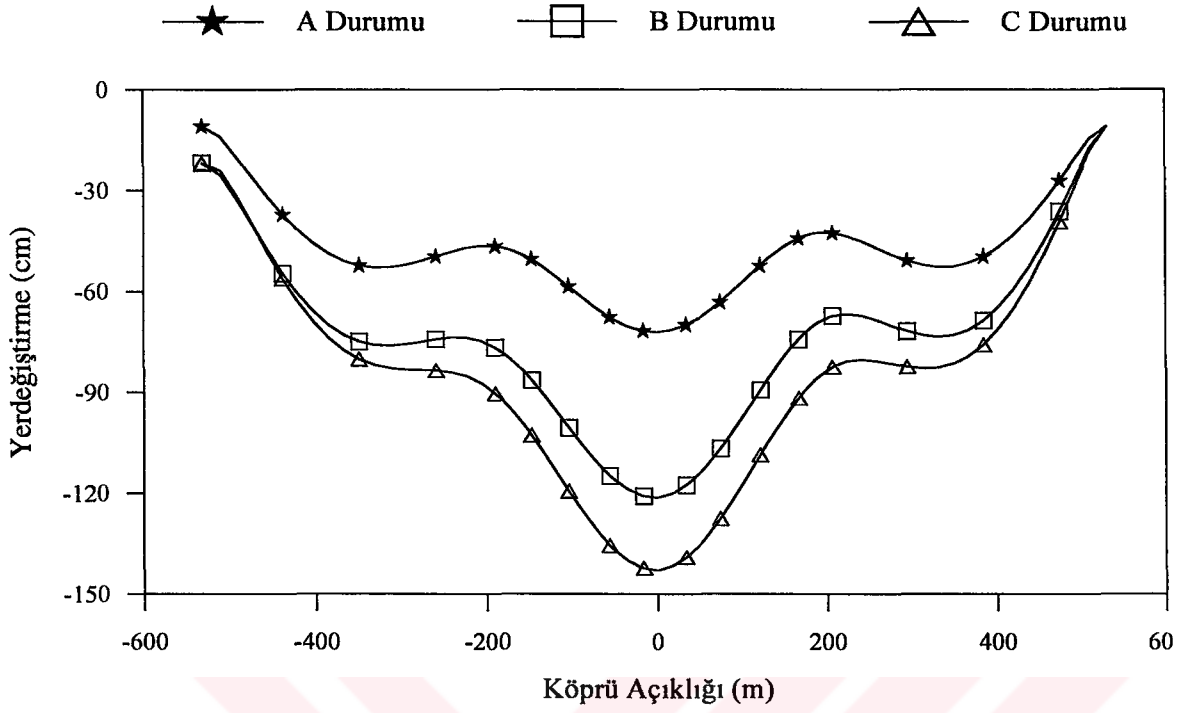
- (a) Homojen zemin (SSSS)
- (b) Homojen olmayan zemin (OOSS)
- (c) Homojen olmayan zemin (YOSS)



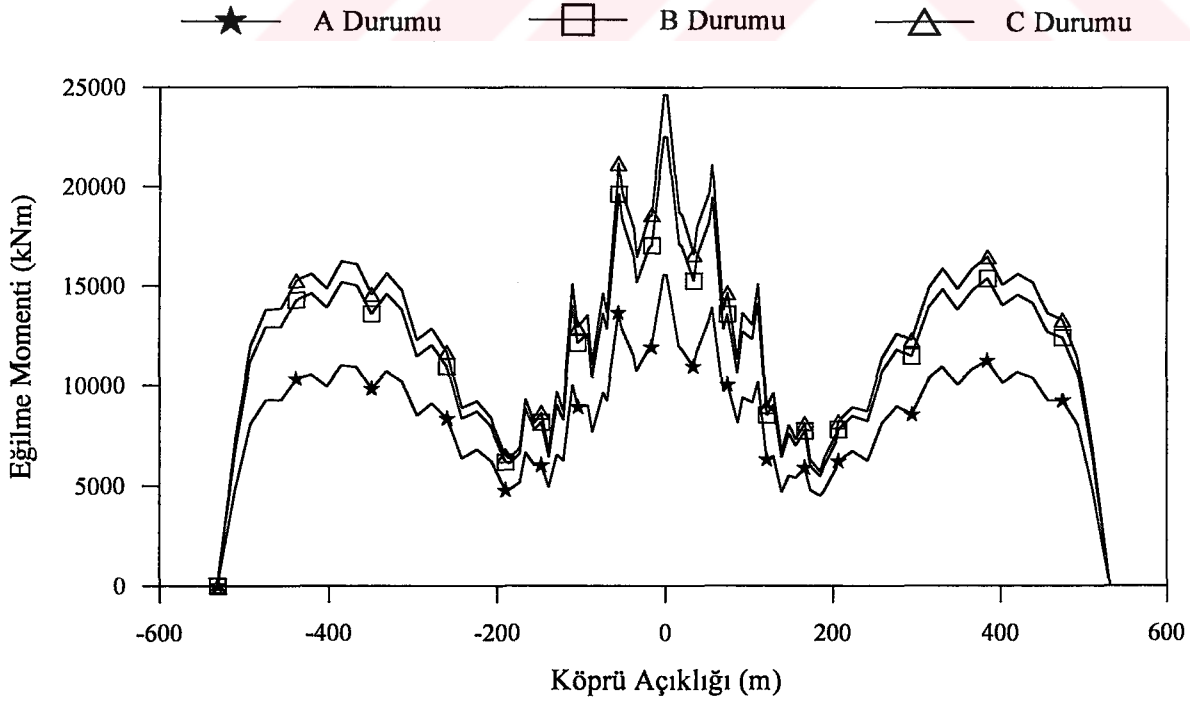
Şekil 169. Homojen olmayan zemin için tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri



Şekil 170. Homojen olmayan zemin için tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri

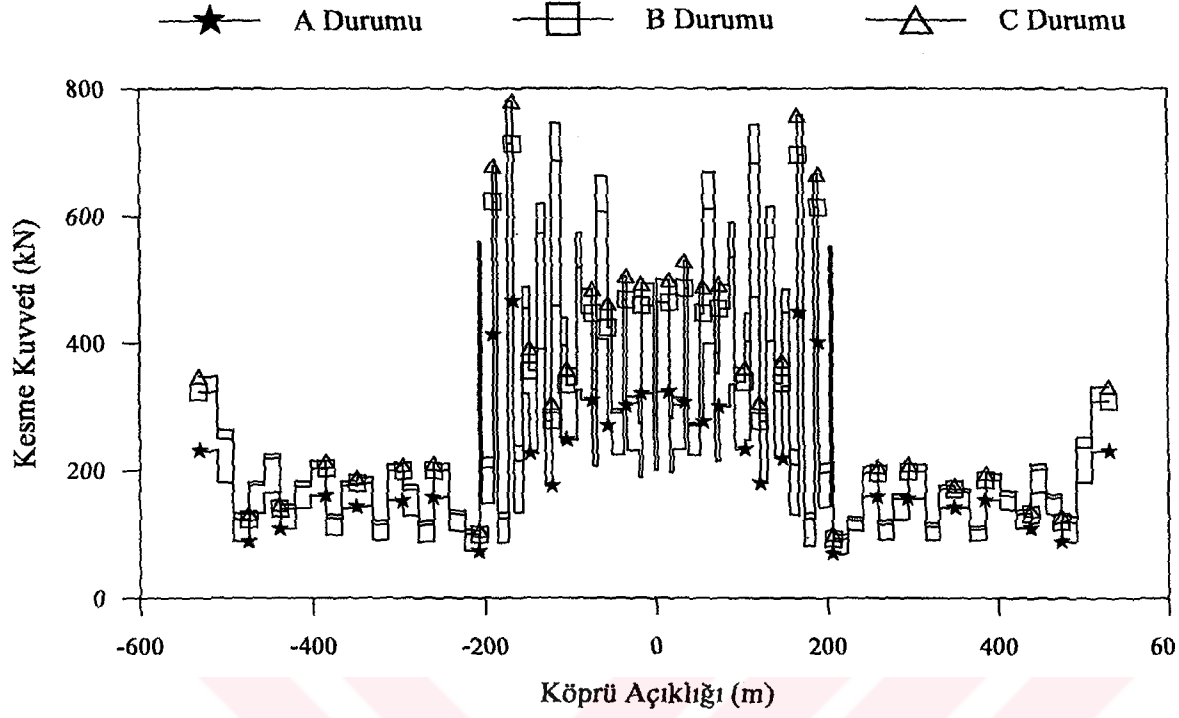


Şekil 171. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri

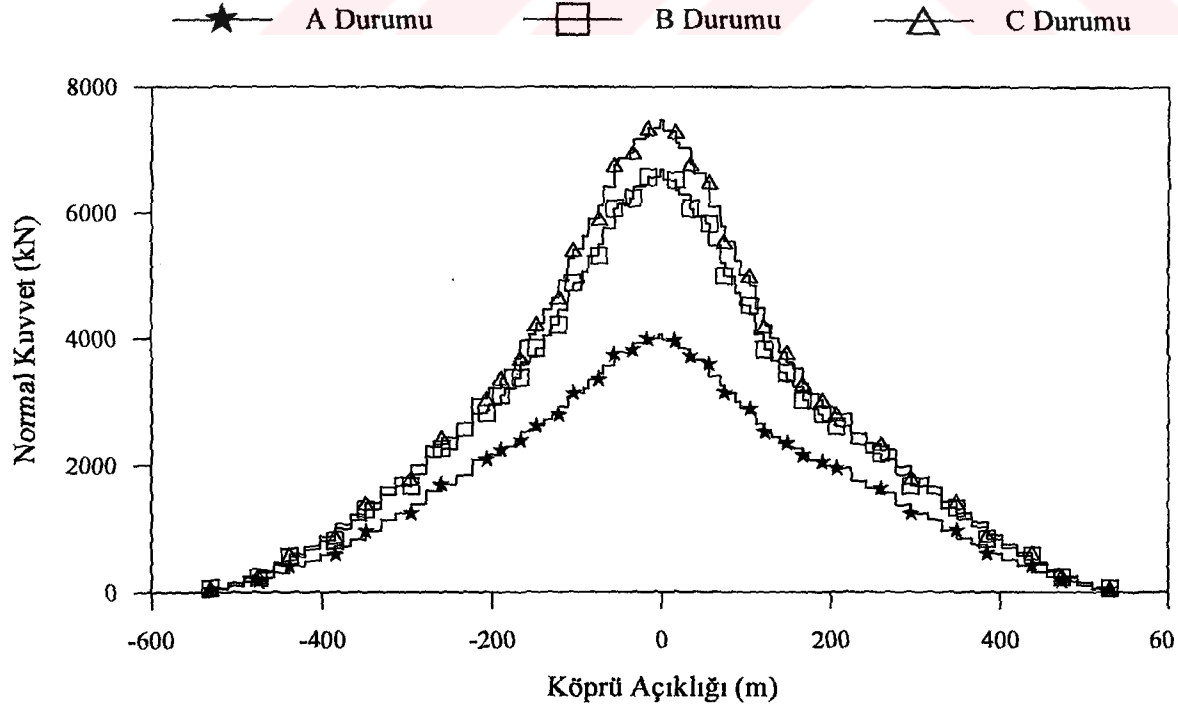


Şekil 172. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam eğilme momentleri

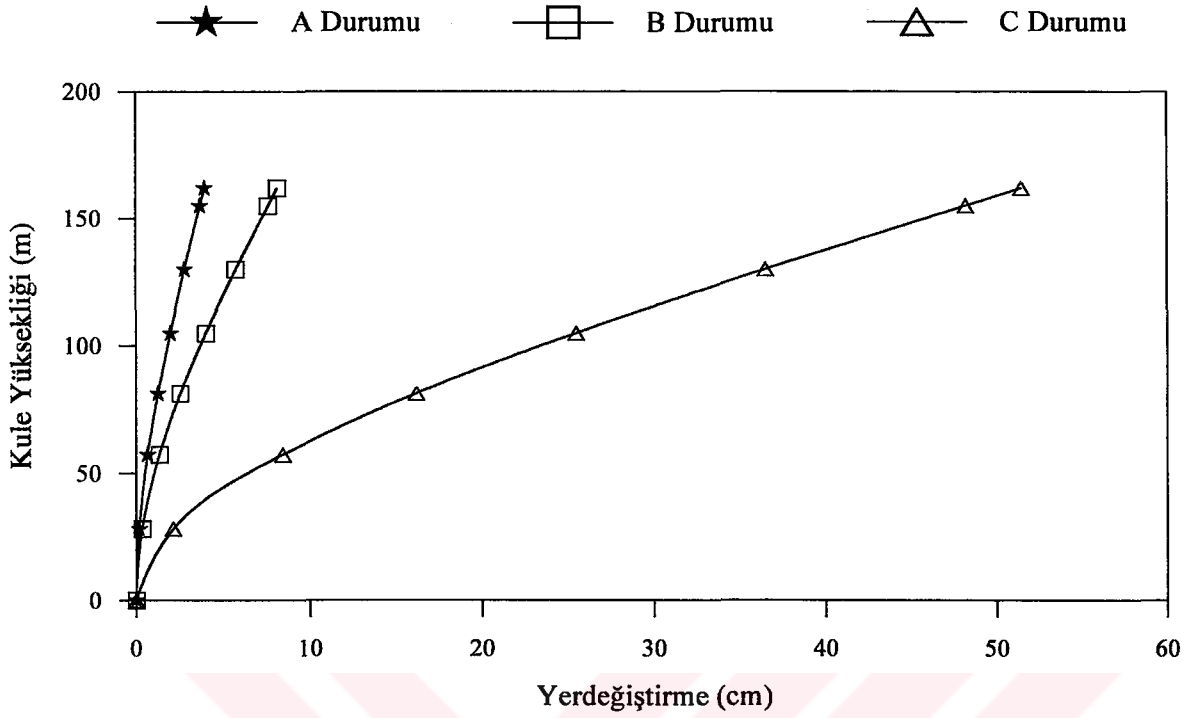




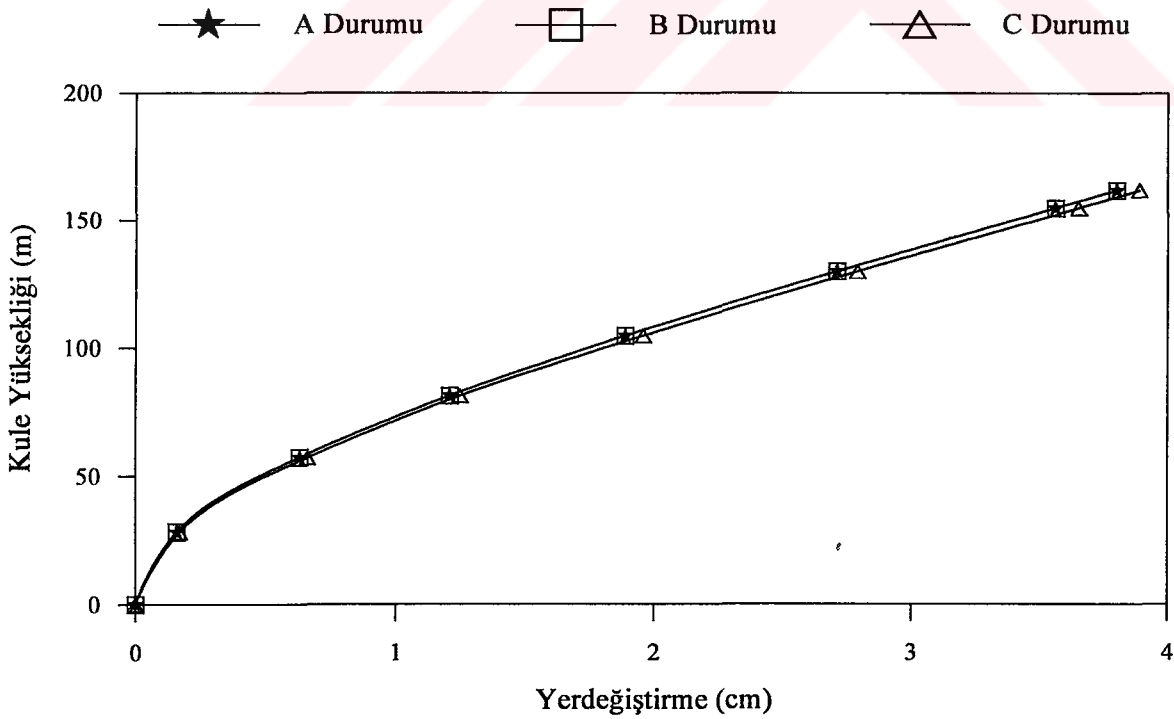
Şekil 173. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam kesme kuvvetleri



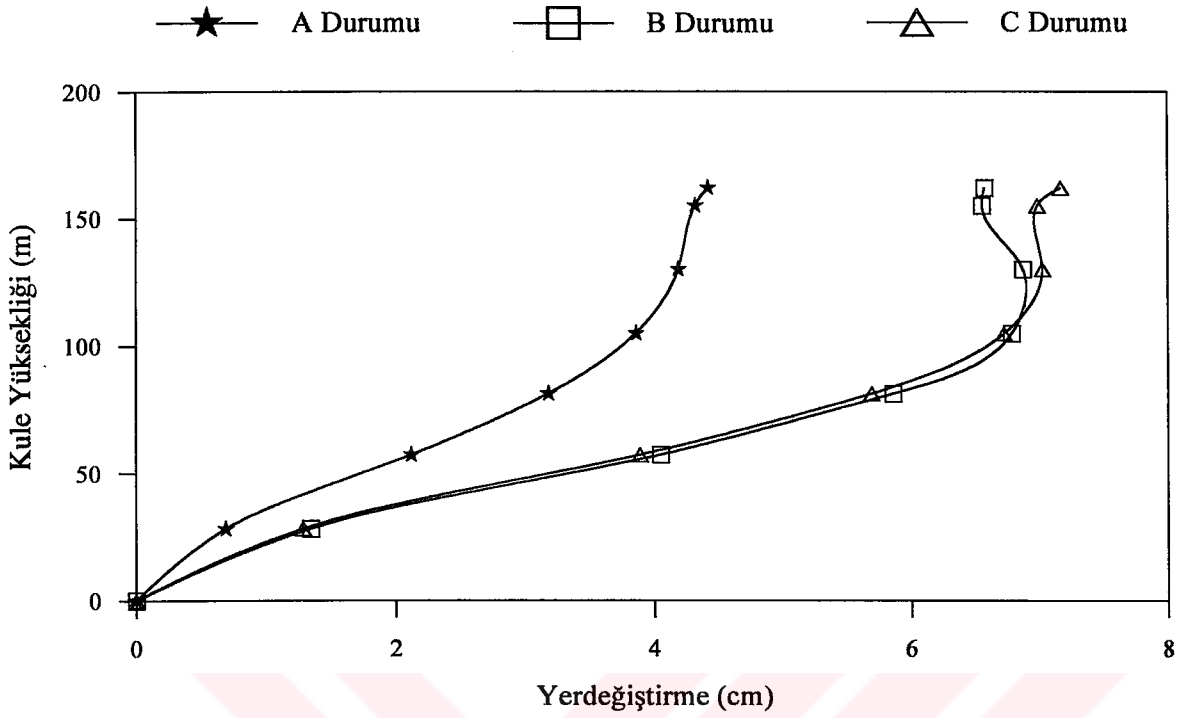
Şekil 174. Homojen olmayan zemin için tabliye toplam normal kuvvetleri



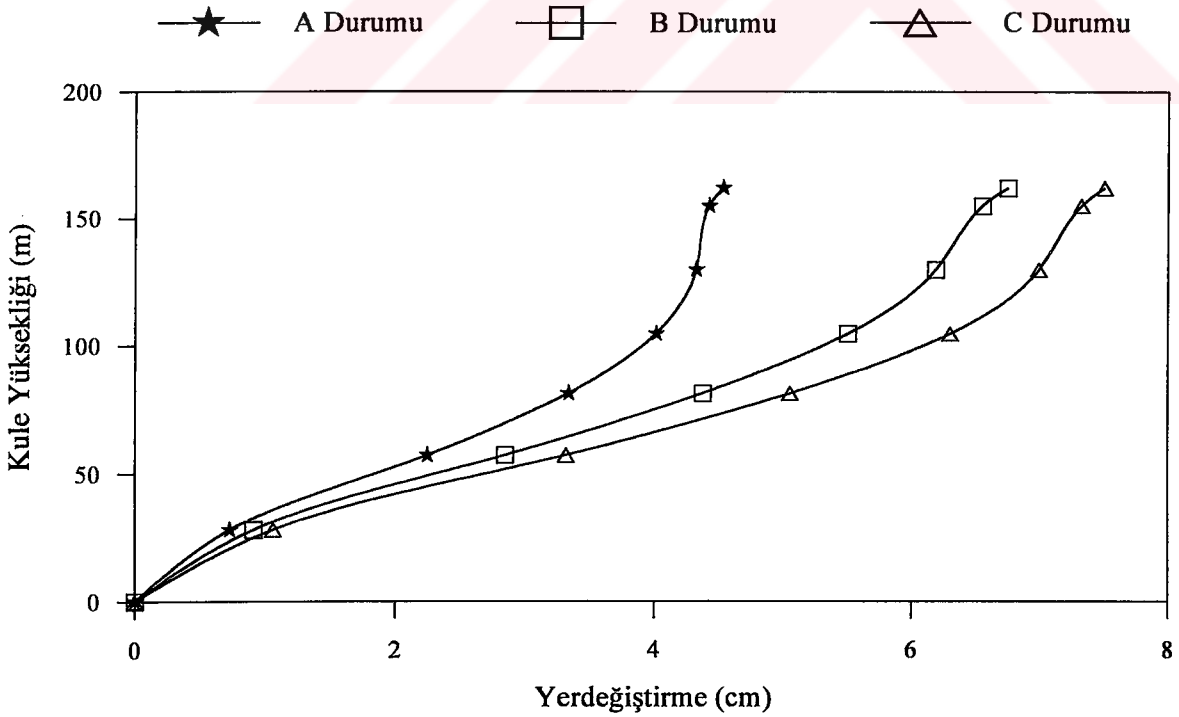
Şekil 175. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi zahiri-statik yatay yerdeğıştirmeleri



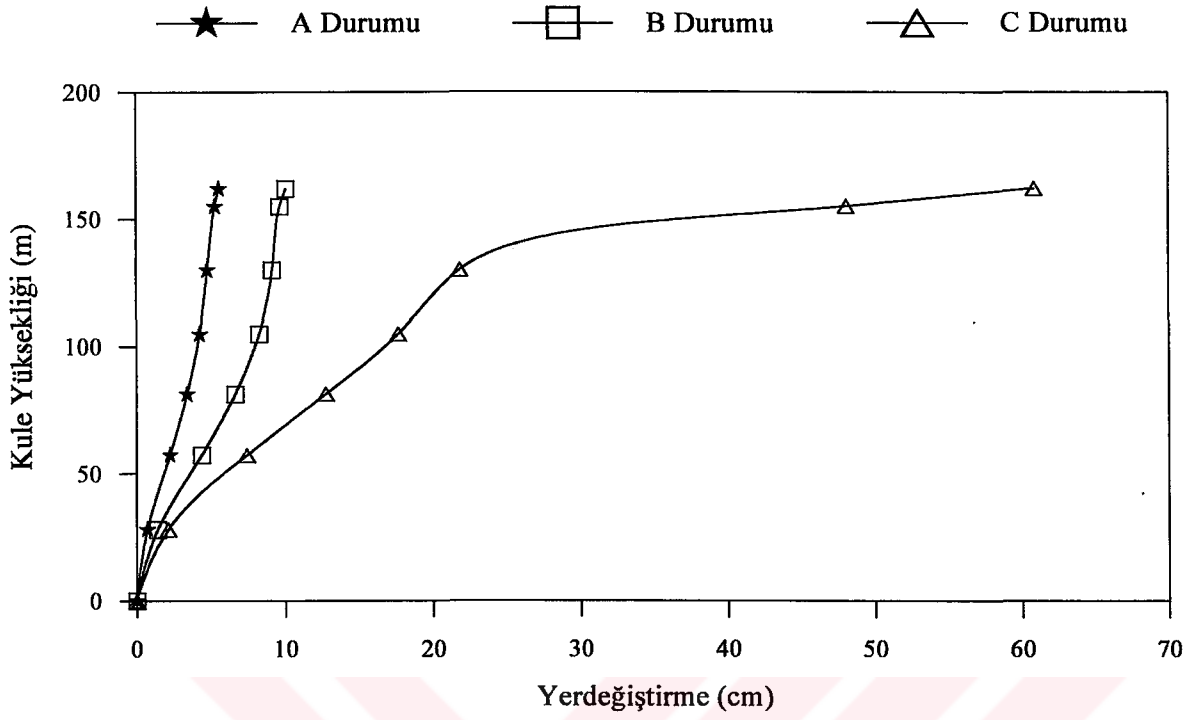
Şekil 176. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi zahiri-statik yatay yerdeğıştirmeleri



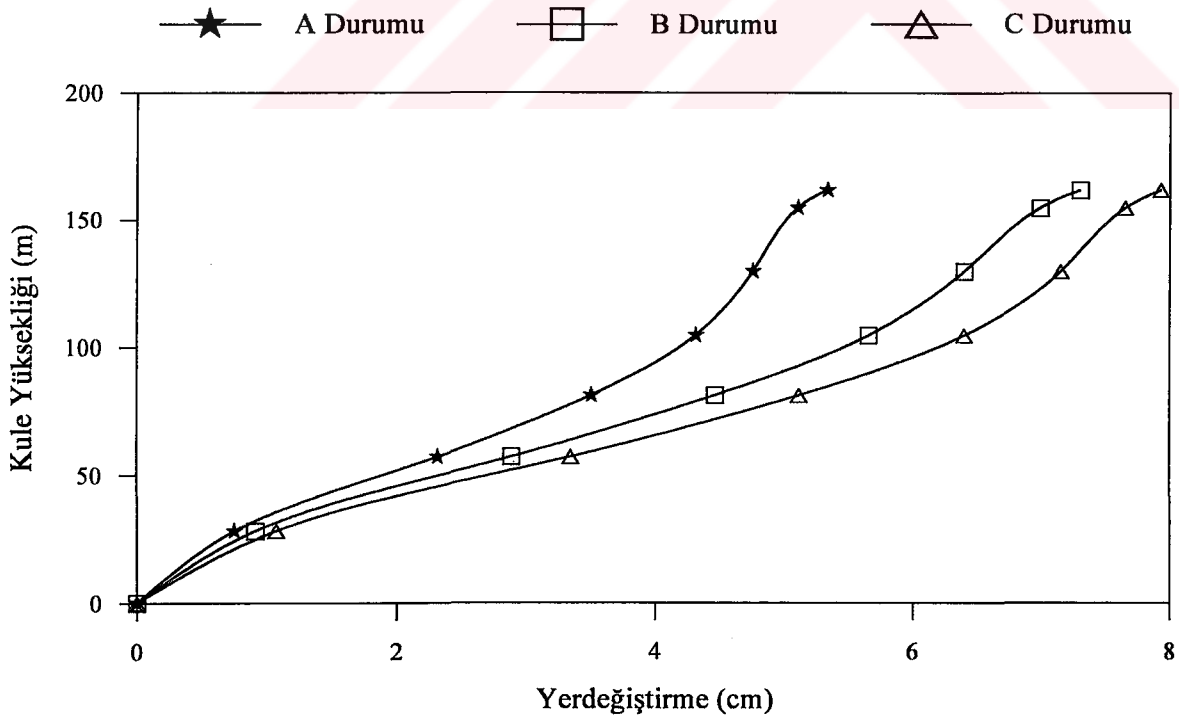
Şekil 177. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi dinamik yatay yerdeğıştirmeleri



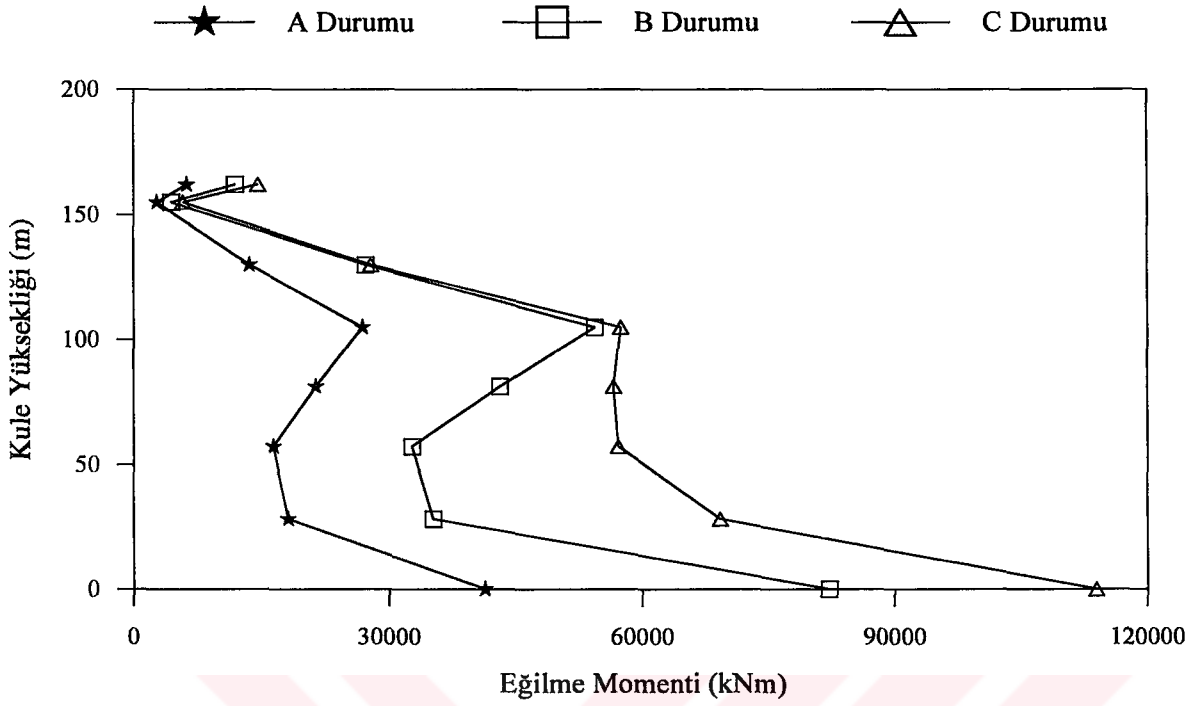
Şekil 178. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi dinamik yatay yerdeğıştirmeleri



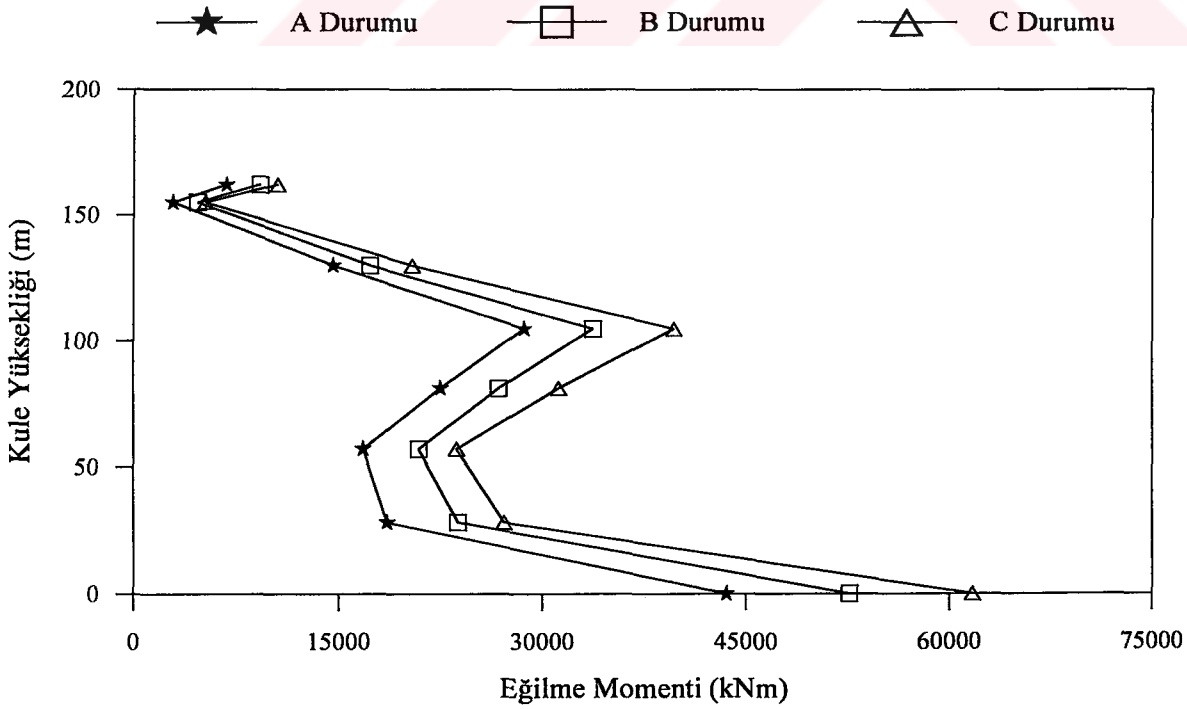
Şekil 179. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



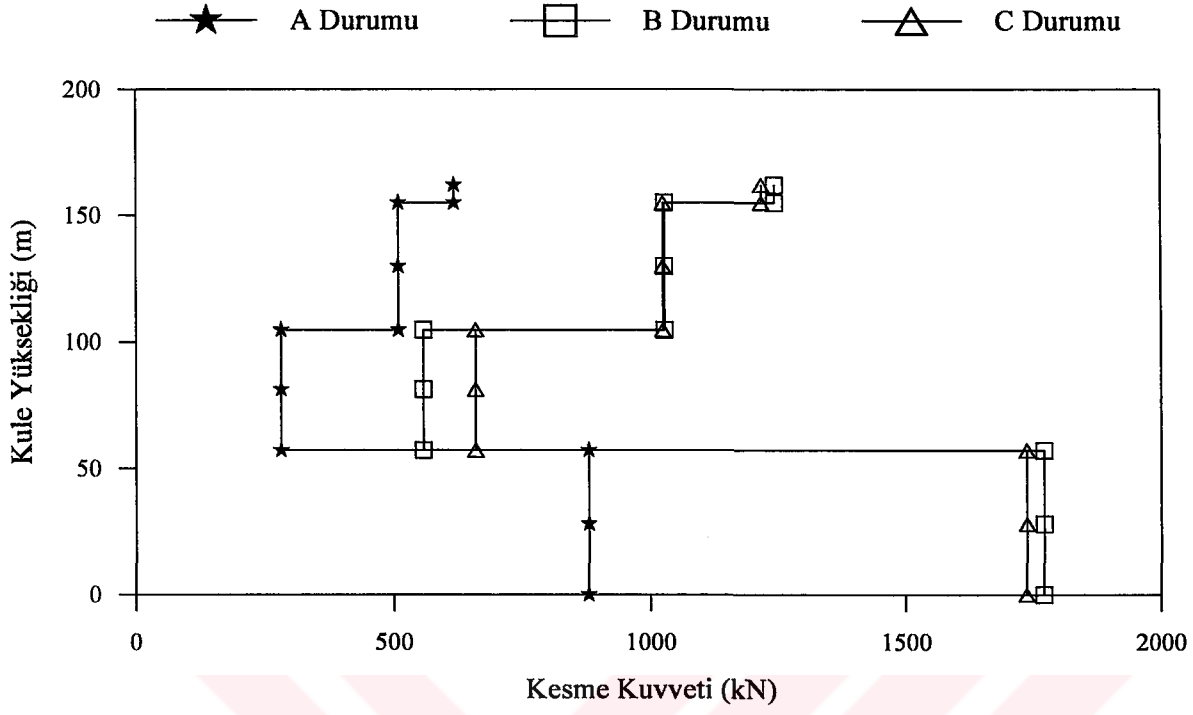
Şekil 180. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



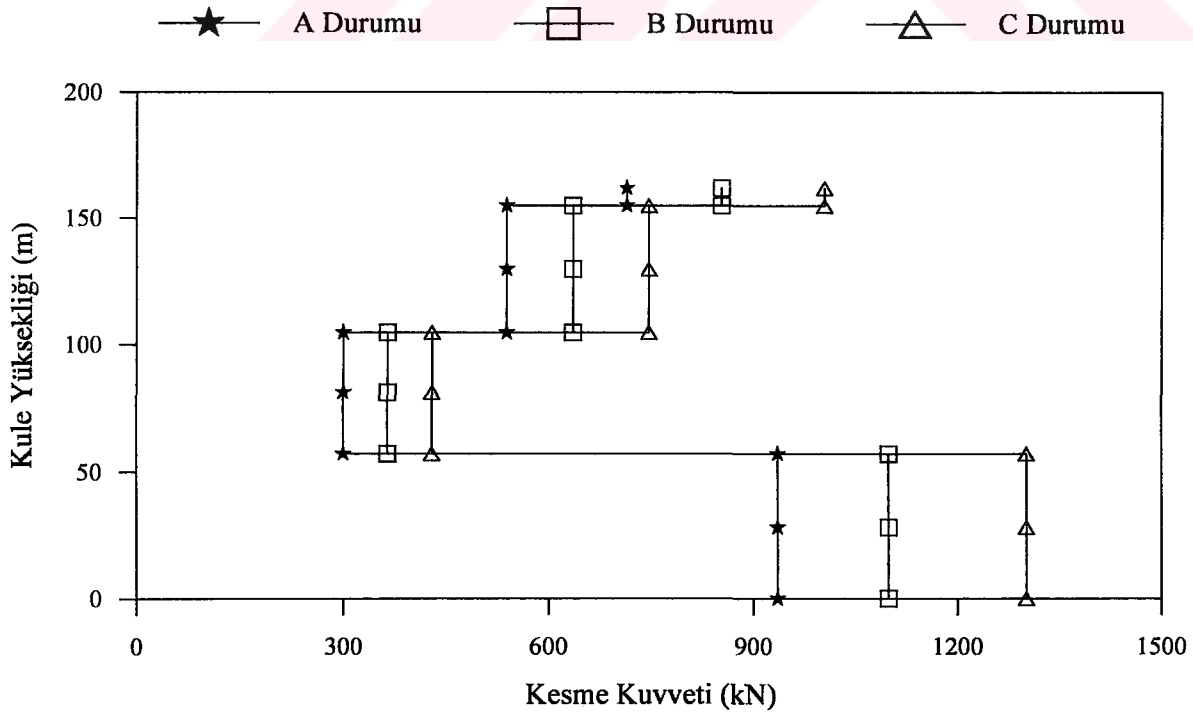
Şekil 181. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri



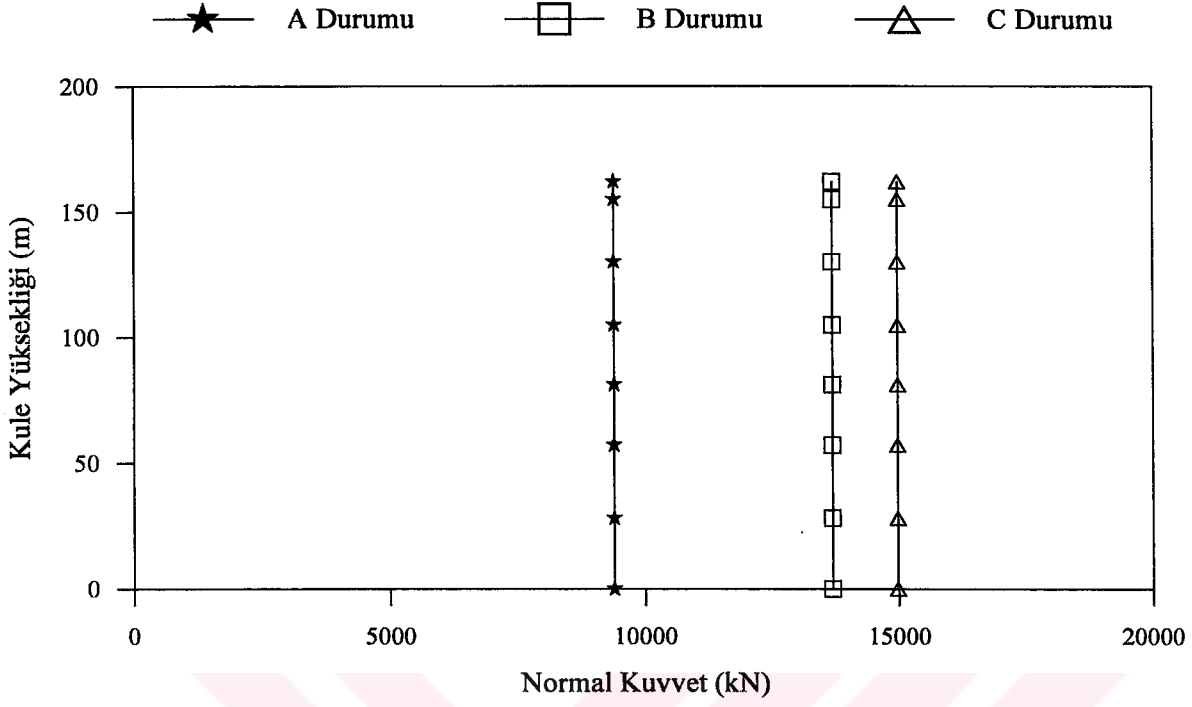
Şekil 182. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri



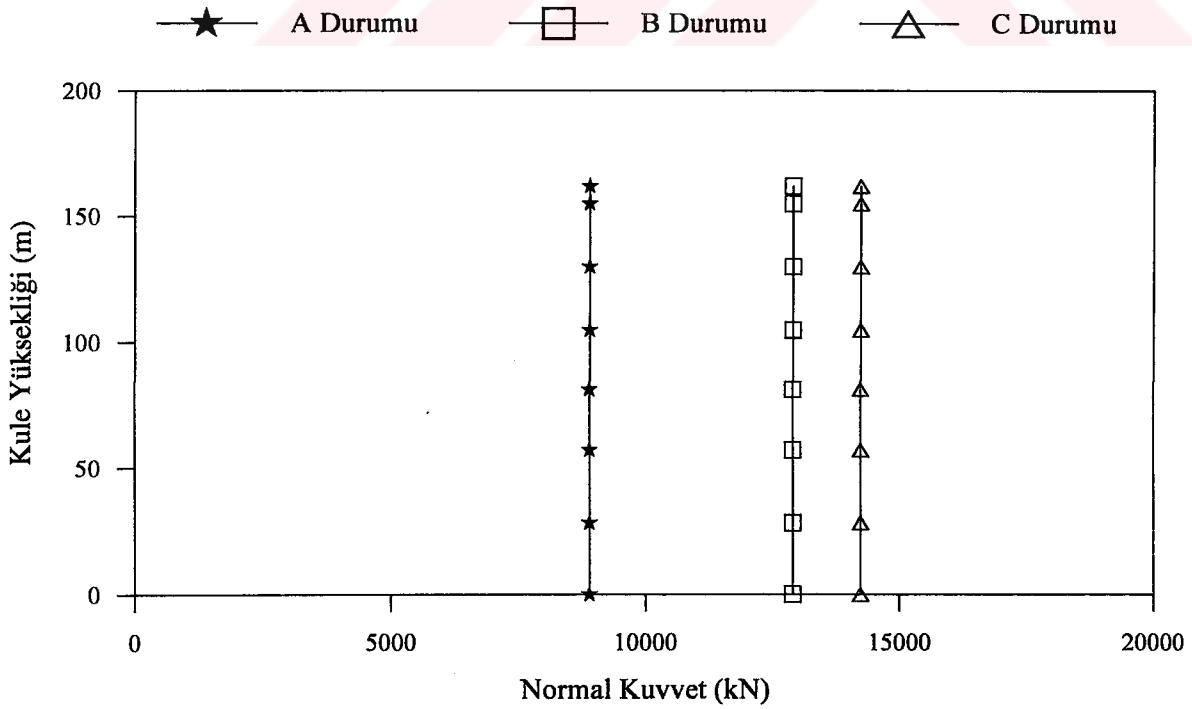
Şekil 183. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri



Şekil 184. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri



Şekil 185. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri



Şekil 186. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri

### 3.2.4.2. Yerdeğiştirme ve Eleman Kuvvetleri Varyans Değerlerinin İncelenmesi

Şekil 187 - Şekil 210'da köprünün mesnetlendiği zeminin homojen olmaması durumunda tabliye ve kulelerde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetlerine ait normalleştirilmiş varyans dağılımları görülmektedir. Buradaki A durumu Bölüm 3.2.3'de açıklanan genel duruma karşılık geldiğinden, bu bölümde sadece B ve C durumlarına ait normalleştirilmiş varyans değerleri sunulmaktadır.

Şekil 187 - Şekil 188'de B ve C durumlarında tabliyede elde edilen yerdeğiştirmeye ait varyans dağılımları sunulmuştur. Her iki durumda da zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin toplam tepkiye katkıları pozitif olurken, kovaryans bileşenin katkısı bazı noktalarda pozitif bazı noktalarda ise negatif olmaktadır. Zemin sert durumdan yumuşak duruma doğru değıştikçe zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkıları artarken, dinamik bileşenin katkısı azalmaktadır. B durumunda yerdeğiştirmenin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %98.01, zahiri-statik bileşenin katkısı %3.87, kovaryans bileşenin katkısı ise %-1.88'dir. C durumunda ise yerdeğiştirmenin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %84.12, zahiri-statik bileşenin katkısı %14.44, kovaryans bileşenin katkısı ise %1.44'dür.

Şekil 189 - Şekil 190'da B ve C durumlarında Avrupa yakası kulesinde elde edilen yerdeğiştirmeye ait varyans dağılımları görülmektedir. Şekillerden görüldüğü gibi her iki durumda da üç bileşeninde toplam tepkiye katkısı pozitif olmakla birlikte, en büyük katkı zahiri-statik bileşenden gelmektedir. B durumunda yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %41.00, zahiri-statik bileşenin katkısı %55.19, kovaryans bileşenin katkısı ise %3.81'dir. C durumunda ise yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %4.66, zahiri-statik bileşenin katkısı %91.86, kovaryans bileşenin katkısı ise %3.48'dir.

Şekil 191 - Şekil 192'de B ve C durumlarında Asya yakası kulesinde elde edilen yerdeğiştirmeye ait varyans dağılımları görülmektedir. Şekillerden görüldüğü gibi her iki durumda da zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin toplam tepkiye etkisi pozitif iken, kovaryans bileşenin etkisi negatiftir. B durumunda yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %87.52, zahiri-statik bileşenin katkısı %20.20, kovaryans bileşenin katkısı ise %-7.72'dir. C durumunda ise



yerdeğiştirmenin maksimum olduğu kule tepe noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %92.02, zahiri-statik bileşenin katkısı %18.56, kovaryans bileşenin katkısı ise %10.58'dir.

Şekil 193 - Şekil 194'de B ve C durumlarında tabliyede elde edilen eğilme momentlerine ait varyans dağılımları görölmektedir. Her iki durumda da zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkıları çok az olurken, dinamik bileşenin katkısı çok büyüktür. B durumunda eğilme momentinin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100.10, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.04, kovaryans bileşenin katkısı ise %-0.14'dür. C durumunda ise eğilme momentinin maksimum olduğu tabliye orta noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.20, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.42, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.38'dir.

Şekil 195 - Şekil 196'da B ve C durumlarında Avrupa yakası kulesinde elde edilen eğilme momentlerine ait varyans dağılımları görölmektedir. Şekillerden göröleceği üzere her iki durumda da zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin toplam tepkiye katkısı pozitif olurken, kovaryans bileşenin katkısı ise çoğu noktalarda negatif olmakla beraber, bazı noktalarda da pozitifdir. B durumunda eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %90.97, zahiri-statik bileşenin katkısı %7.27, kovaryans bileşenin katkısı ise %1.76'dır. C durumunda ise eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %36.51, zahiri-statik bileşenin katkısı %55.90, kovaryans bileşenin katkısı ise %7.59'dur.

Şekil 197 - Şekil 198'de B ve C durumlarında Asya yakası kulesinde elde edilen eğilme momentlerine ait varyans dağılımları görölmektedir. Şekillerden göröleceği üzere her iki durumda da zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin toplam tepkiye katkısı pozitif olurken, kovaryans bileşenin katkısı negatiftir. Her iki durumda da dağılımlar benzer olup, toplam tepkiye en büyük katkı dinamik bileşenden gelmektedir. B durumunda eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %97.90, zahiri-statik bileşenin katkısı %3.21, kovaryans bileşenin katkısı ise %-1.11'dir. C durumunda ise eğilme momentinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %98.57, zahiri-statik bileşenin katkısı %2.64, kovaryans bileşenin katkısı ise %-1.21'dir.

Şekil 199 - Şekil 200'de B ve C durumlarında tabliyede elde edilen kesme kuvvetlerine ait varyans dağılımları görölmektedir. Her iki durumda da zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkıları olmayıp, toplam tepki dinamik bileşenden

oluşmaktadır. Yani her iki durumda da kesme kuvvetinin maksimum olduğu noktada toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %100, zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin katkısı ise %0'dır.

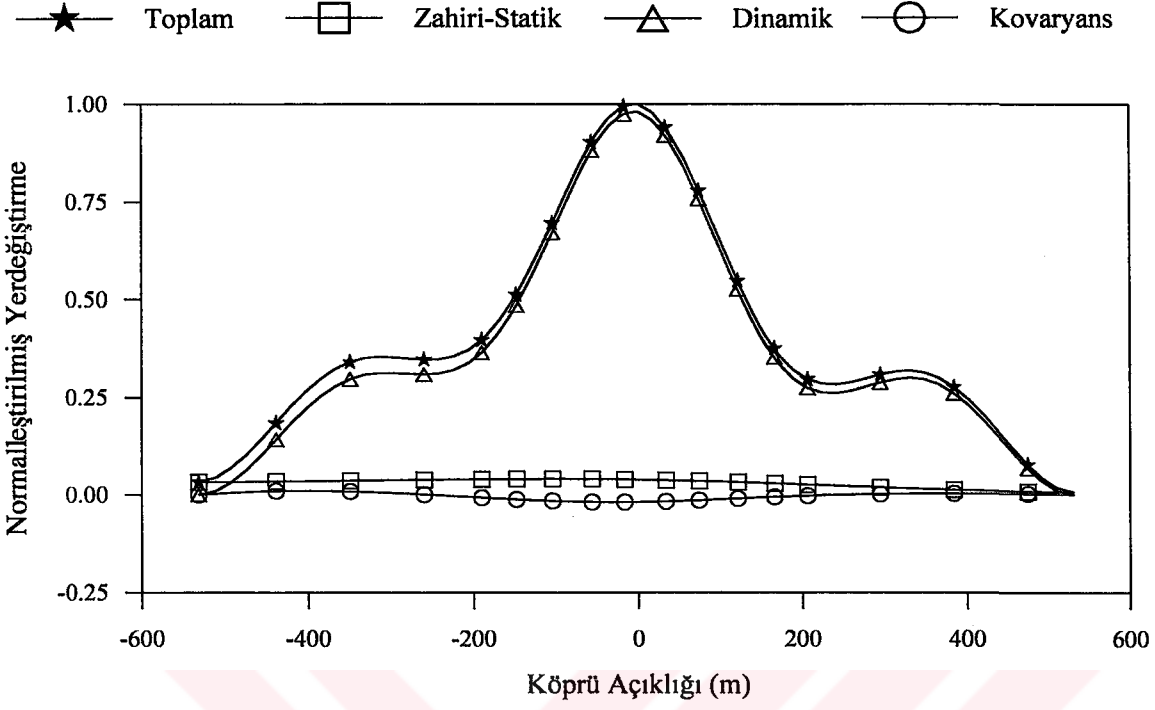
Şekil 201 - Şekil 202'de B ve C durumlarında Avrupa yakası kulesinde elde edilen kesme kuvvetlerine ait varyans dağılımları görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere her iki durumda da toplam tepkiye en büyük katkı dinamik bileşenden gelirken, C durumunda zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkısı B durumundakinden daha fazladır. B durumunda kesme kuvvetinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %99.38, zahiri-statik bileşenin katkısı %0.32, kovaryans bileşenin katkısı ise %0.30'dur. C durumunda ise kesme kuvvetinin maksimum olduğu kule alt noktasında toplam tepkiye dinamik bileşenin katkısı %91.33, zahiri-statik bileşenin katkısı %5.59, kovaryans bileşenin katkısı ise %3.08'dir.

Şekil 203 - Şekil 204'de B ve C durumlarında Asya yakası kulesinde elde edilen kesme kuvvetlerine ait varyans dağılımları görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere her iki durumda da dağılımlar benzer olup, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmakta, zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin toplam tepkiye katkıları bulunmamaktadır. Yani Avrupa yakasındaki mesnetlerin oturduğu zemin şartlarının değişmesinden, Asya yakasındaki kule pek fazla etkilenmemektedir.

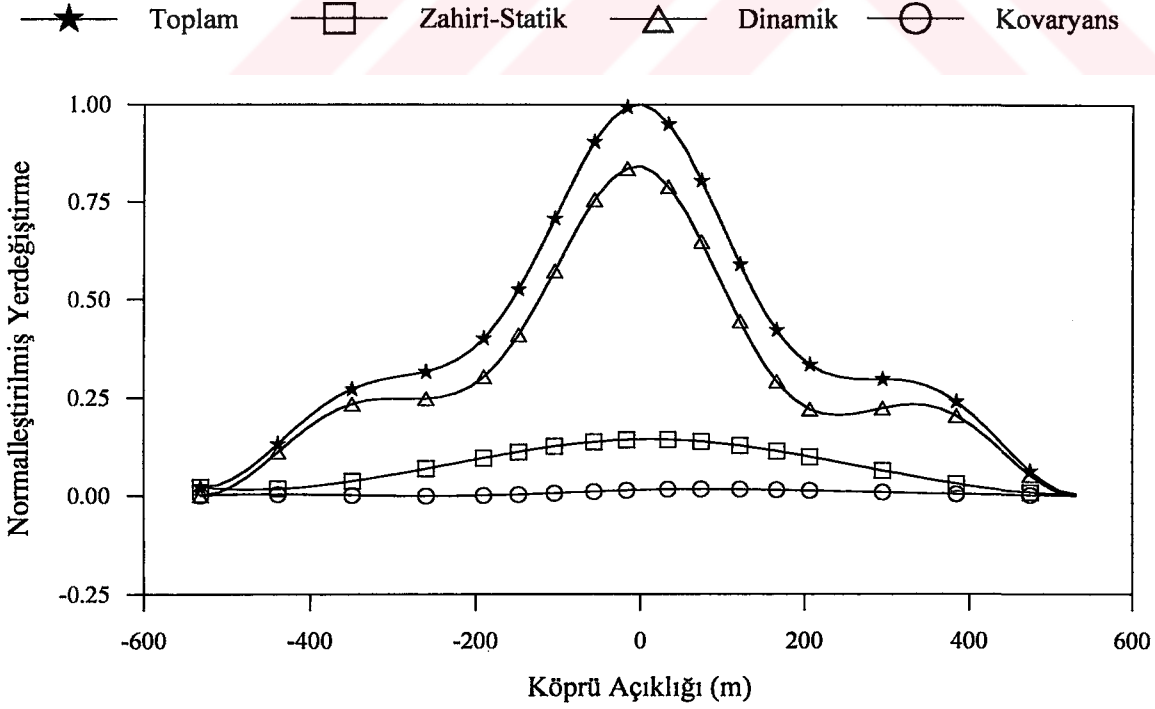
Şekil 205 - Şekil 206'da B ve C durumlarında tabliyede elde edilen normal kuvvetlere ait varyans dağılımları görülmektedir. Her iki durumda da zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye katkıları olmayıp, toplam tepki dinamik bileşenden oluşmaktadır.

Şekil 207 - Şekil 208'de B ve C durumlarında Avrupa yakası kulesinde elde edilen normal kuvvetlere ait varyans dağılımları görülmektedir. Şekillerden anlaşılacağı üzere toplam tepkiye zahiri-statik bileşenin katkısı pozitif olarak, kovaryans bileşenin katkısı ise negatif olarak artmış olmakla beraber, her iki durumda da toplam tepki büyük oranda dinamik bileşenden oluşmaktadır.

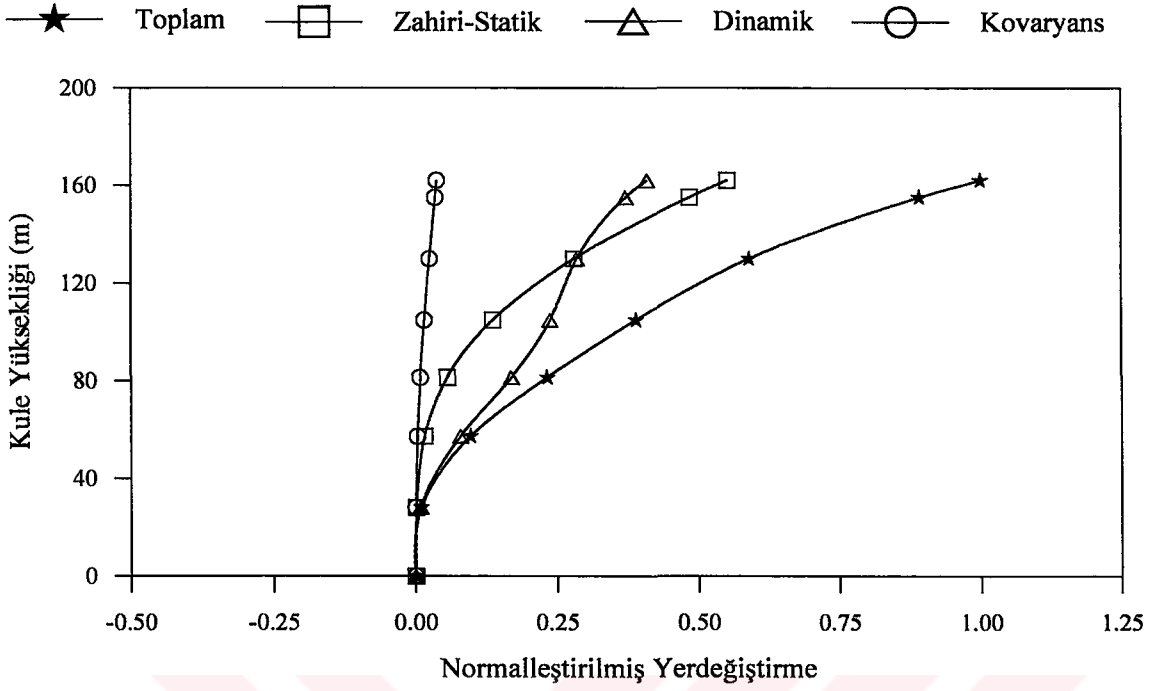
Şekil 209 - Şekil 210'da B ve C durumlarında Asya yakası kulesinde elde edilen normal kuvvetlere ait varyans dağılımları görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere her iki durumda da toplam tepki büyük oranda dinamik bileşenden oluşmakta, zahiri-statik ve dinamik bileşenlerin toplam tepkiye katkıları çok az olmaktadır.



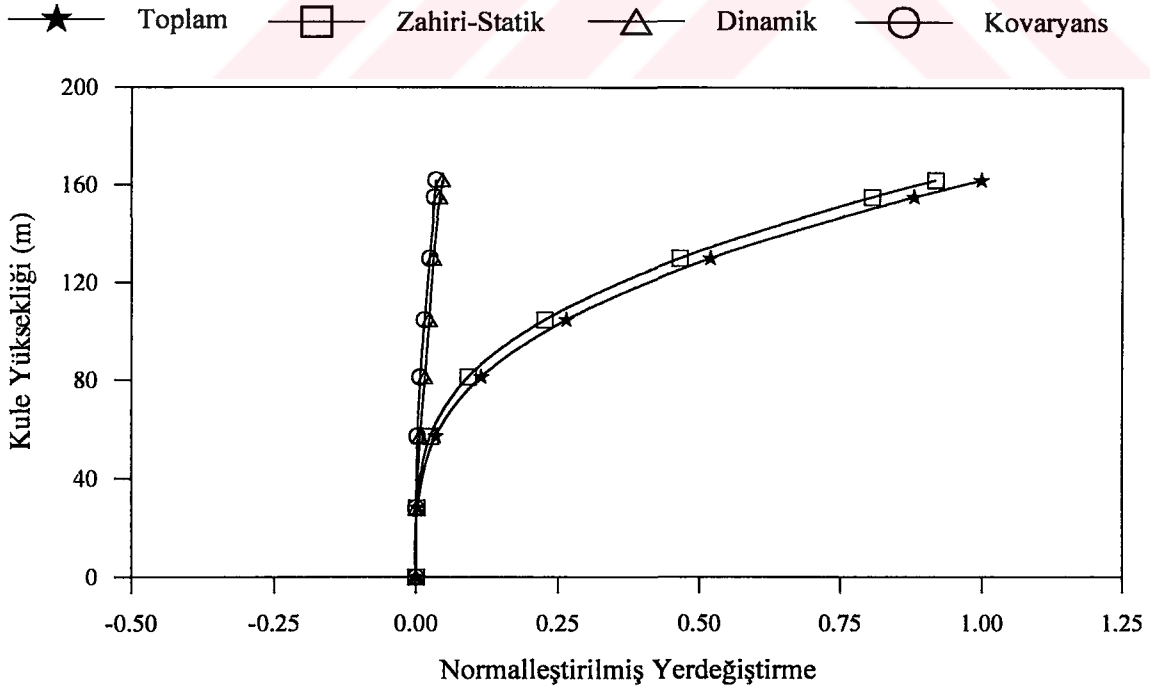
Şekil 187. Homojen olmayan zemin için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



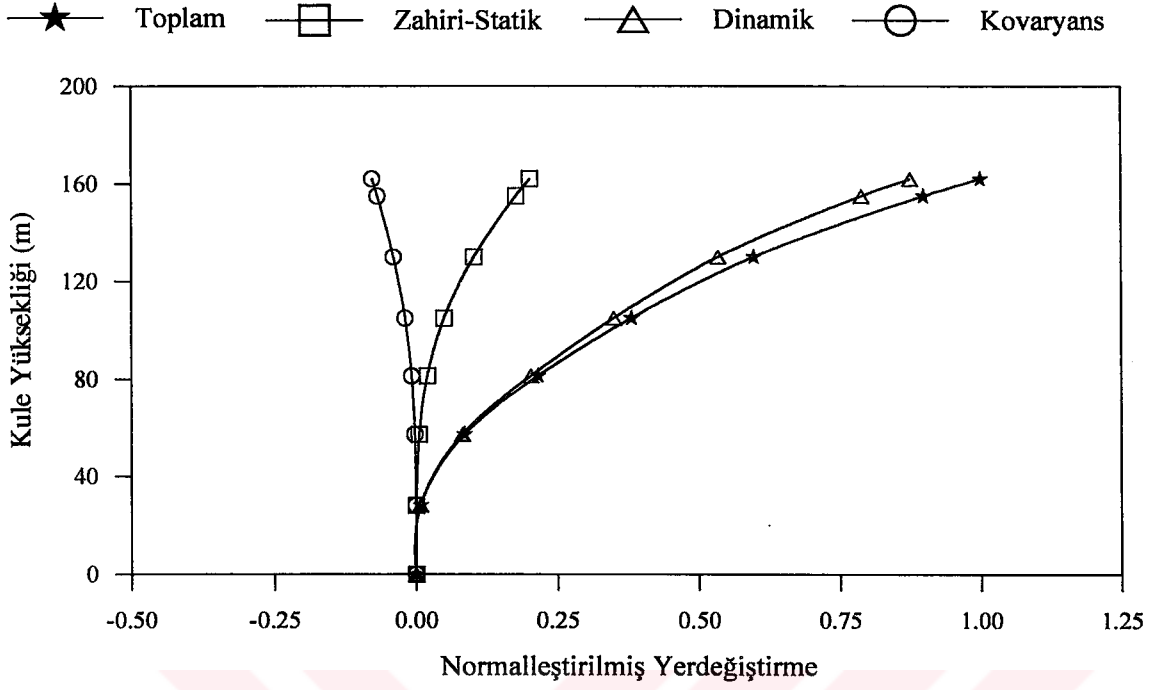
Şekil 188. Homojen olmayan zemin için tabliye düşey yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



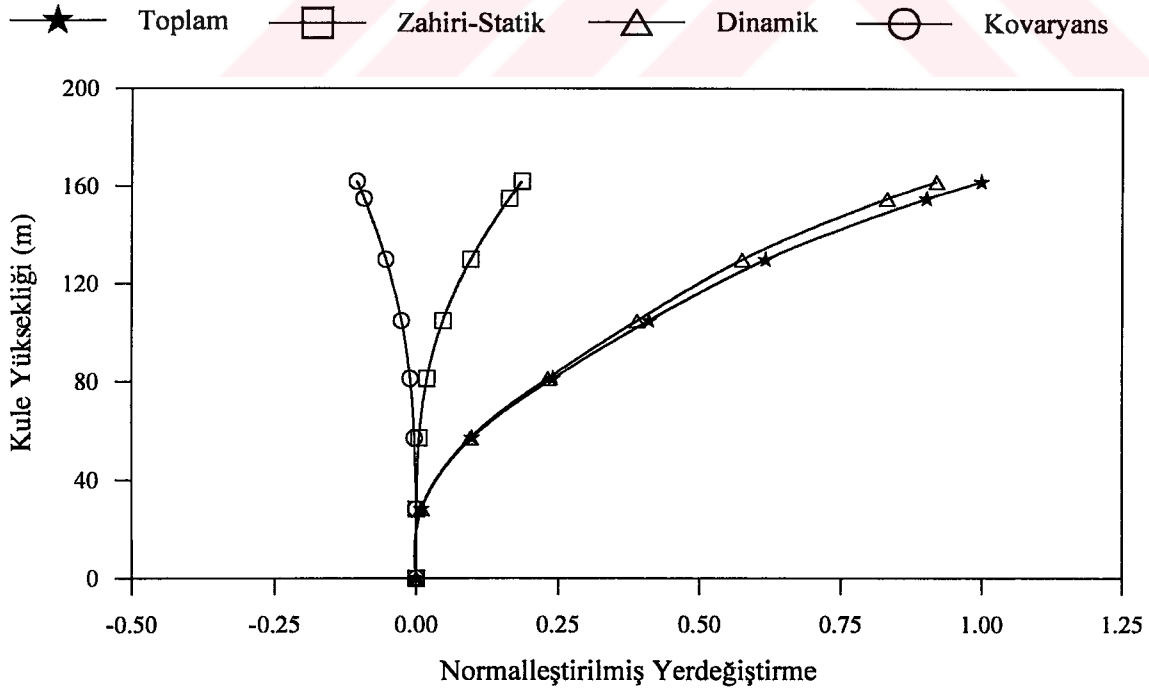
Şekil 189. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



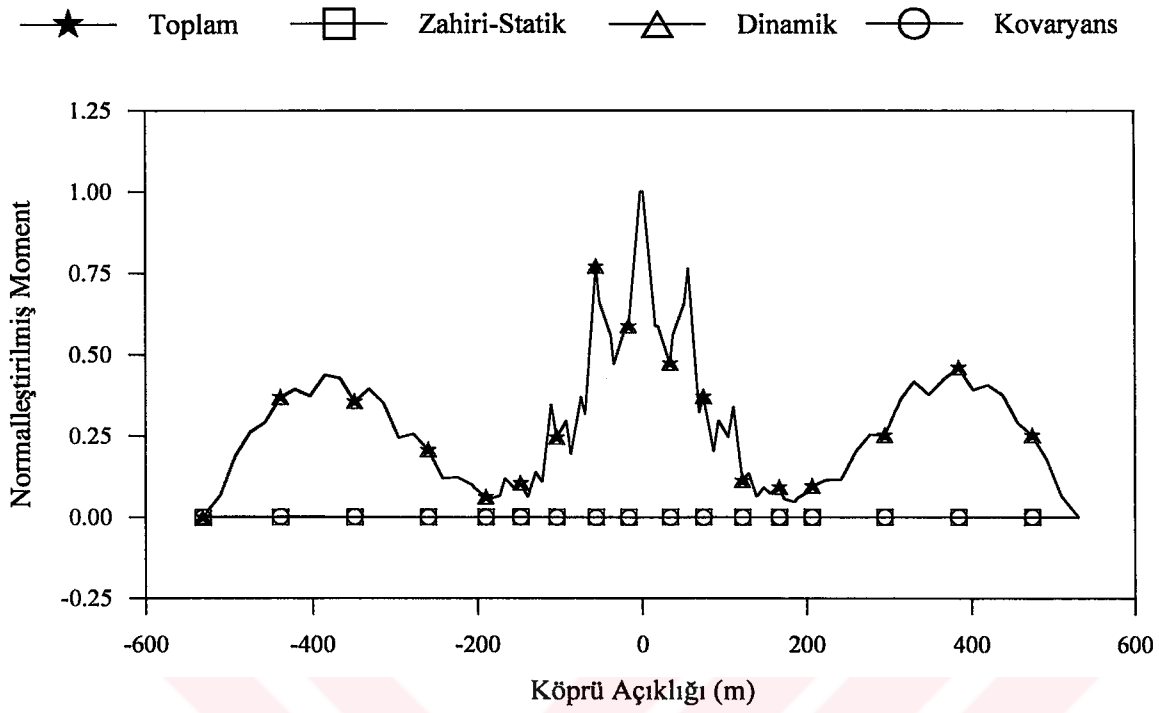
Şekil 190. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



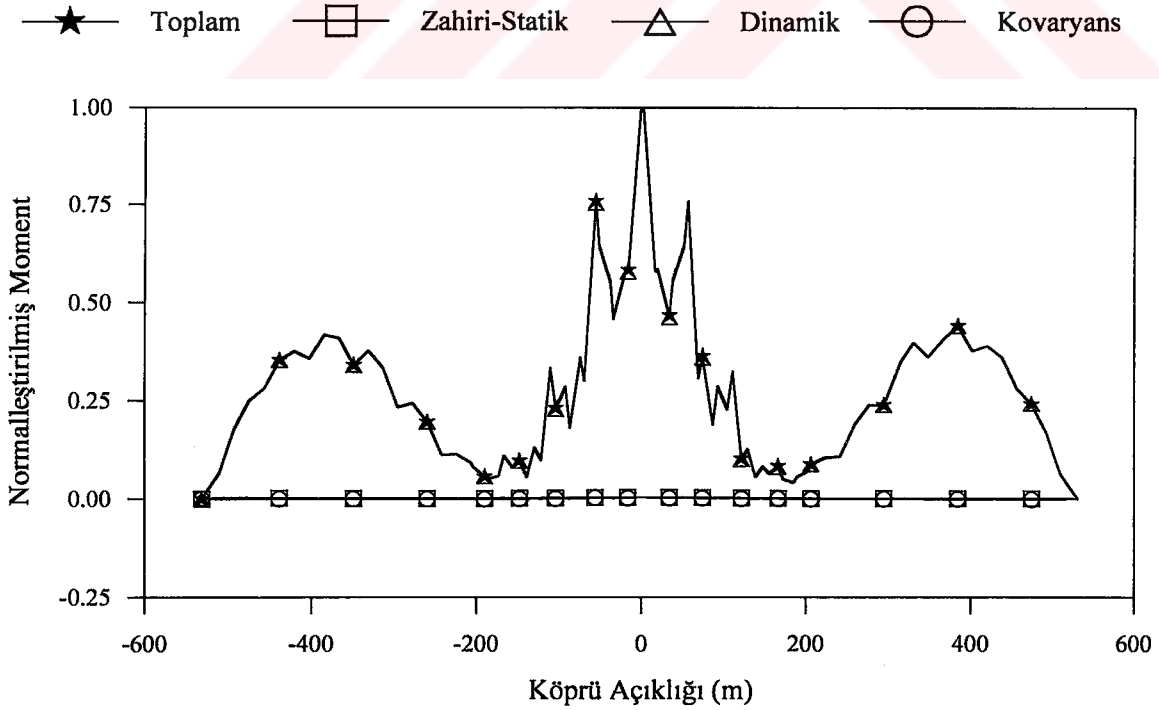
Şekil 191. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



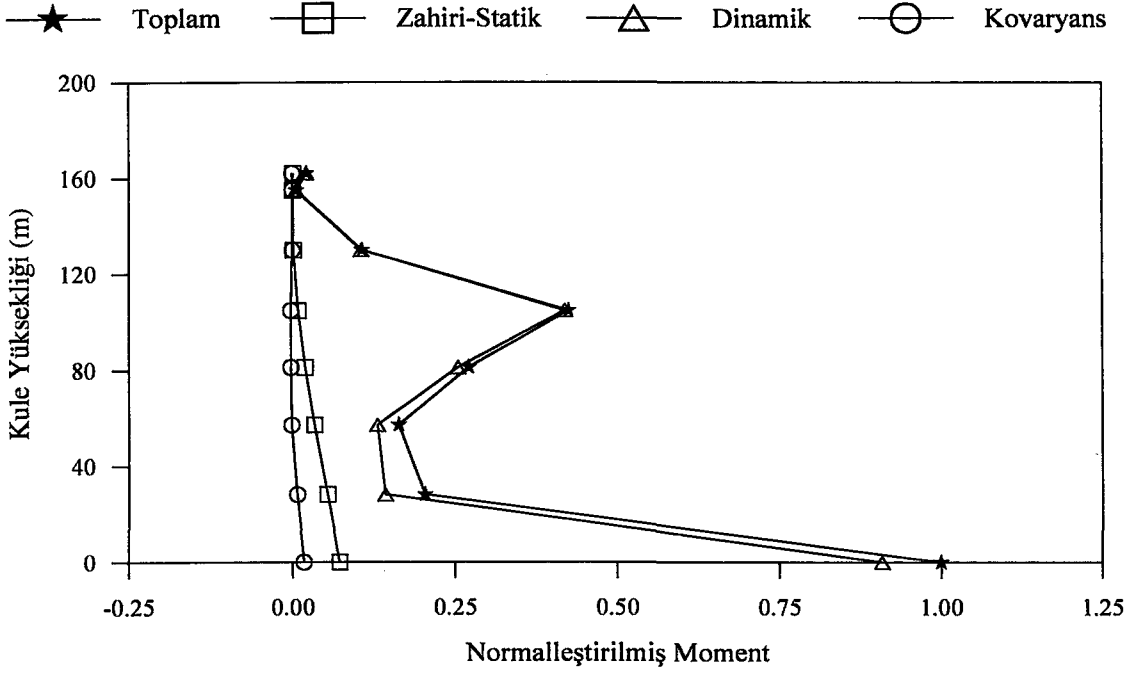
Şekil 192. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi yatay yerdeğiştirme bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



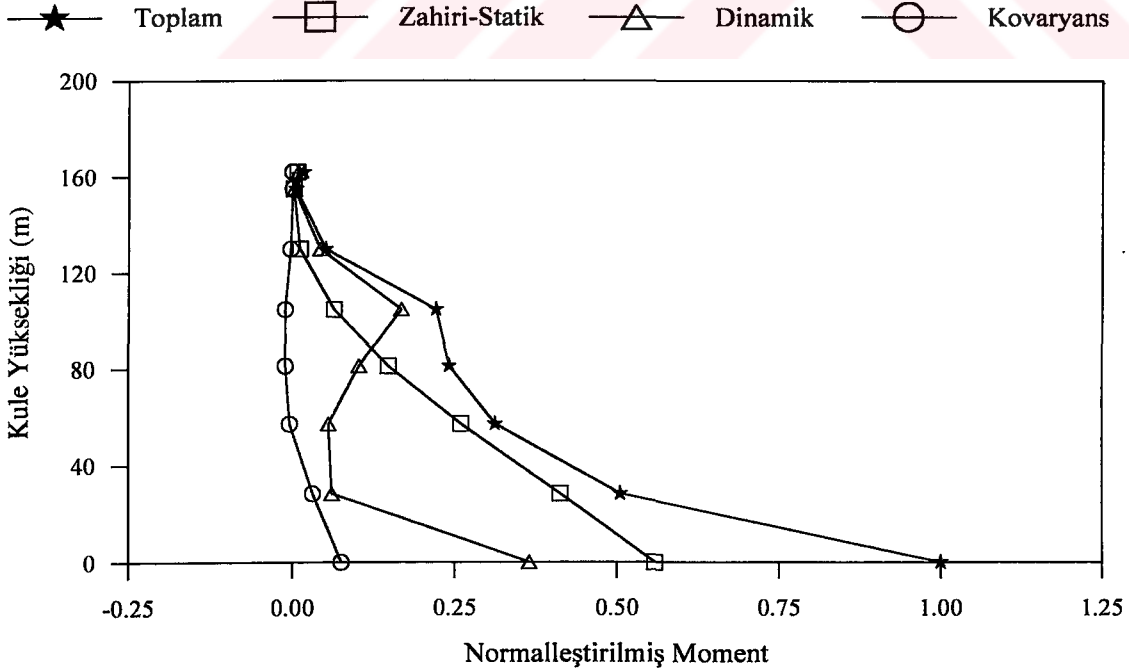
Şekil 193. Homojen olmayan zemin için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



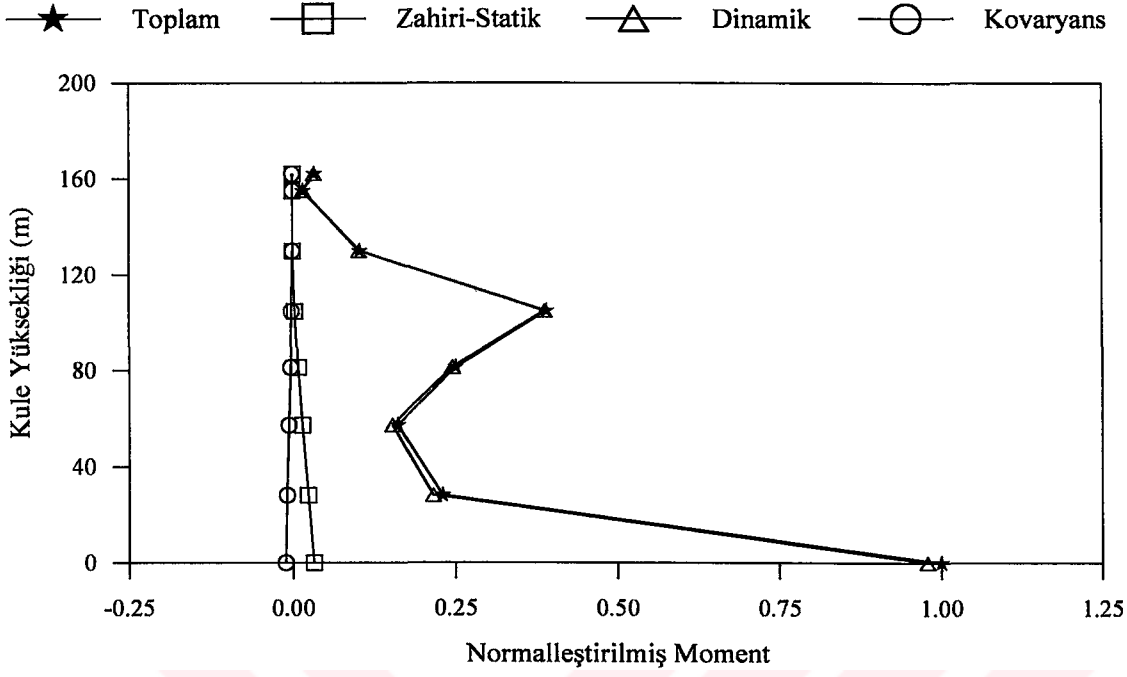
Şekil 194. Homojen olmayan zemin için tabliye eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



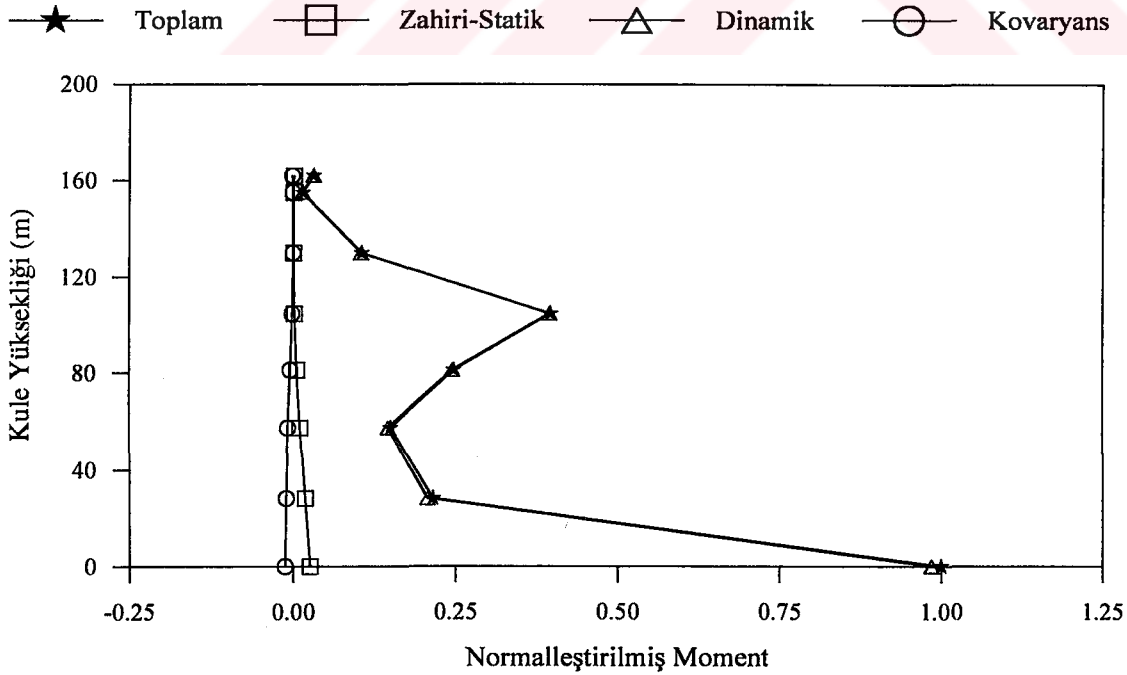
Şekil 195. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



Şekil 196. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)

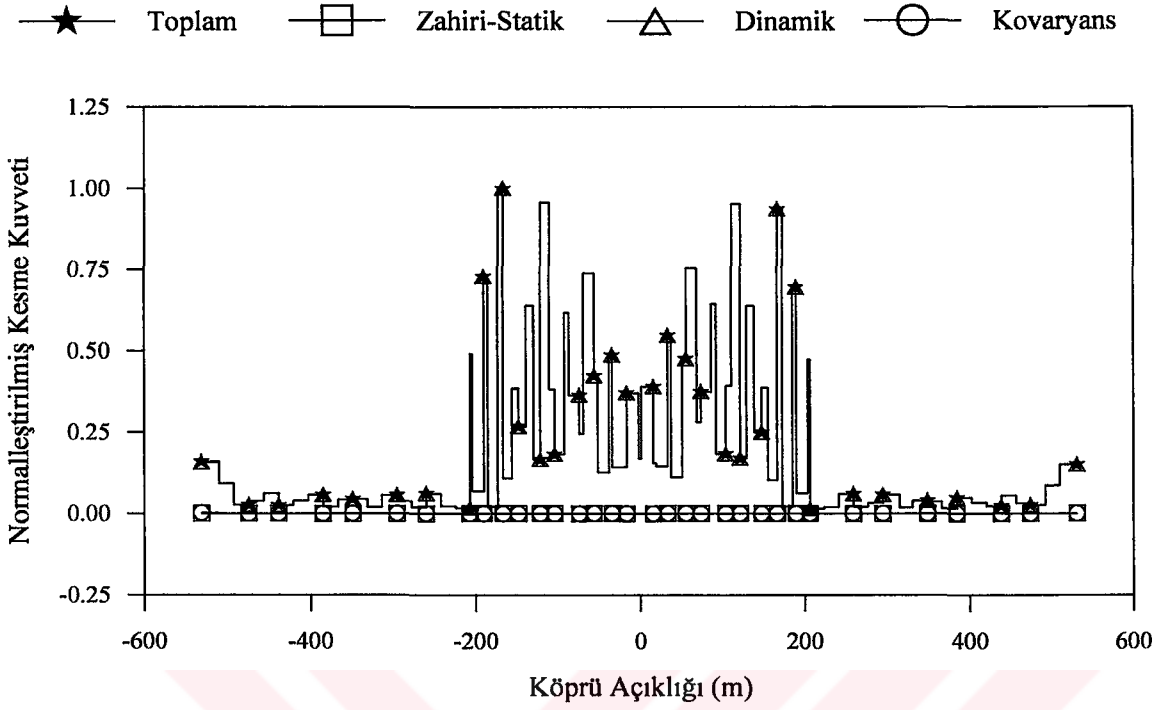


Şekil 197. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)

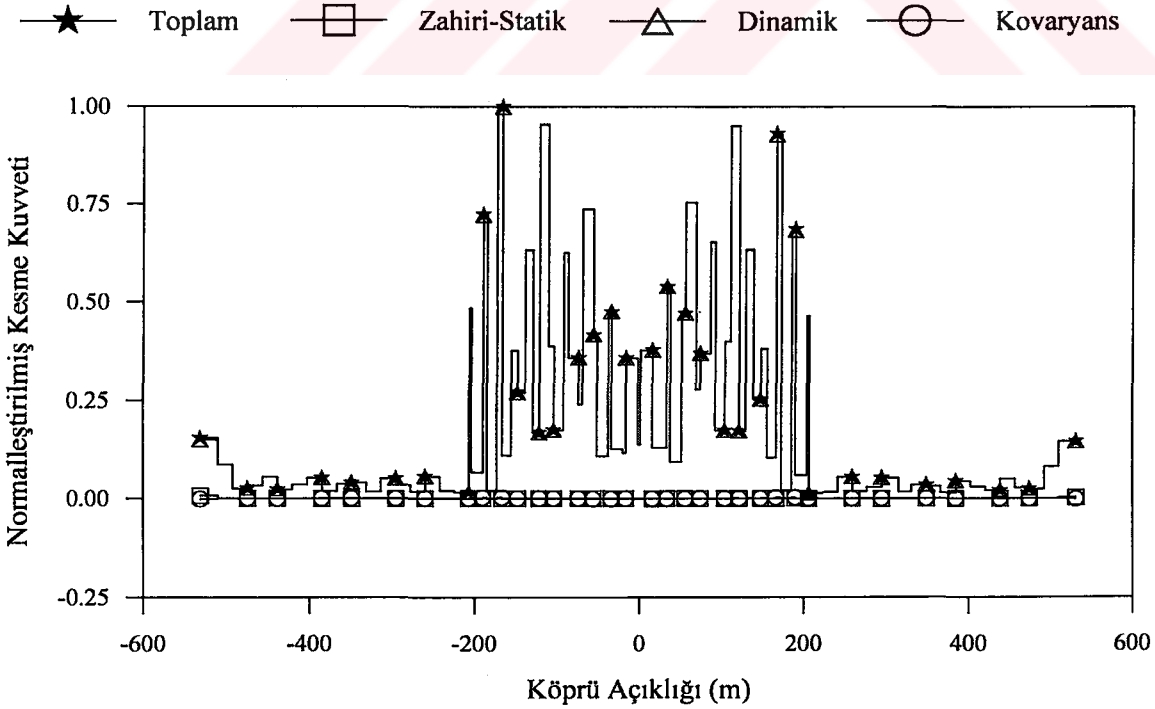


Şekil 198. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi eğilme momenti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)

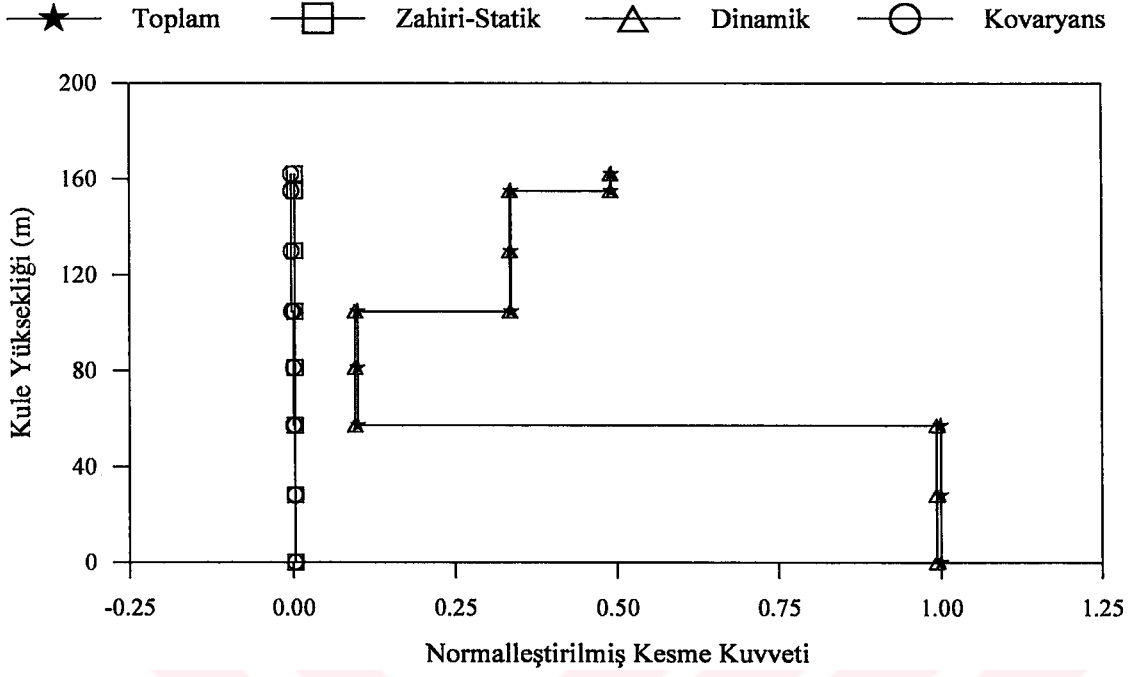




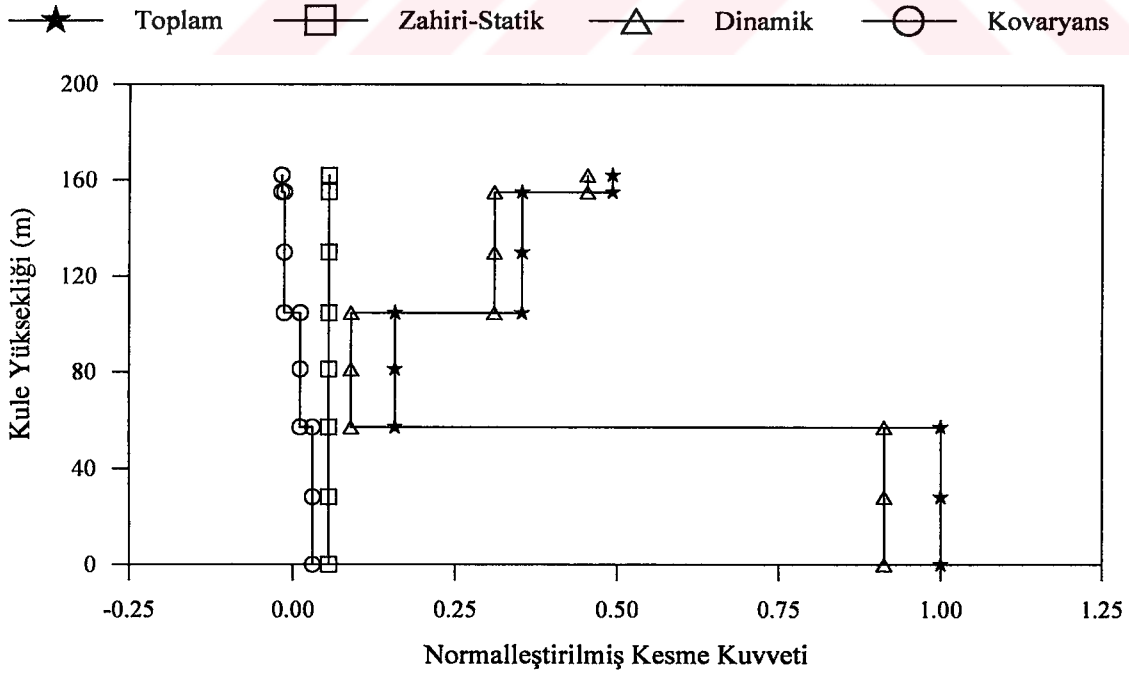
Şekil 199. Homojen olmayan zemin için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



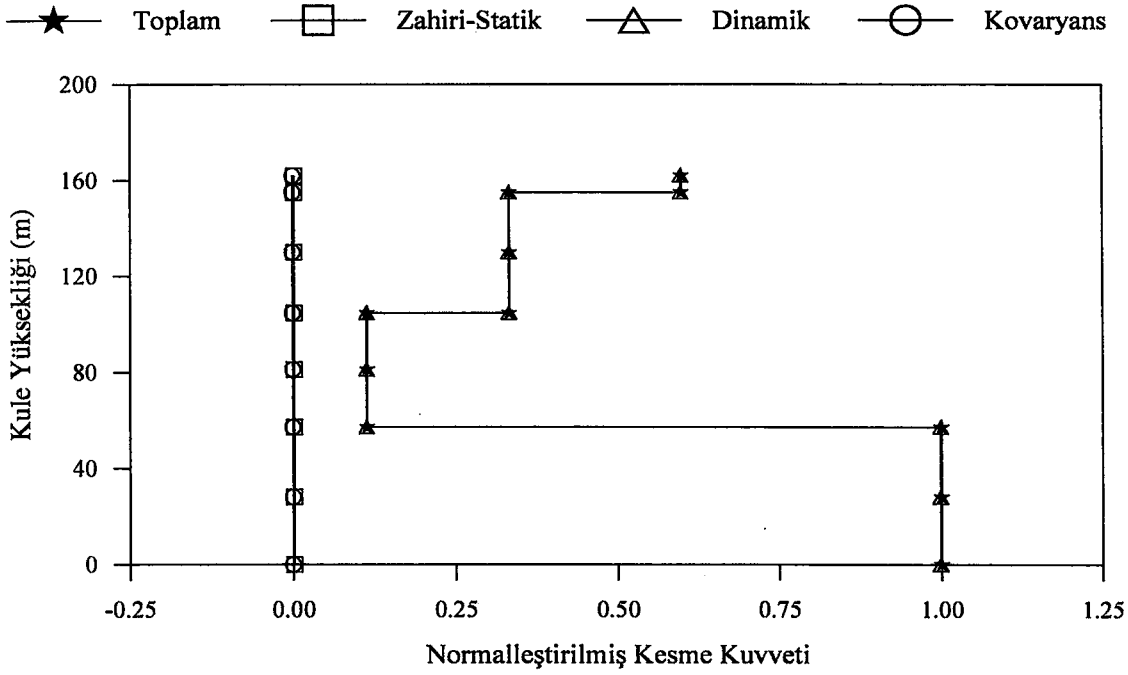
Şekil 200. Homojen olmayan zemin için tabliye kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



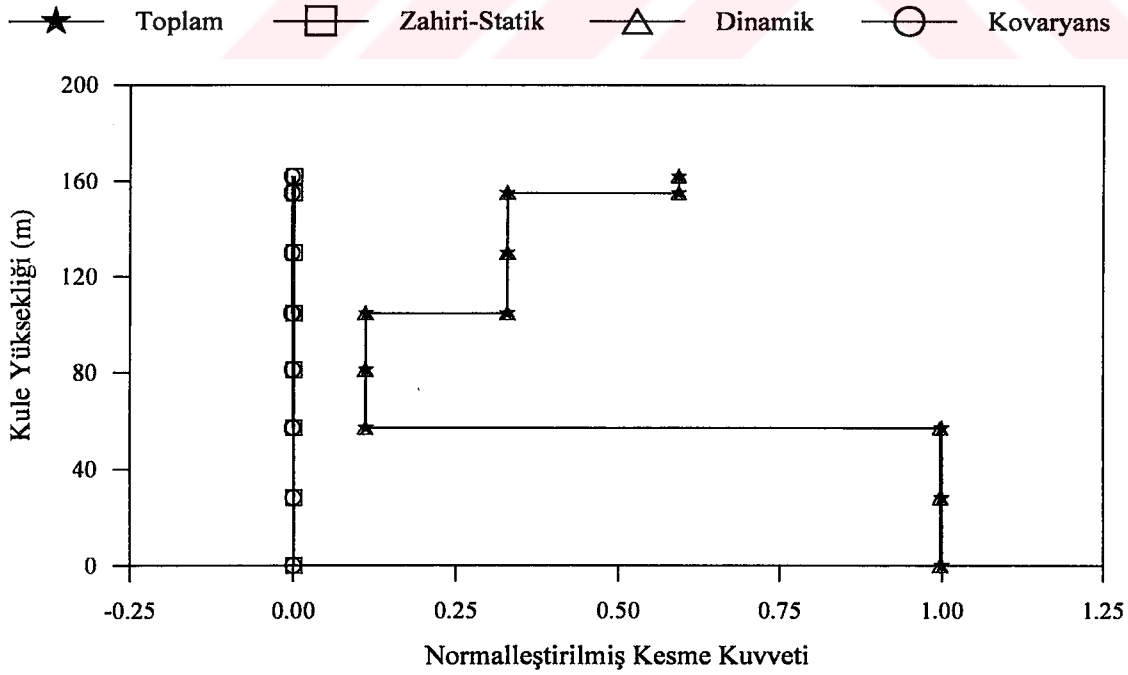
Şekil 201. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



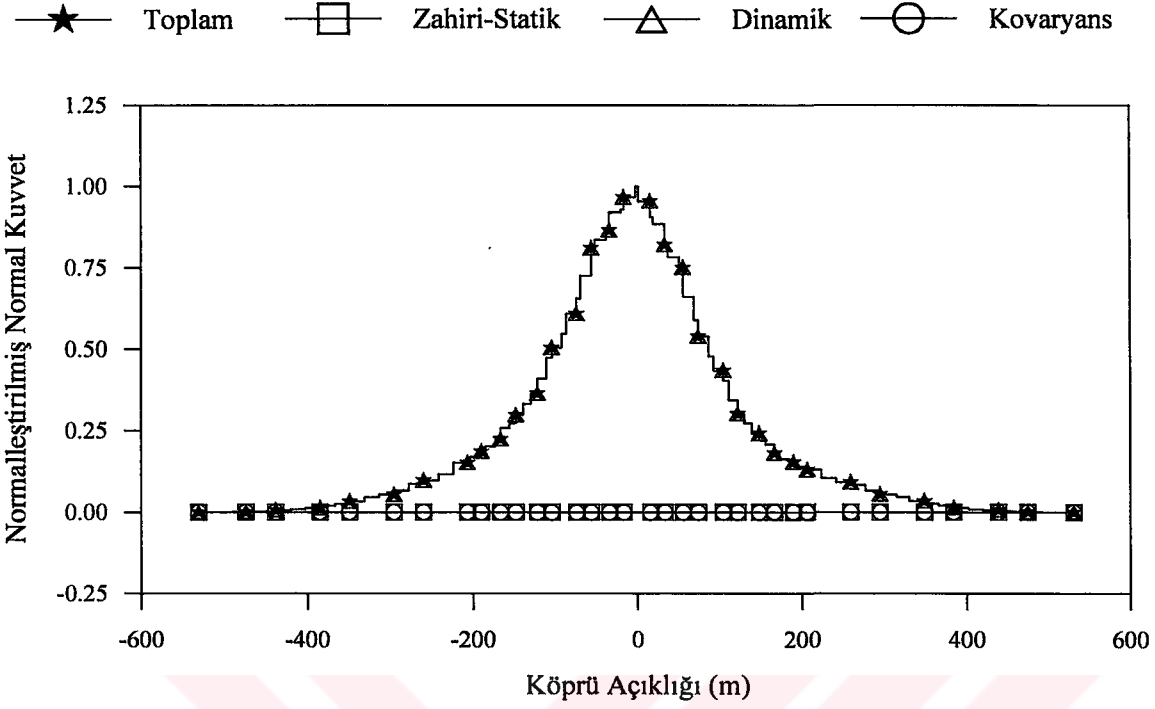
Şekil 202. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



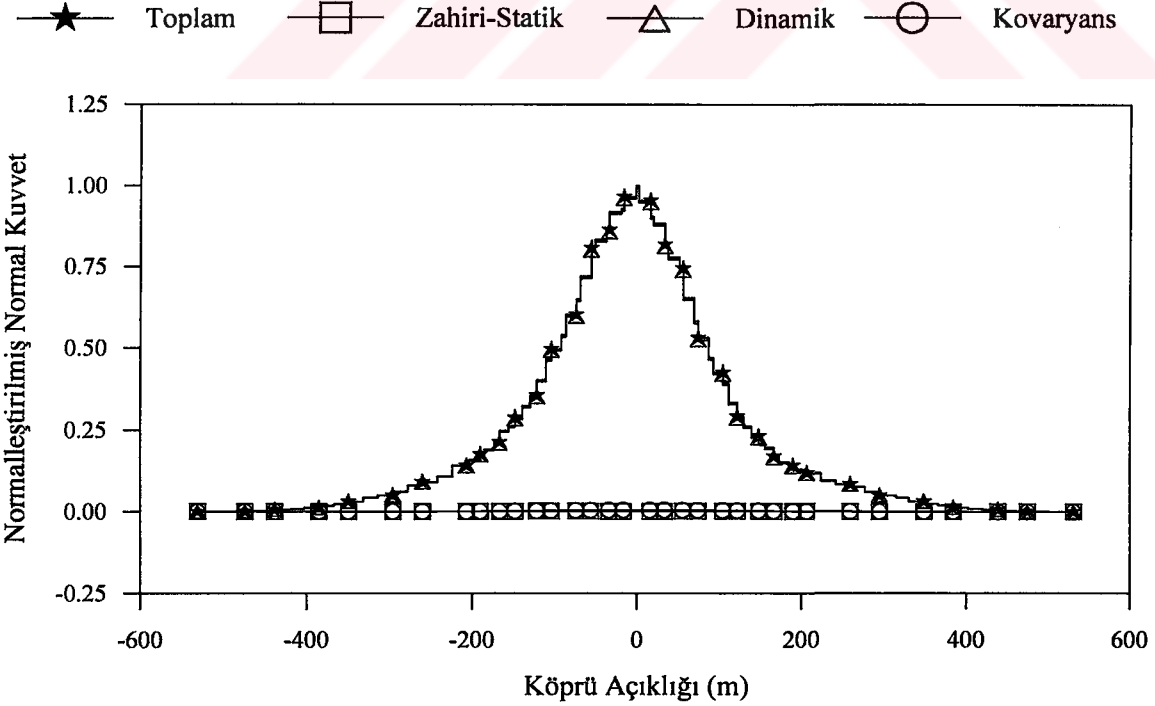
Şekil 203. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



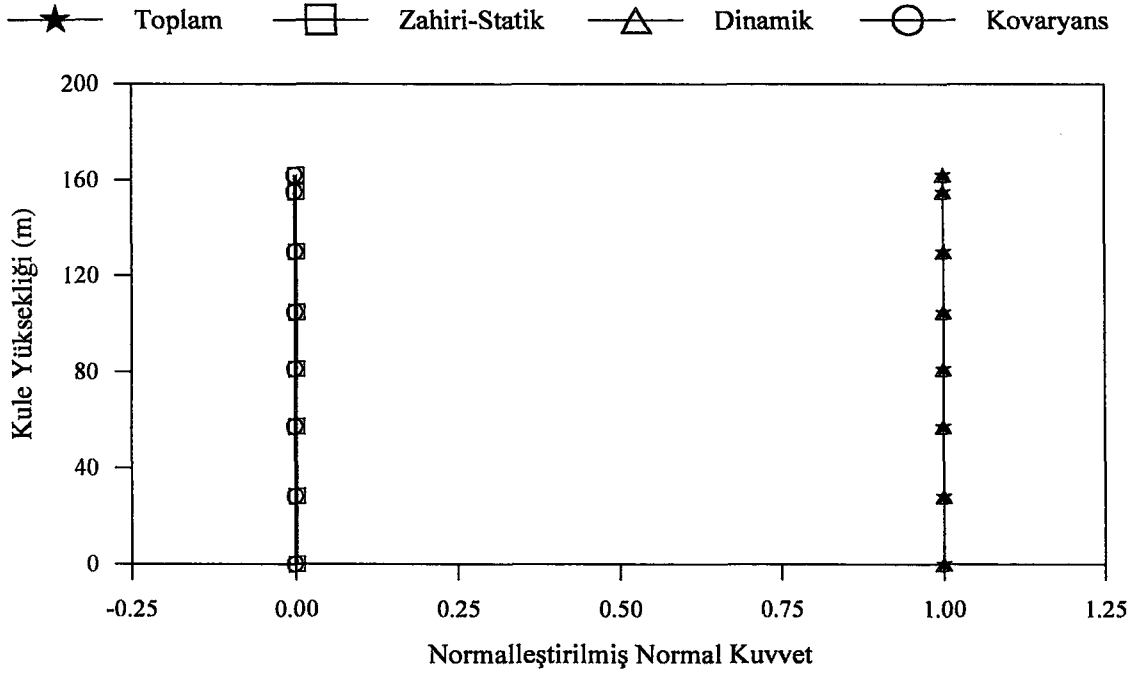
Şekil 204. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi kesme kuvveti bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



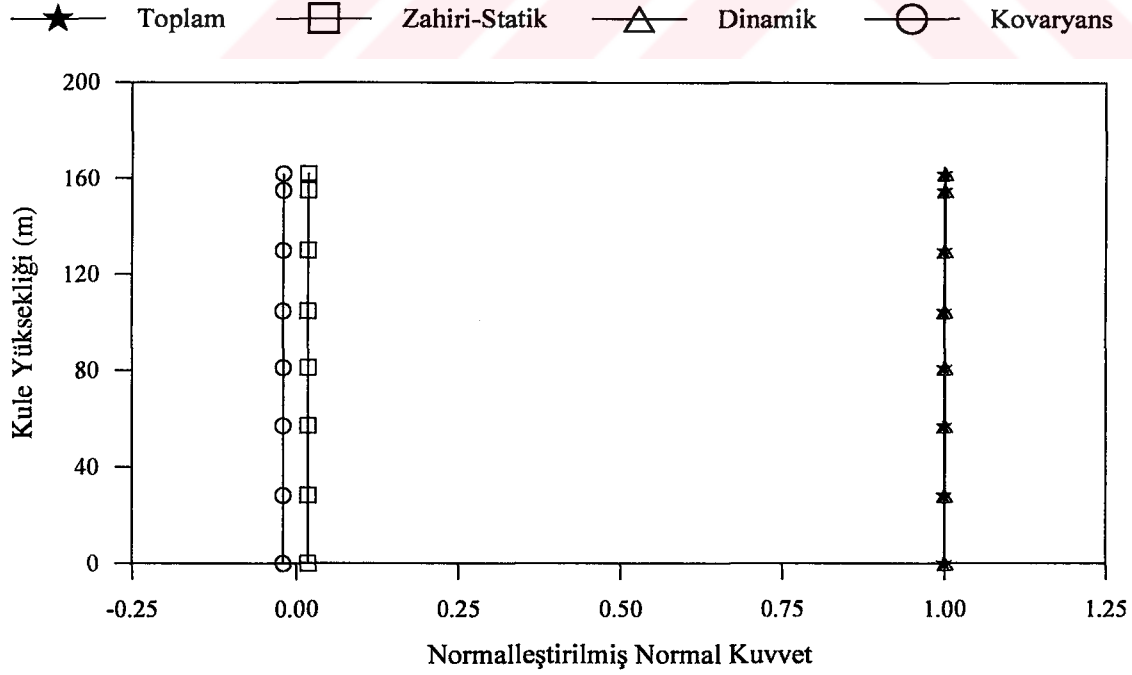
Şekil 205. Homojen olmayan zemin için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



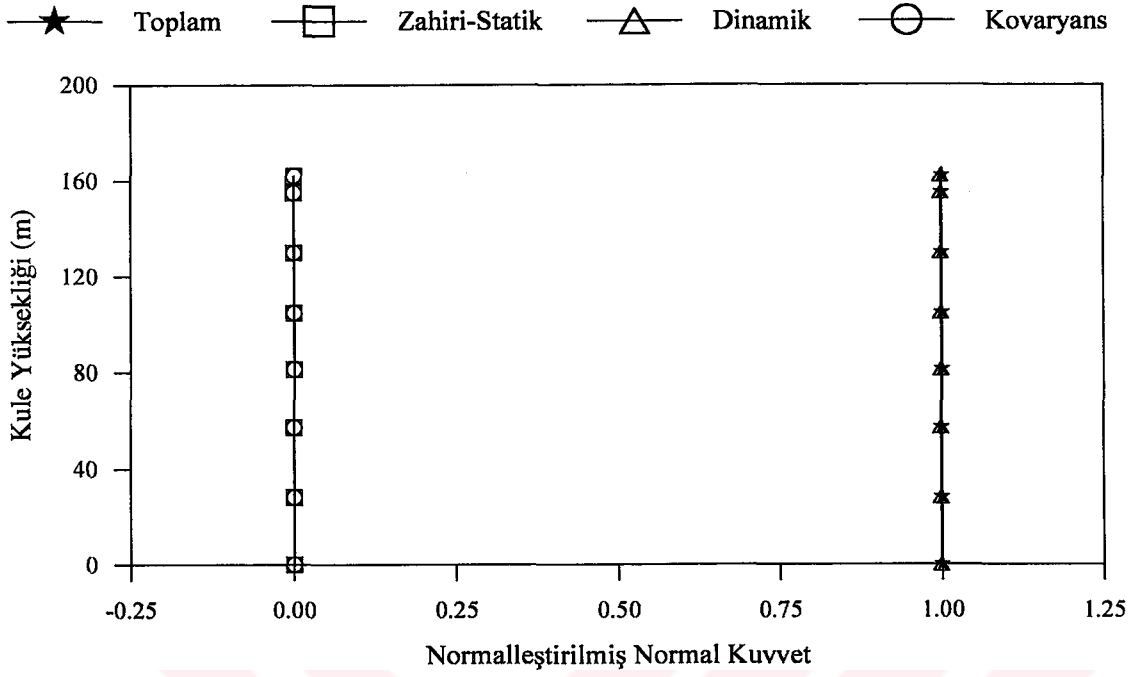
Şekil 206. Homojen olmayan zemin için tabliye normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



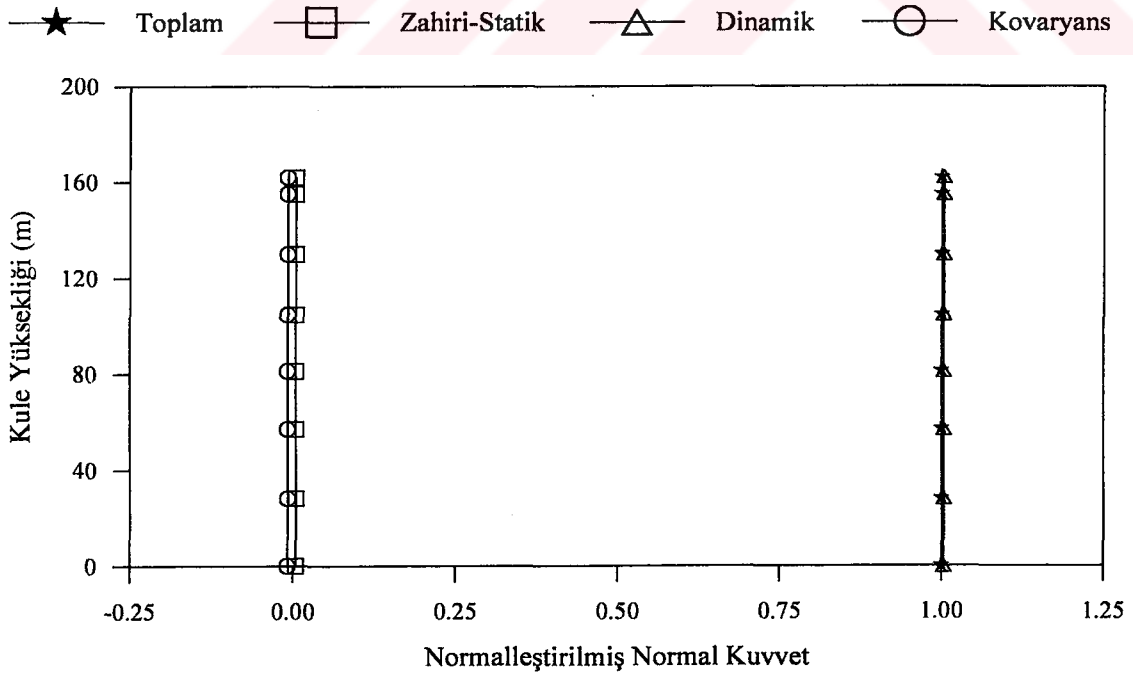
Şekil 207. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)



Şekil 208. Homojen olmayan zemin için Avrupa yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)



Şekil 209. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (B Durumu)

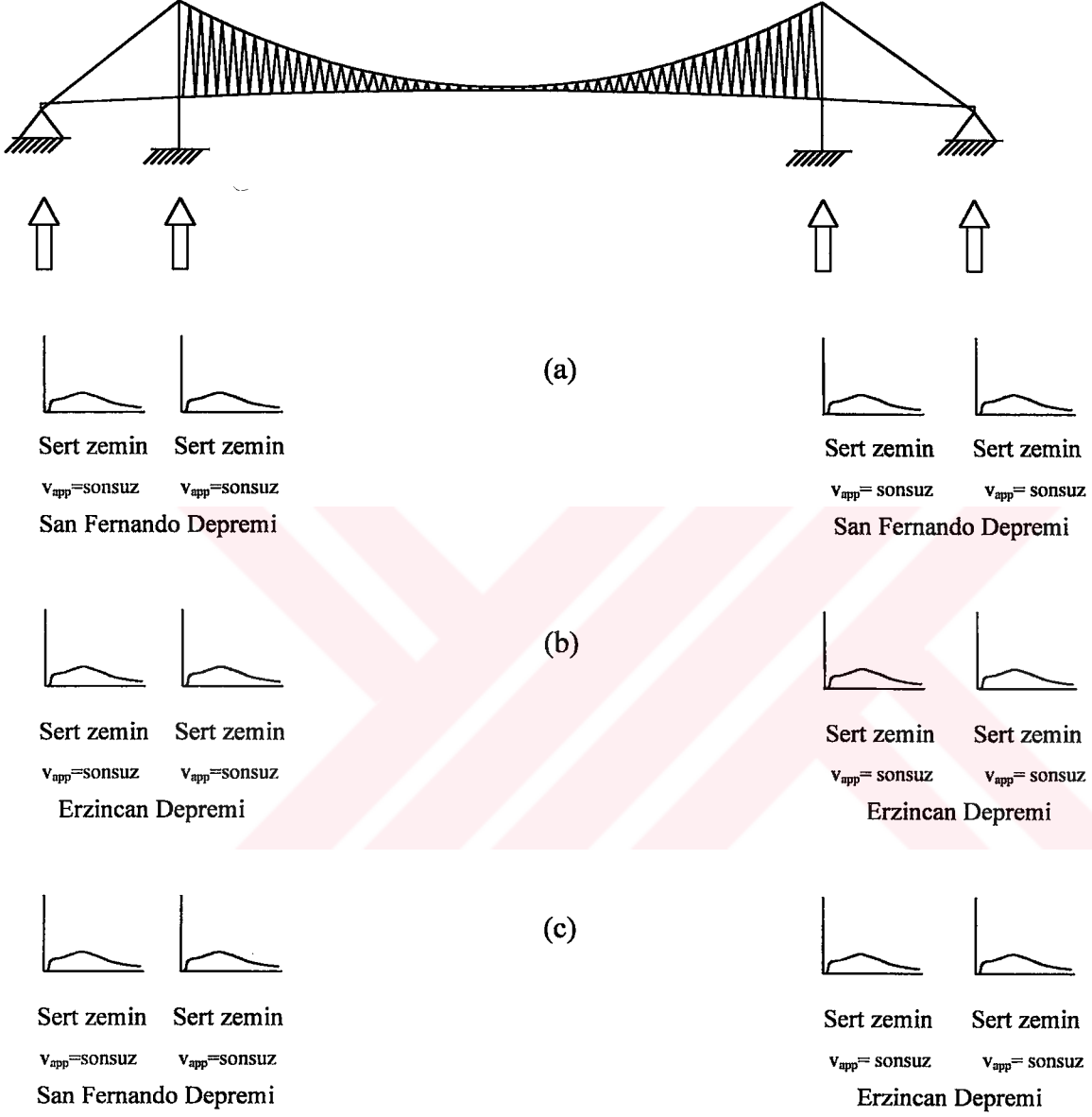


Şekil 210. Homojen olmayan zemin için Asya yakası kulesi normal kuvvet bileşenlerinin normalleştirilmiş varyansları (C Durumu)

### 3.2.5. Üniform ve Değişen Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Burada asma köprü mesnetlerinin homojen ve sert zemine oturması durumunda, korelasyon ve dalga yayılma etkileri dikkate alınmadan, üniform ve değişen yer hareketi için stokastik analizler yapılmaktadır. Üniform yer hareketi için San Fernando ve Erzincan depremleri kullanılarak iki ayrı analiz yapılmaktadır. Değişen yer hareketi için Avrupa yakasındaki mesnetlere San Fernando depremi, Asya yakasındaki mesnetlere ise Erzincan depreminin etkidiği kabul edilen analiz gerçekleştirilmektedir. Şekil 211'de üniform ve değişen yer hareketlerine maruz asma köprü görülmektedir.

Analizler sonucunda köprü tabliye ve kulelerinde elde edilen ortalama maksimum toplam yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Şekil 212 – Şekil 223'de görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere San Fernando depremi kullanılarak gerçekleştirilen üniform analiz ile bulunan değerler maksimum olurken, Erzincan depremi ile bulunanlar minimum olmaktadır. Değişen yer hareketi durumunda bulunan değerler ise iki üniform yer hareketi durumunda elde edilen değerler arasında kalmaktadır. Şekil 2 ve Şekil 3'ten görüleceği üzere, San Fernando depremi ivme kayıtları Erzincan depremininkinden daha büyük olduğundan yukarıdaki sonuçlar beklenen durumlardır.



Şekil 211. Ünitorm ve değişen yer hareketine maruz asma köprü

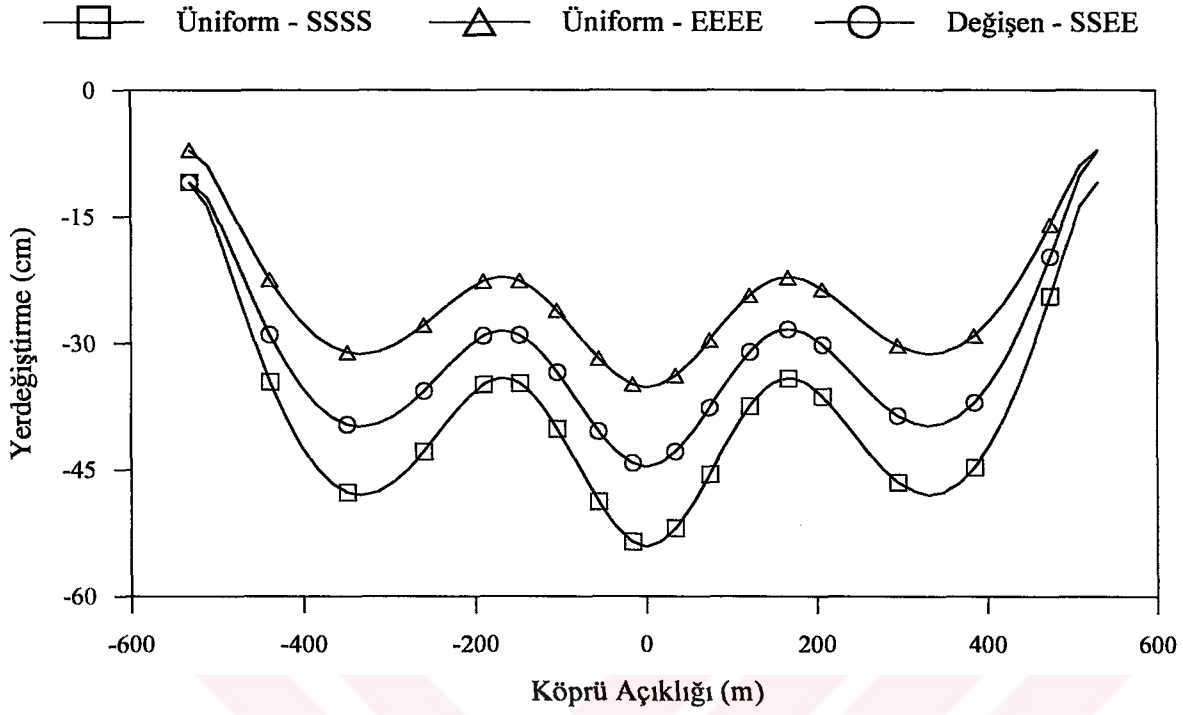
(S: San Fernando depremi, E: Erzincan depremi)

a) San Fernando depreminden oluşan üniform yer hareketi (SSSS)

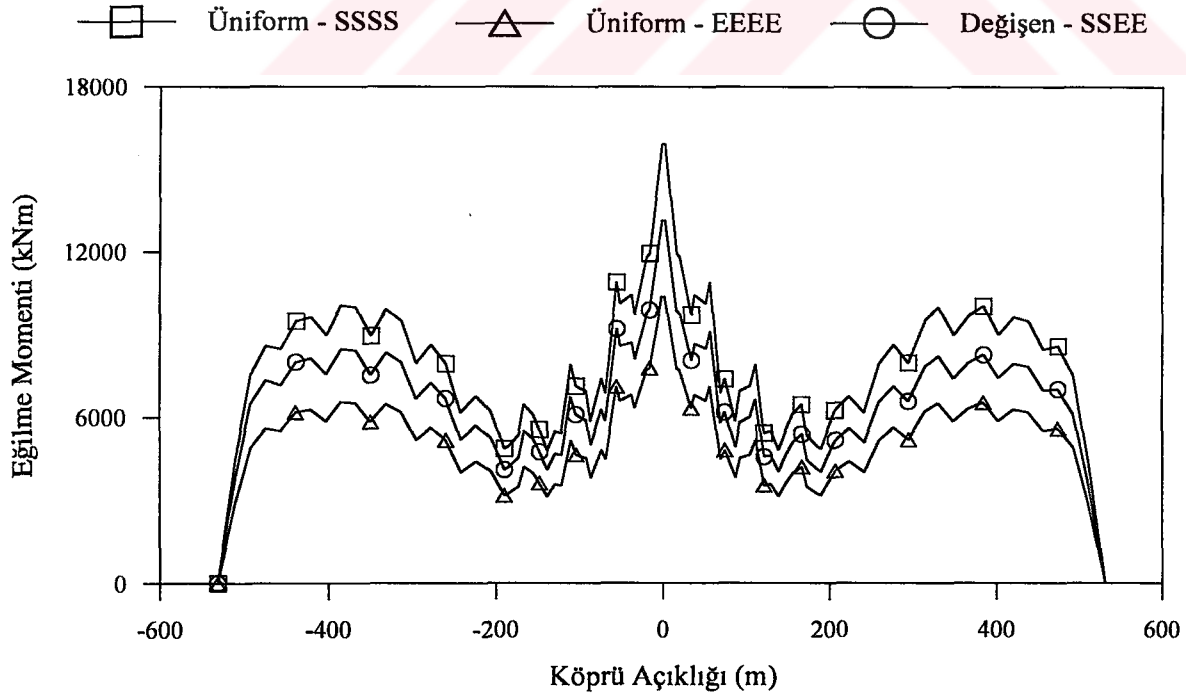
b) Erzincan depreminden oluşan üniform yer hareketi (EEEE)

c) San Fernando ve Erzincan depremlerinden oluşan değişen yer hareketi (SSEE)

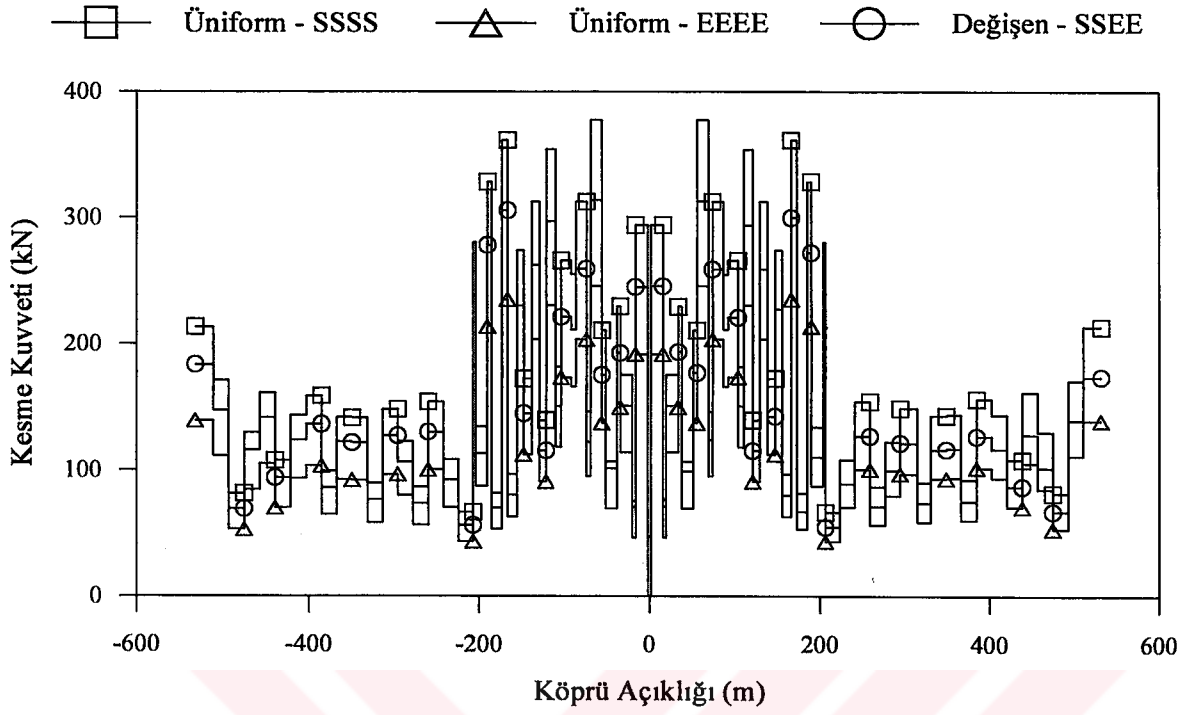




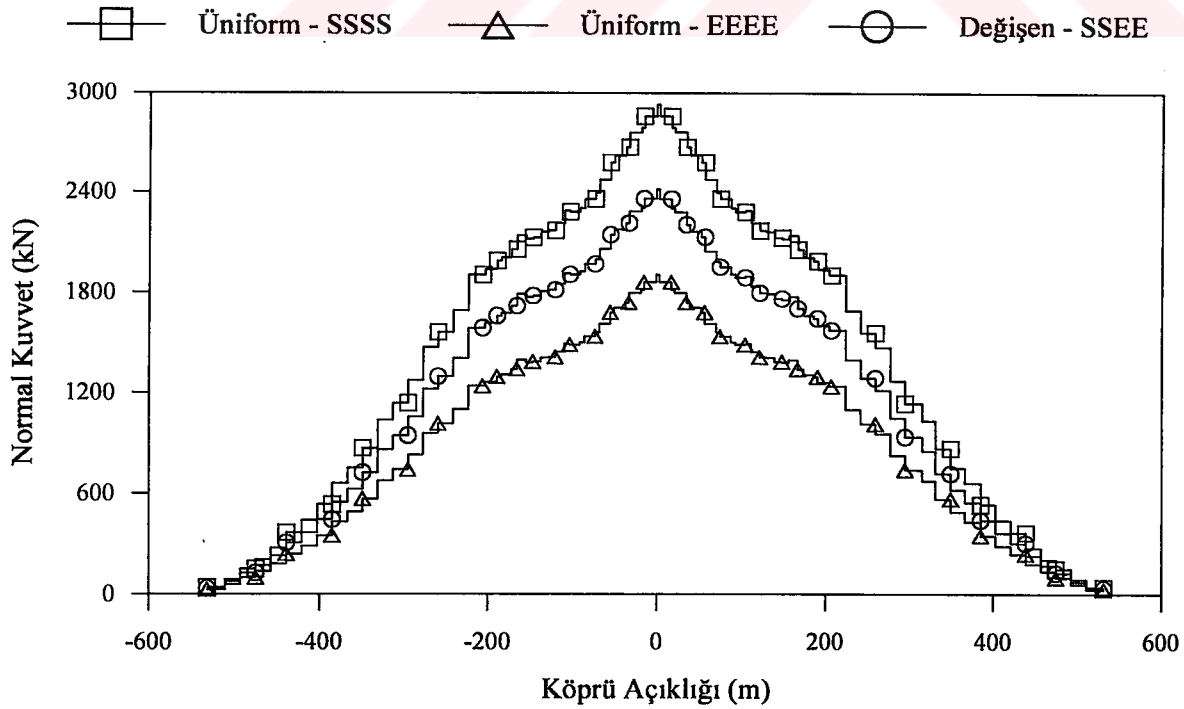
řekil 212. Üniform ve deęiřen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam dűsey yerdeęiřtirmeleri



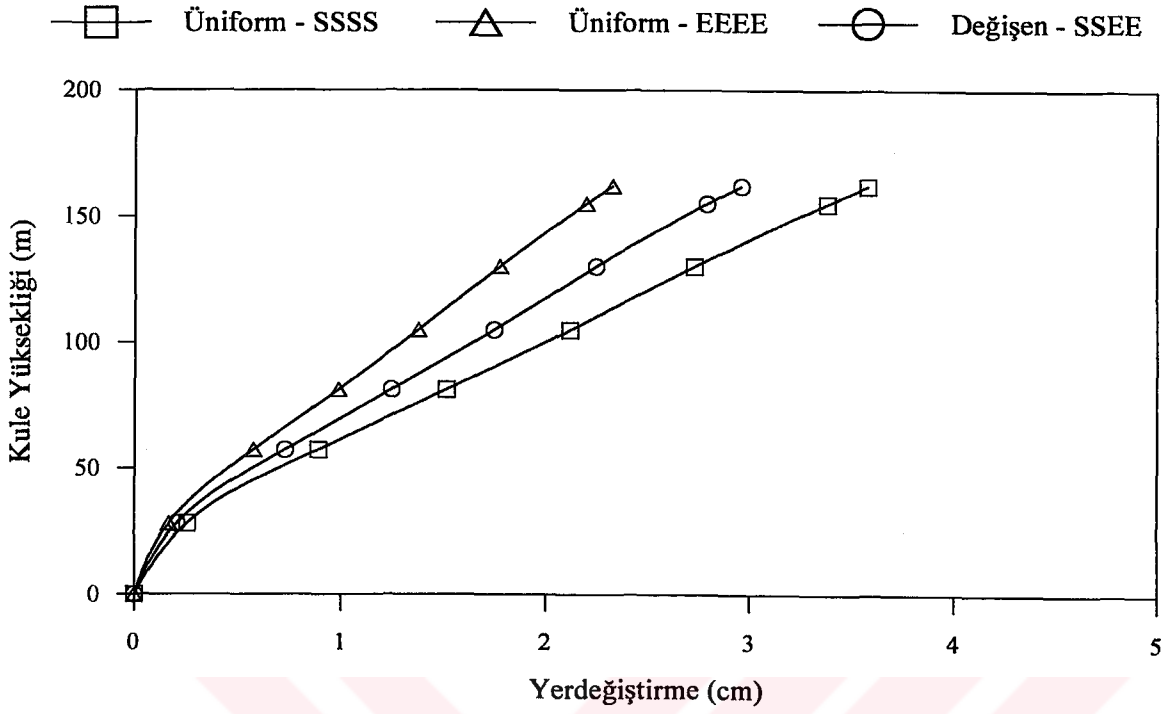
şekil 213. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri



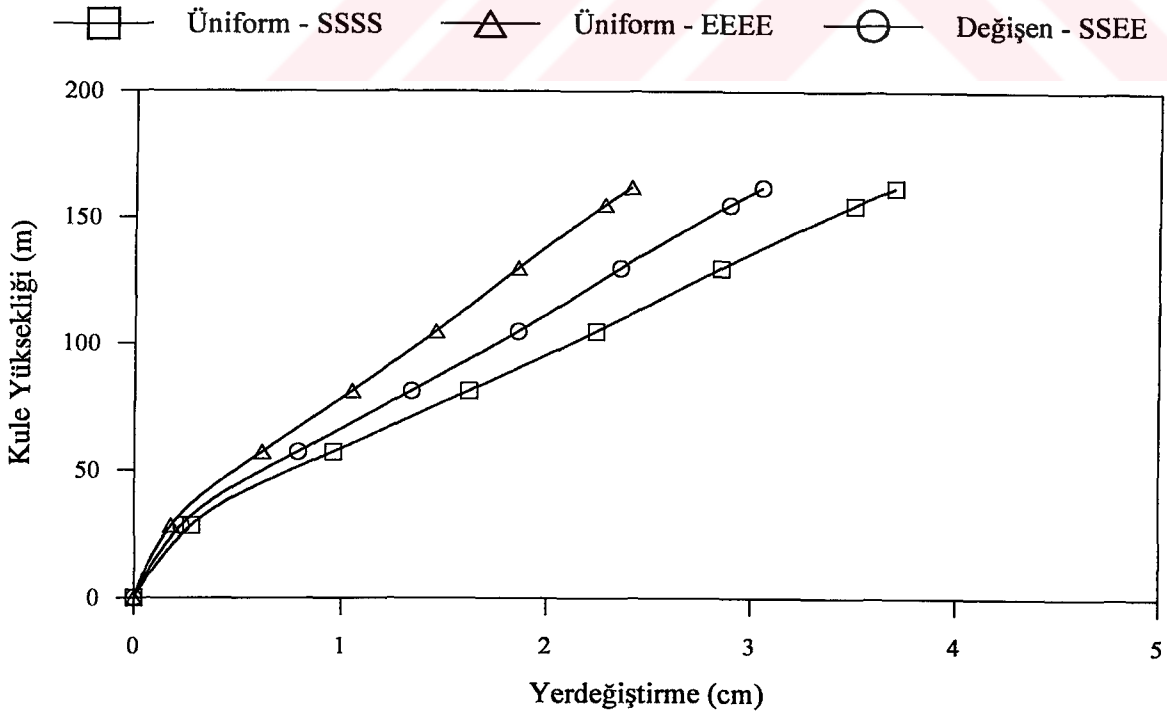
Şekil 214. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri



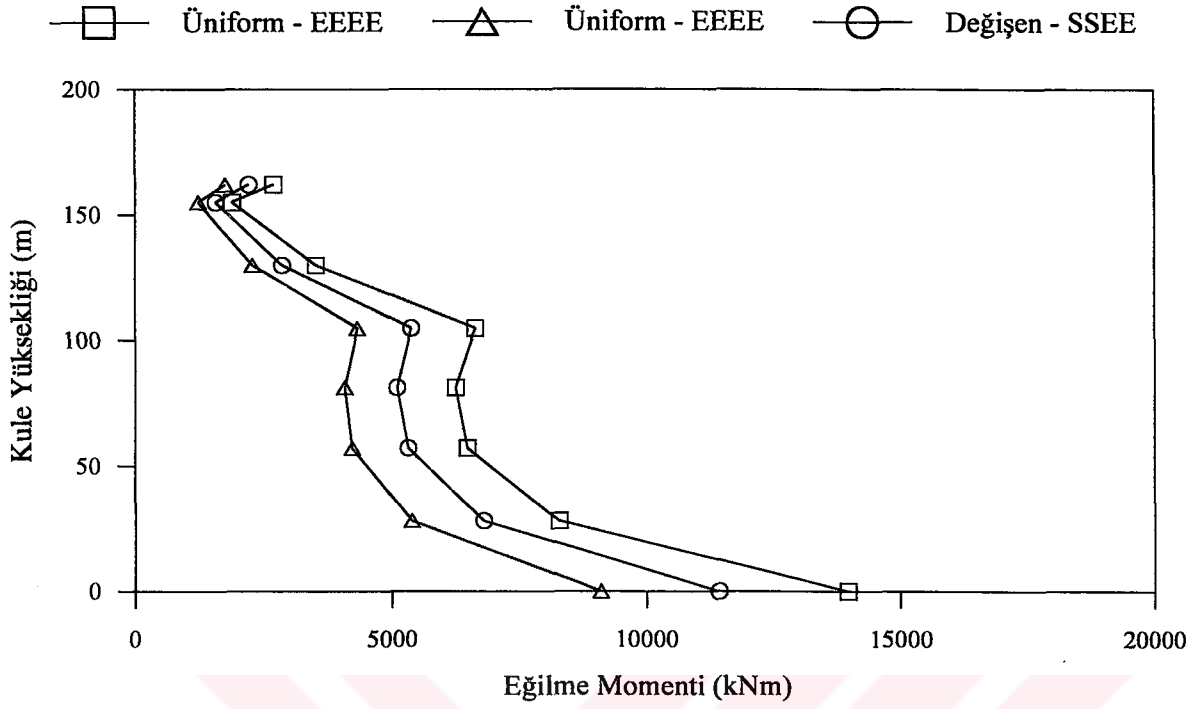
Şekil 215. Üniorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri



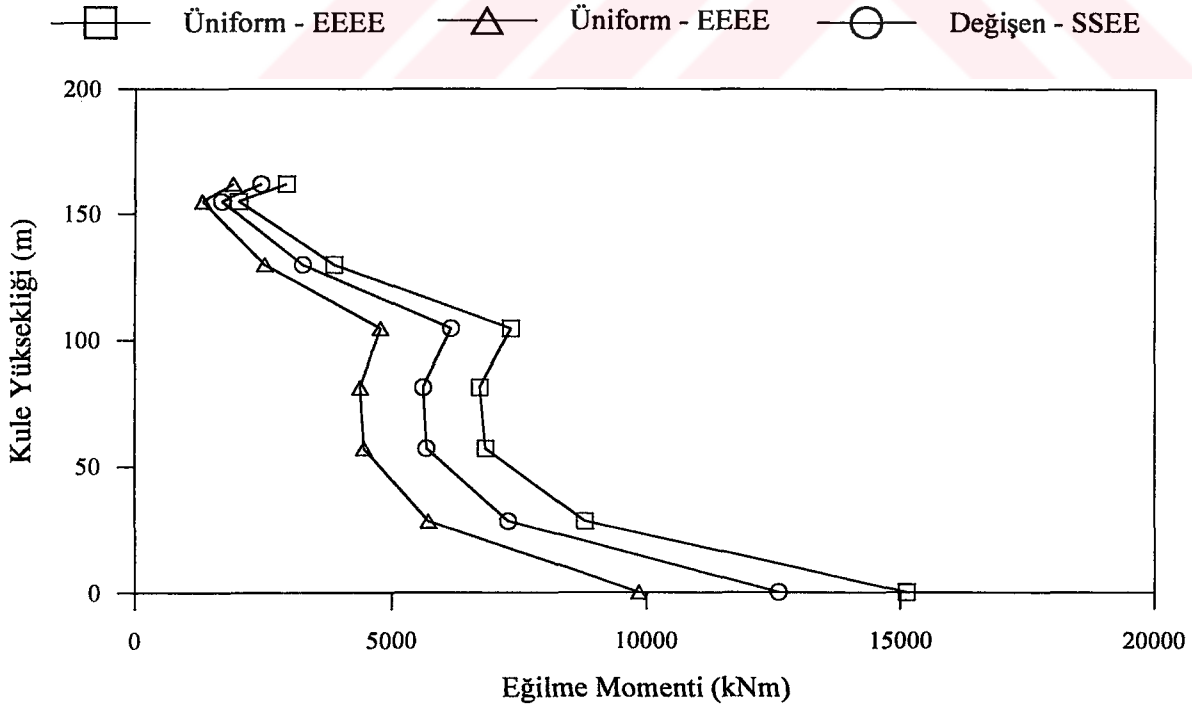
Şekil 216. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



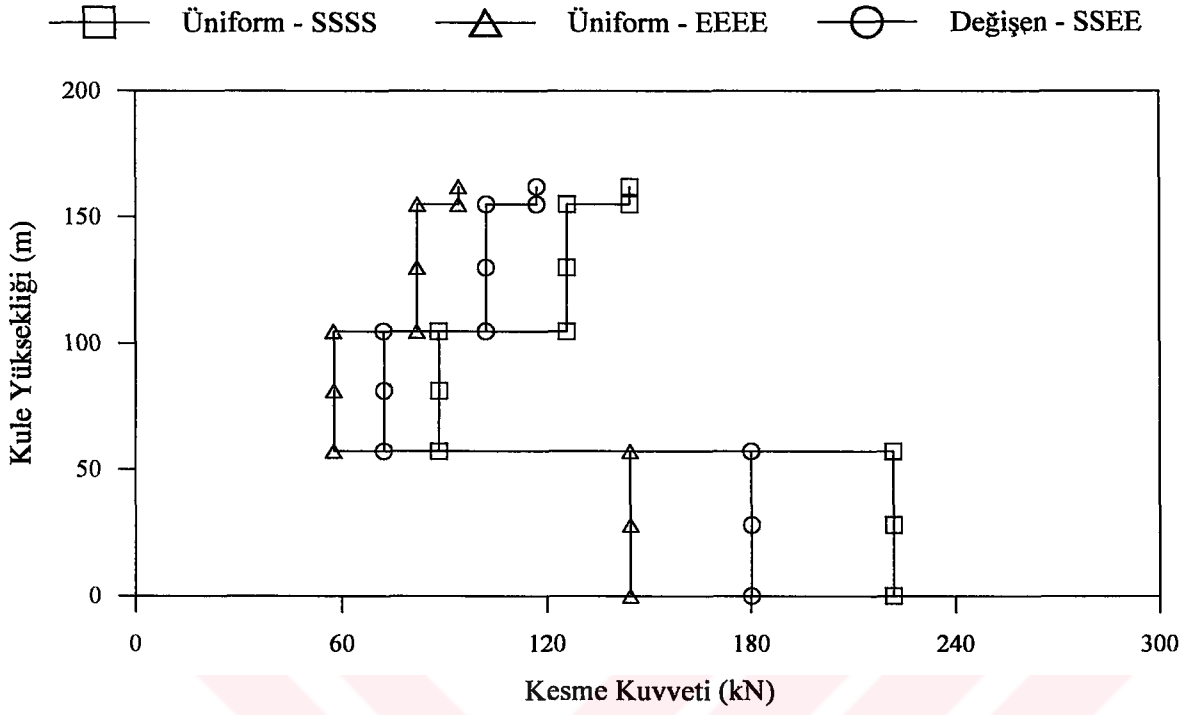
Şekil 217. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



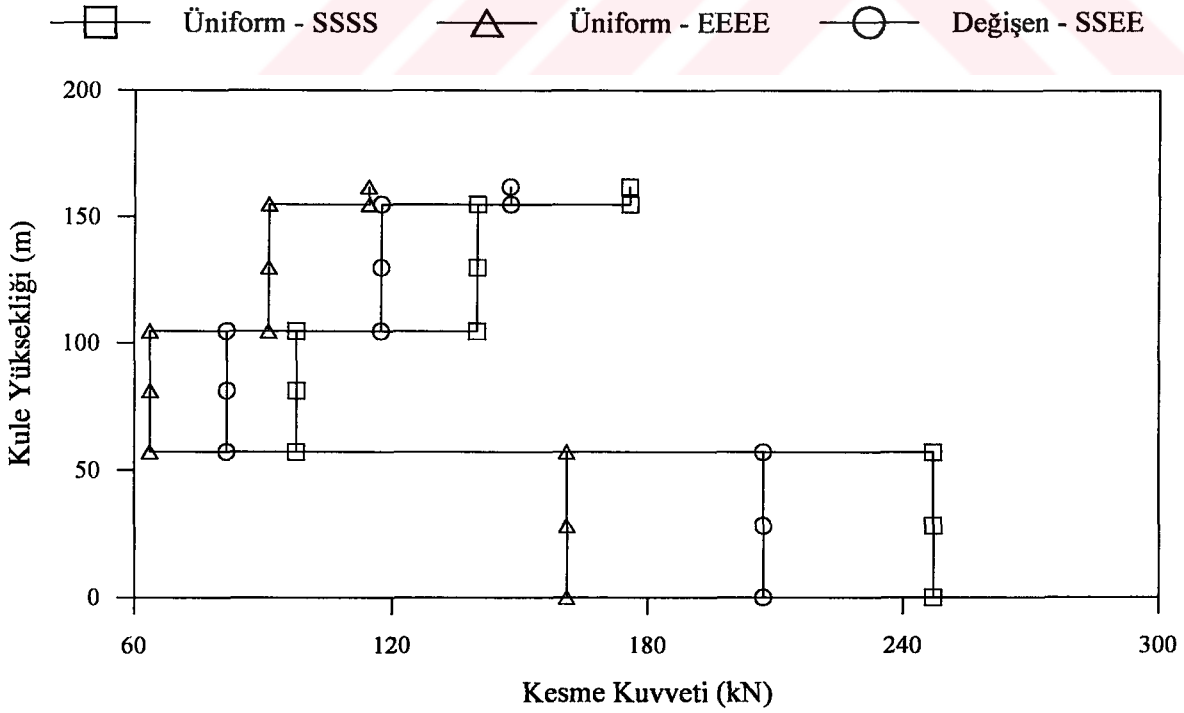
Şekil 218. Ünlorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri



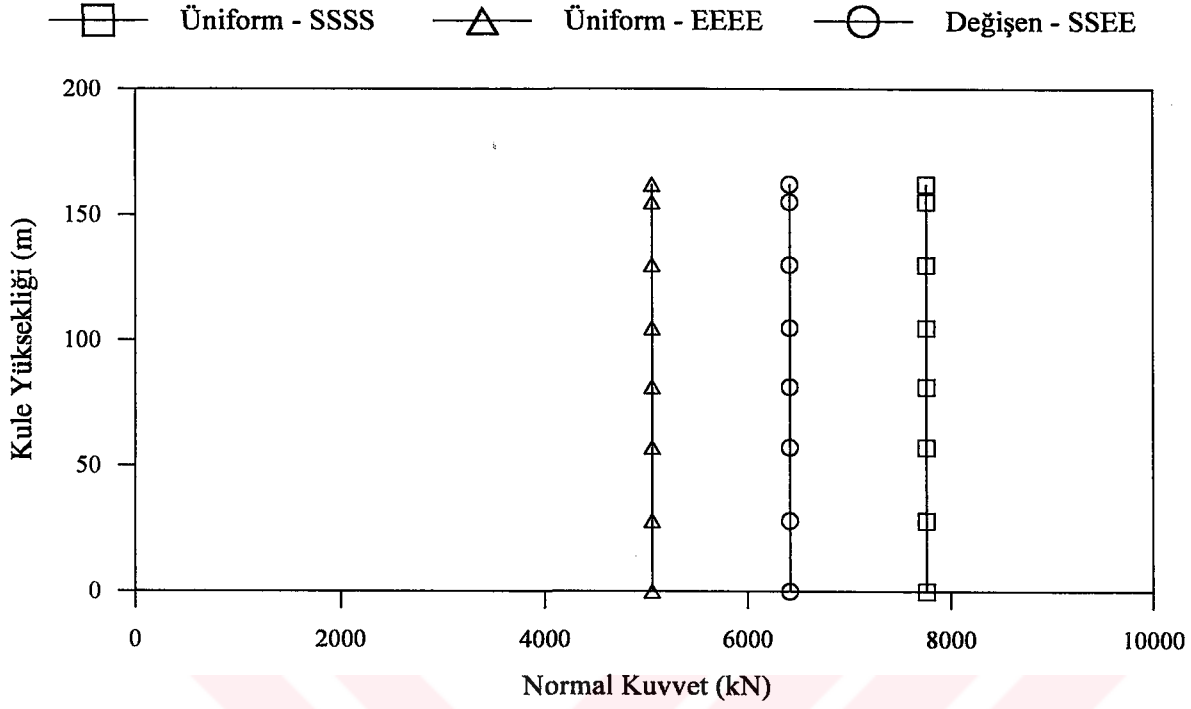
Şekil 219. Ünlorm ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri



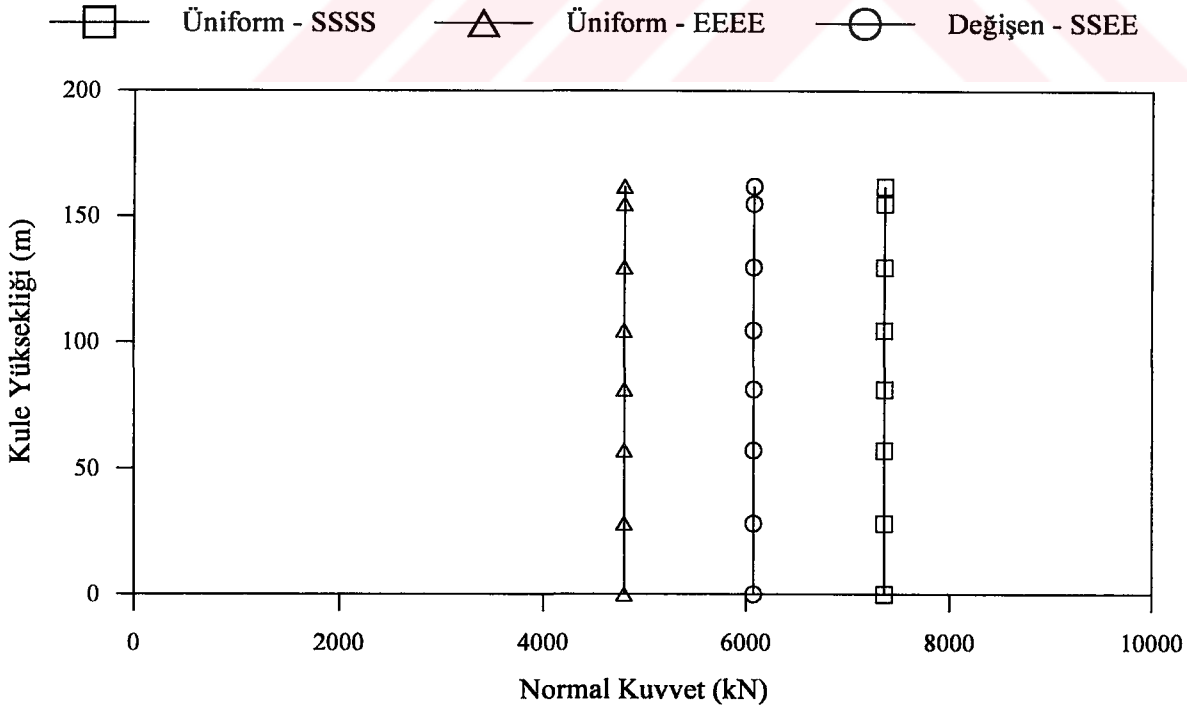
Şekil 220. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri



Şekil 221. Üniform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri



Şekil 222. Ünlform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri



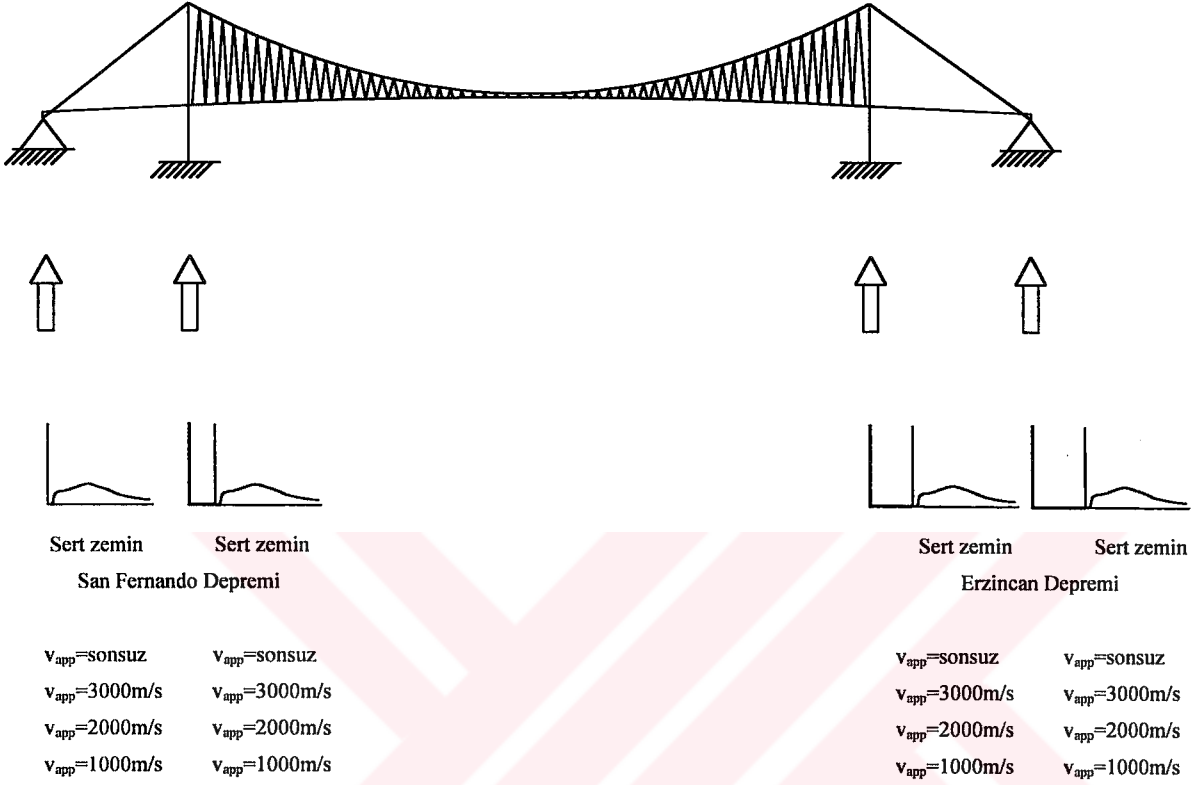
Şekil 223. Ünlform ve değişen yer hareketi ile hesaplanan Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri

### 3.2.6. Değişerek Yayılan Yer Hareketine Maruz Asma Köprü Analiz Sonuçlarının İncelenmesi

Bu bölümde asma köprü mesnetlerinin homojen ve sert zemine oturması durumunda korelasyon etkisi dikkate alınmadan, yer hareketi dalga yayılma hızı  $v_{app}=1000, 2000, 3000\text{m/s}$  ve sonsuz seçilerek değişen yer hareketi için analizler gerçekleştirilmektedir. Şekil 224'de değişerek yayılan yer hareketine maruz asma köprü görülmektedir. Yer hareketi olarak Avrupa yakasındaki mesnetlere San Fernando depremi, Asya yakasındaki mesnetlere ise Erzincan depremi etkittirilmektedir.

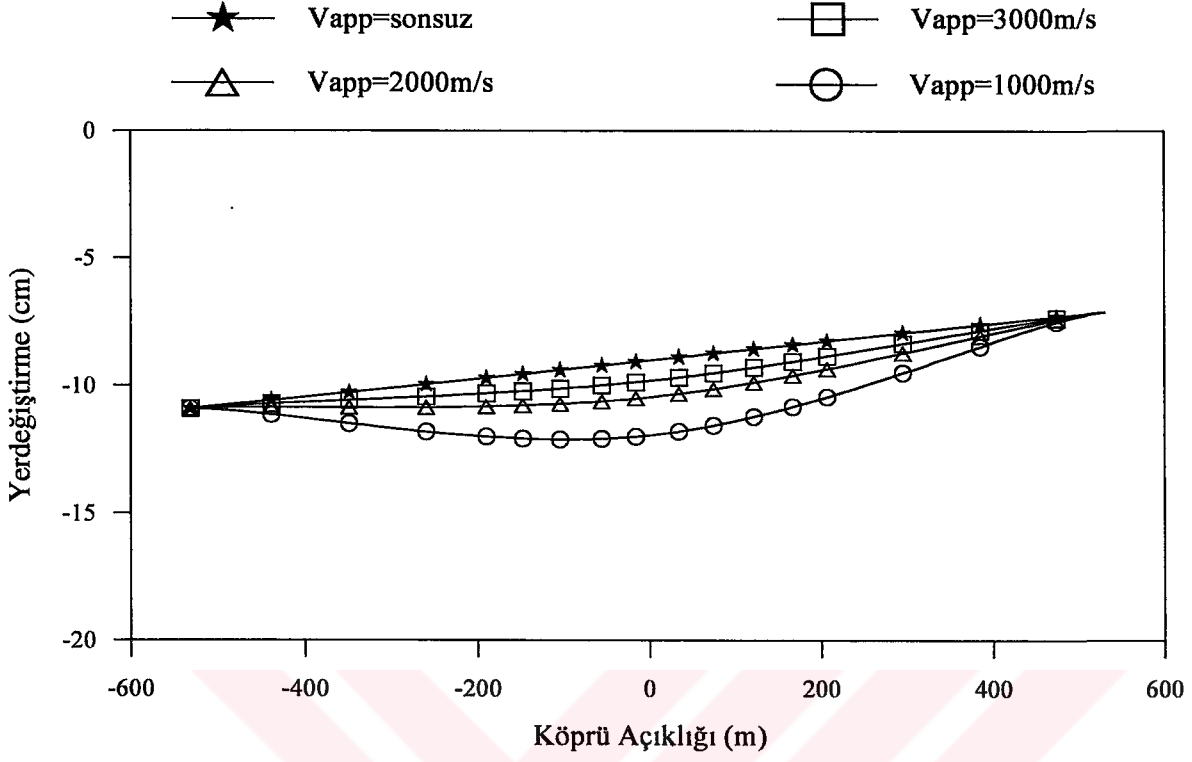
Analizler sonucunda tabliye ve kulelerde hesaplanan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler ile toplam eleman kuvvetleri Şekil 225 – Şekil 236'da görülmektedir. Şekillerden görüleceği üzere yer hareketinin sonsuz hız ile yayıldığı kabul edilerek yapılan analizler ile bulunan değerler genellikle en küçük olmaktadır. Bazı grafiklerde  $v_{app}=3000\text{m/s}$  olması durumunda hesaplanan değerler sonsuz hız için bulunan değerlerden daha küçüktür. Dolayısıyla bu durum, asma köprülerin stokastik analizinde yer hareketi için  $v_{app}=3000\text{m/s}$  ve daha büyük hız değerleri yerine sonsuz hız değerinin kullanılabilirliğini göstermektedir. Sonlu hızlar için yapılan analizlerde ise dalga yayılma hızı azaldıkça hesaplanan değerler artmaktadır.

Üniform yer hareketi durumunda tabliyede hesaplanan zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeler tabliyenin Avrupa ve Asya yakalarındaki uçlarında aynı olduğu halde, değişen yer hareketi durumunda farklı olmaktadır. Değişen yer hareketi durumunda tabliye Avrupa yakasındaki mesnetlerinde hangi deprem kaydı kullanılmışsa bu uçta hesaplanan zahiri-statik yerdeğiştirmeler, aynı deprem kaydı kullanılarak üniform yer hareketi için yapılan analizler sonucunda bulunan zahiri-statik yerdeğiştirmelere eşit olmaktadır. Asya yakası için de benzer durum mevcuttur. Sonuç olarak değişen yer hareketi durumunda tabliyenin Avrupa ve Asya yakası uçlarında elde edilen zahiri-statik yerdeğiştirmeler, o yakadaki mesnetlere etki eden yer hareketi yerdeğiştirmelerine göre değişmektedir.

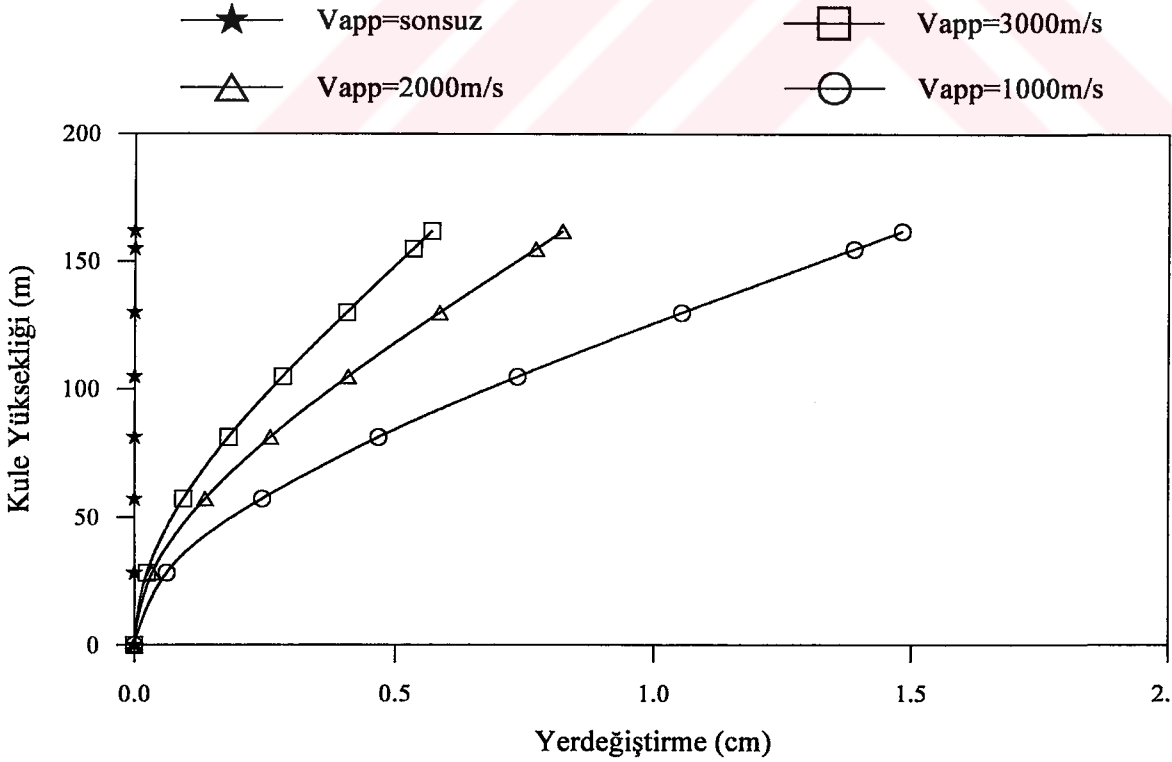


Şekil 224. Değişerek yayılan yer hareketine maruz asma köprü

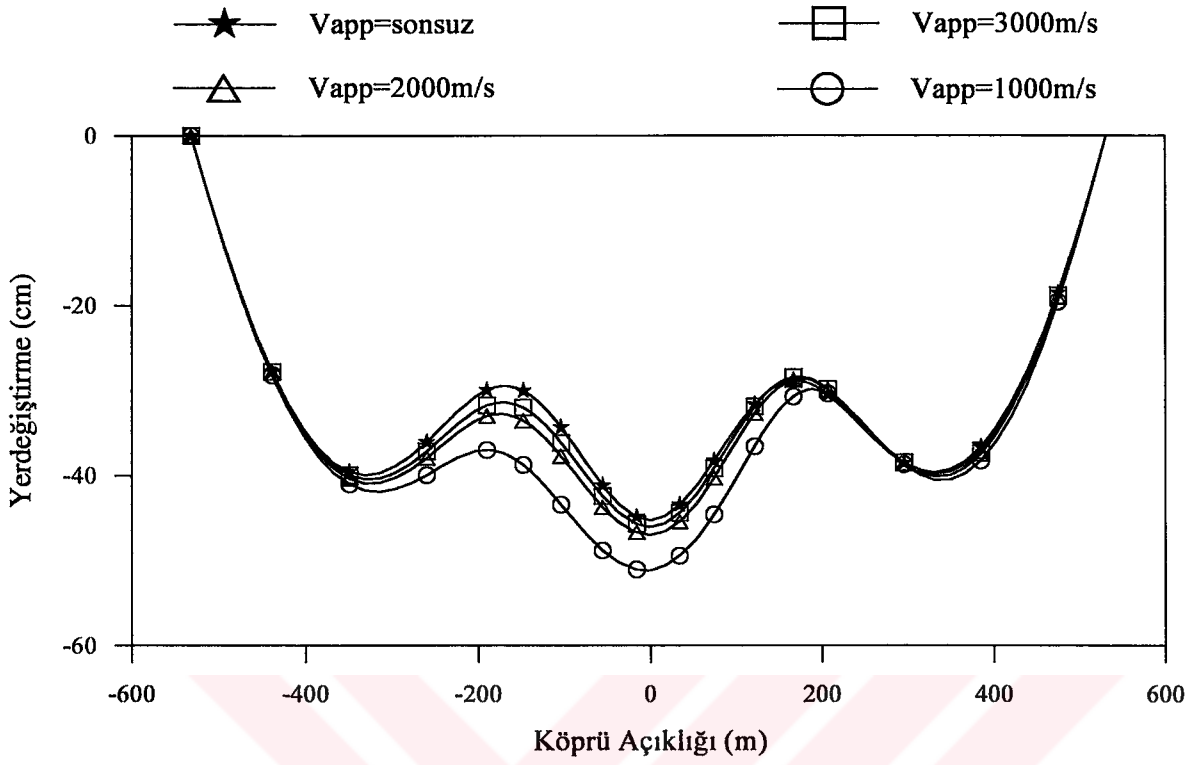




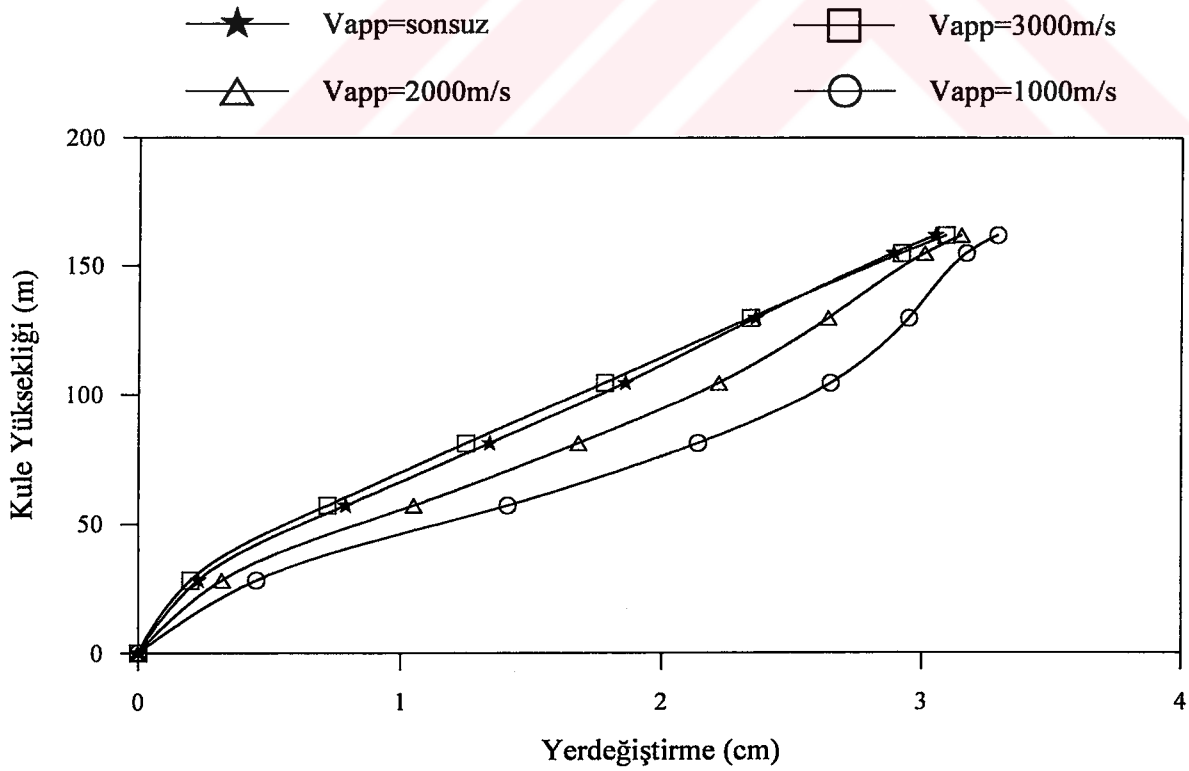
Şekil 225. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri



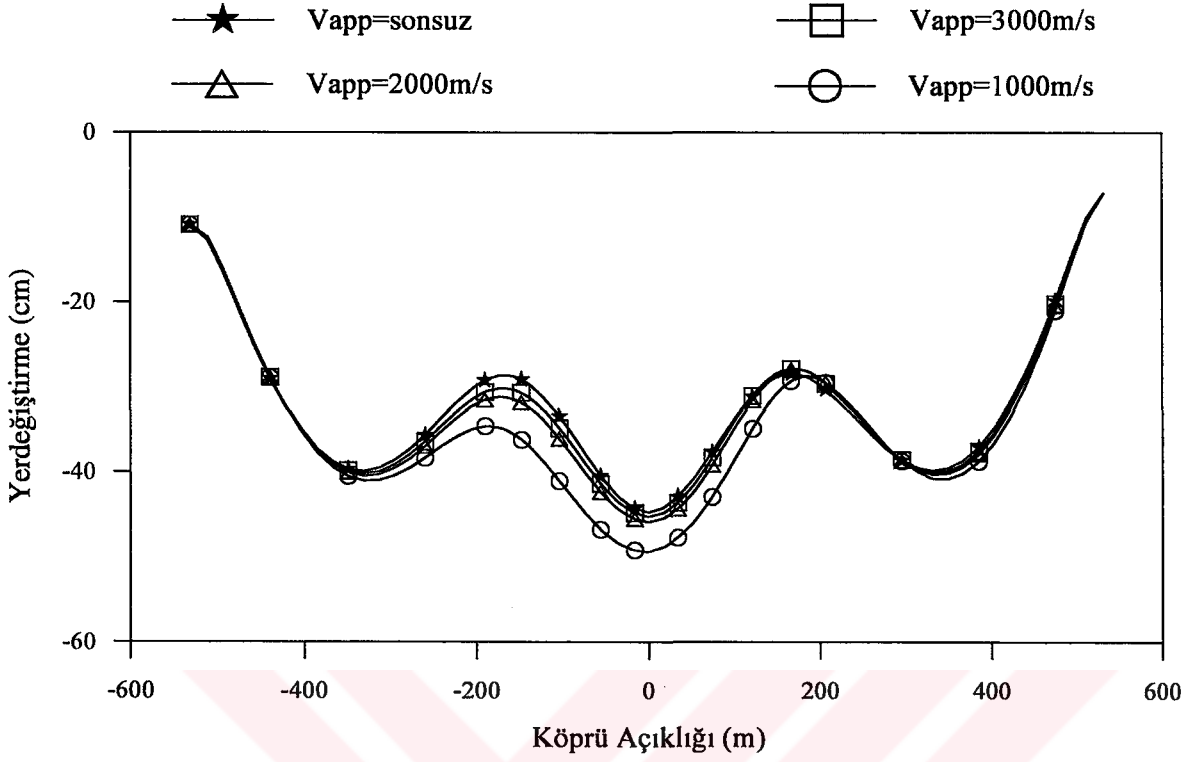
Şekil 226. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule zahiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri



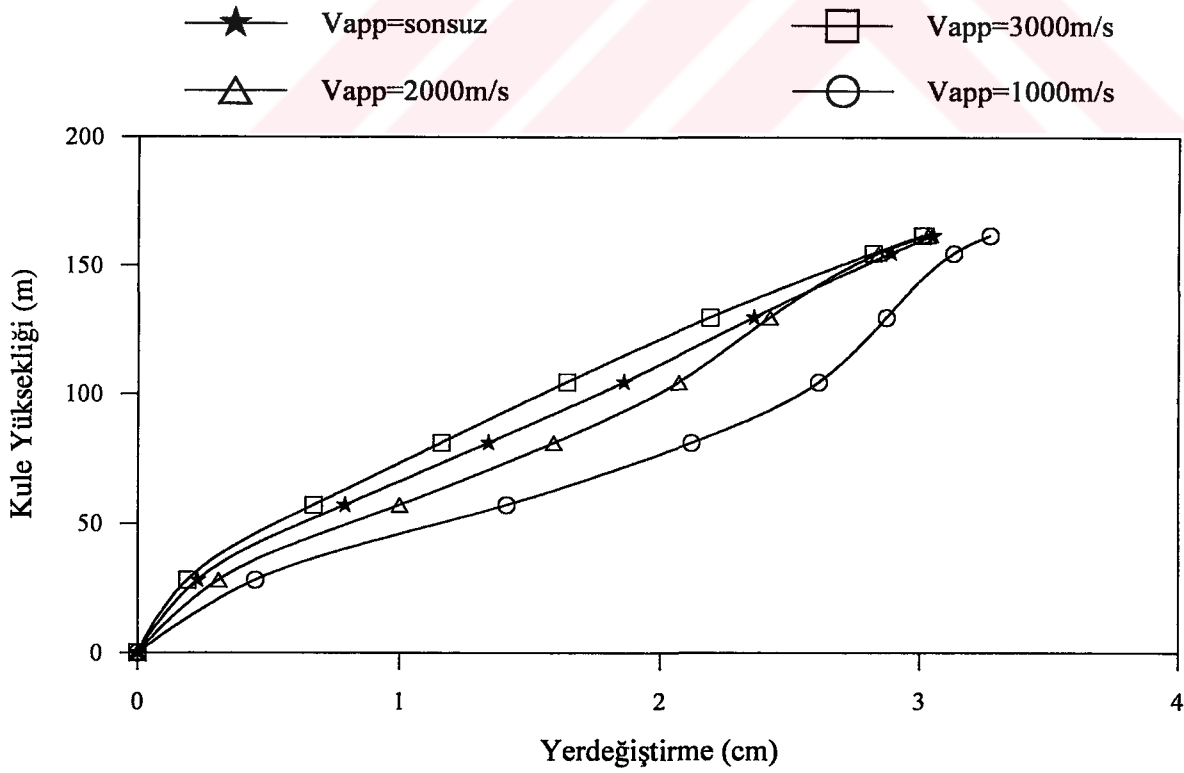
Şekil 227. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri



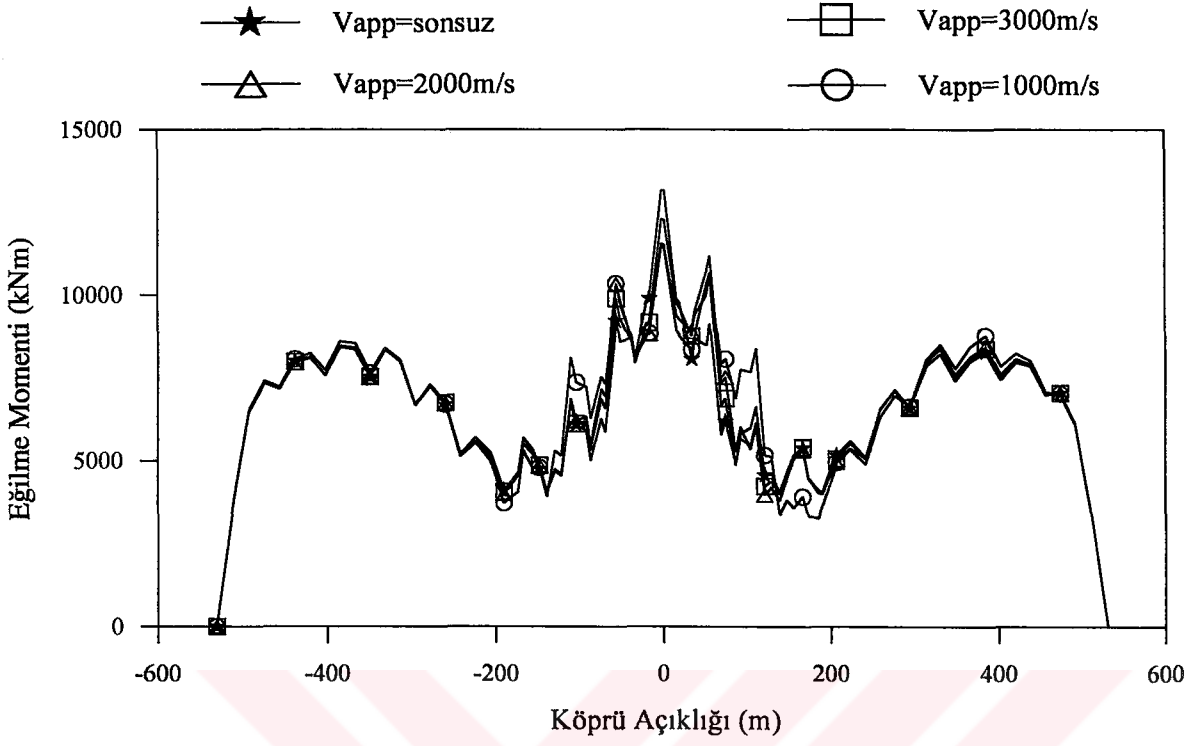
Şekil 228. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule dinamik yatay yerdeğiştirmeleri



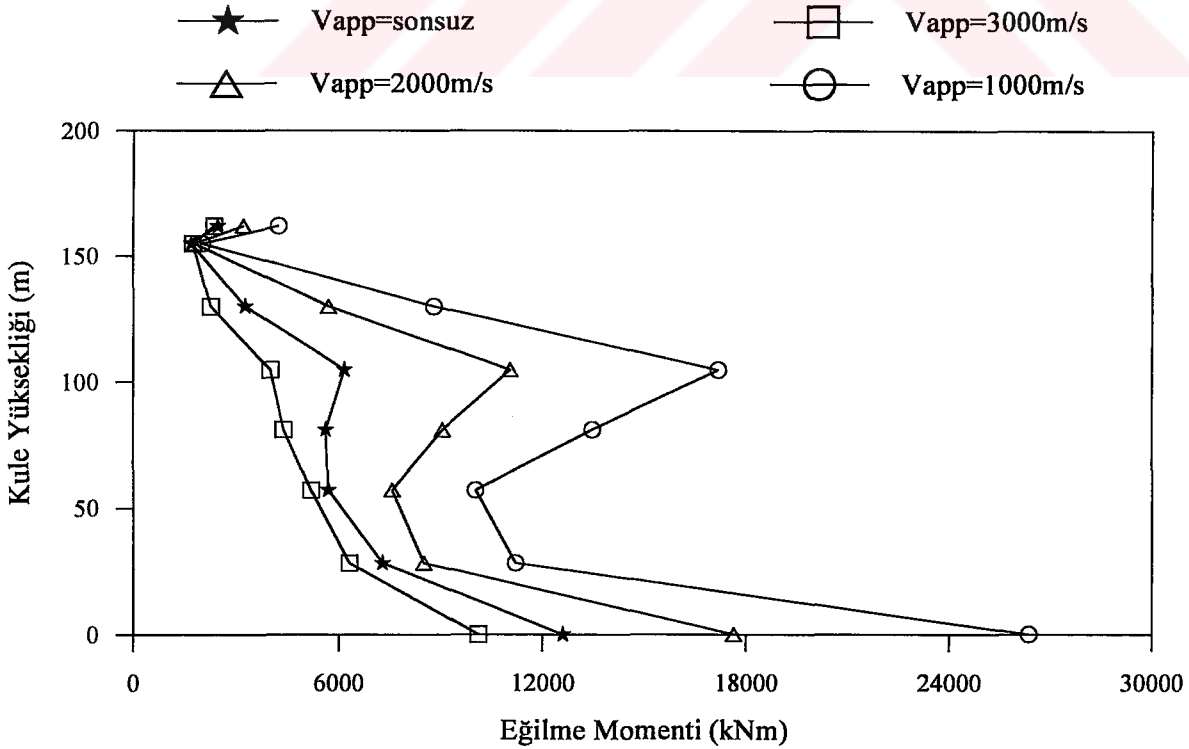
Şekil 229. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri



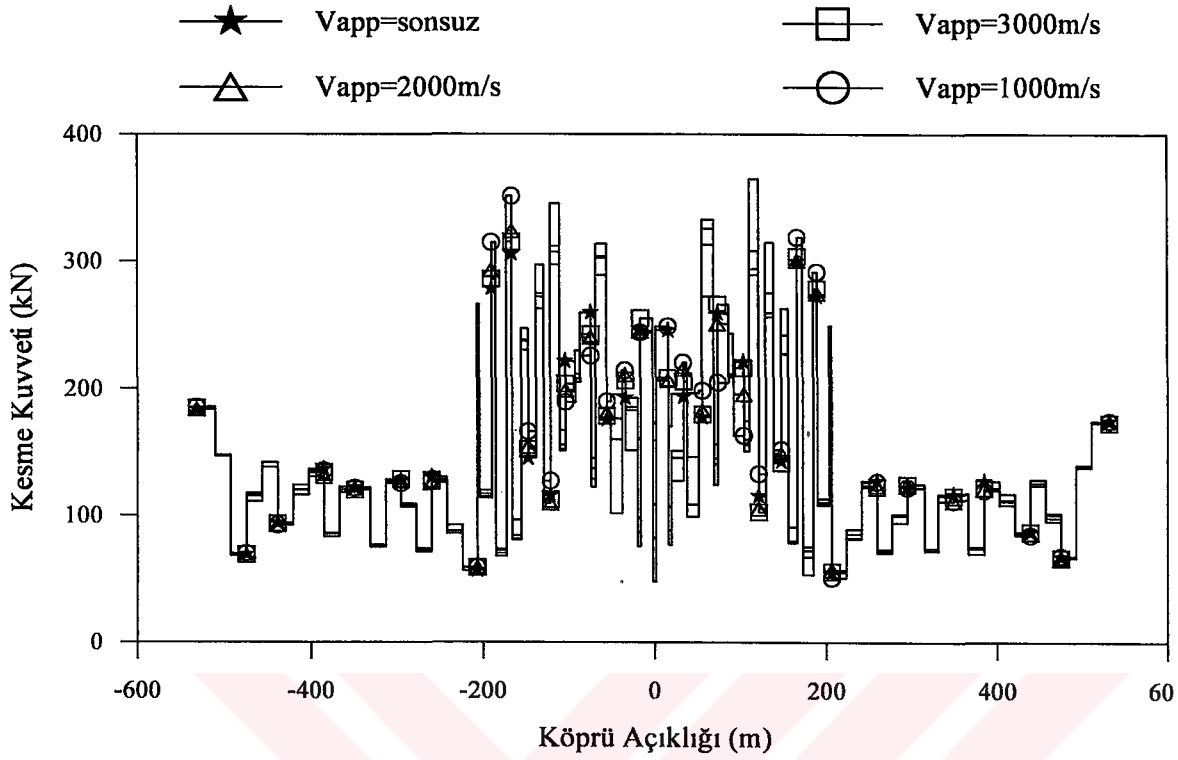
Şekil 230. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam yatay yerdeğiştirmeleri



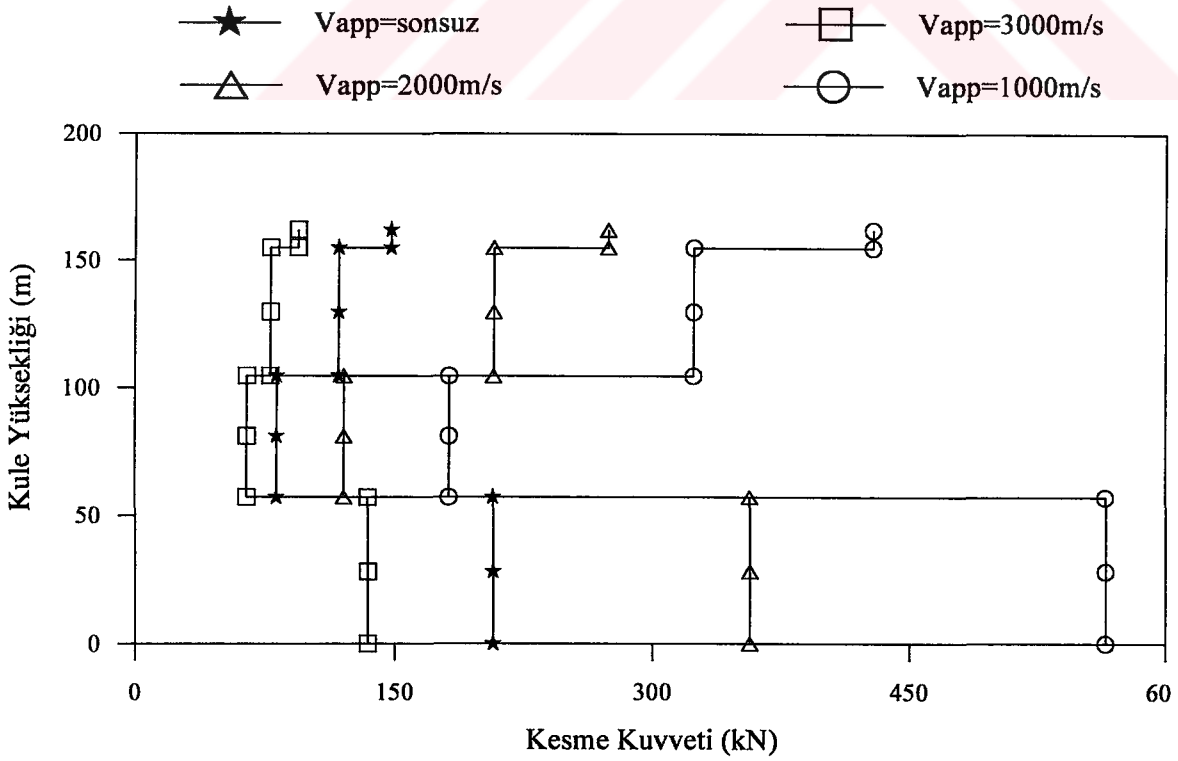
Şekil 231. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam eğilme momentleri



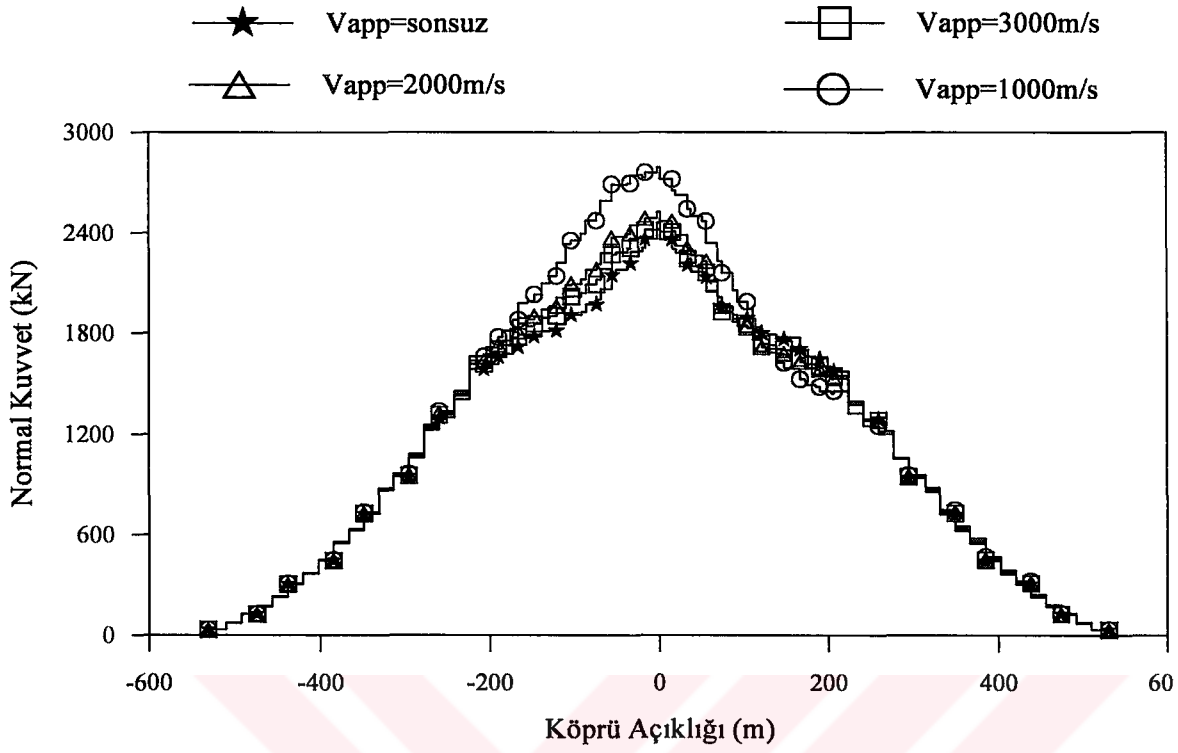
Şekil 232. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam eğilme momentleri



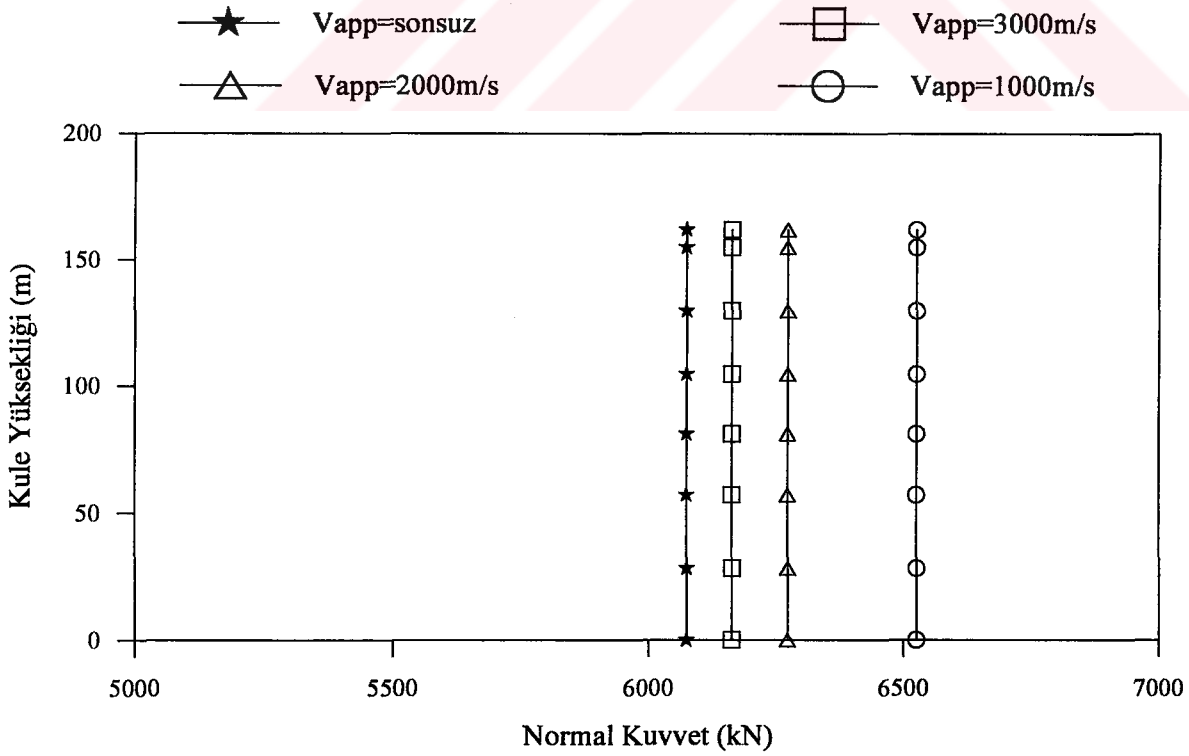
Şekil 233. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam kesme kuvvetleri



Şekil 234. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam kesme kuvvetleri



Şekil 235. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan tabliye toplam normal kuvvetleri



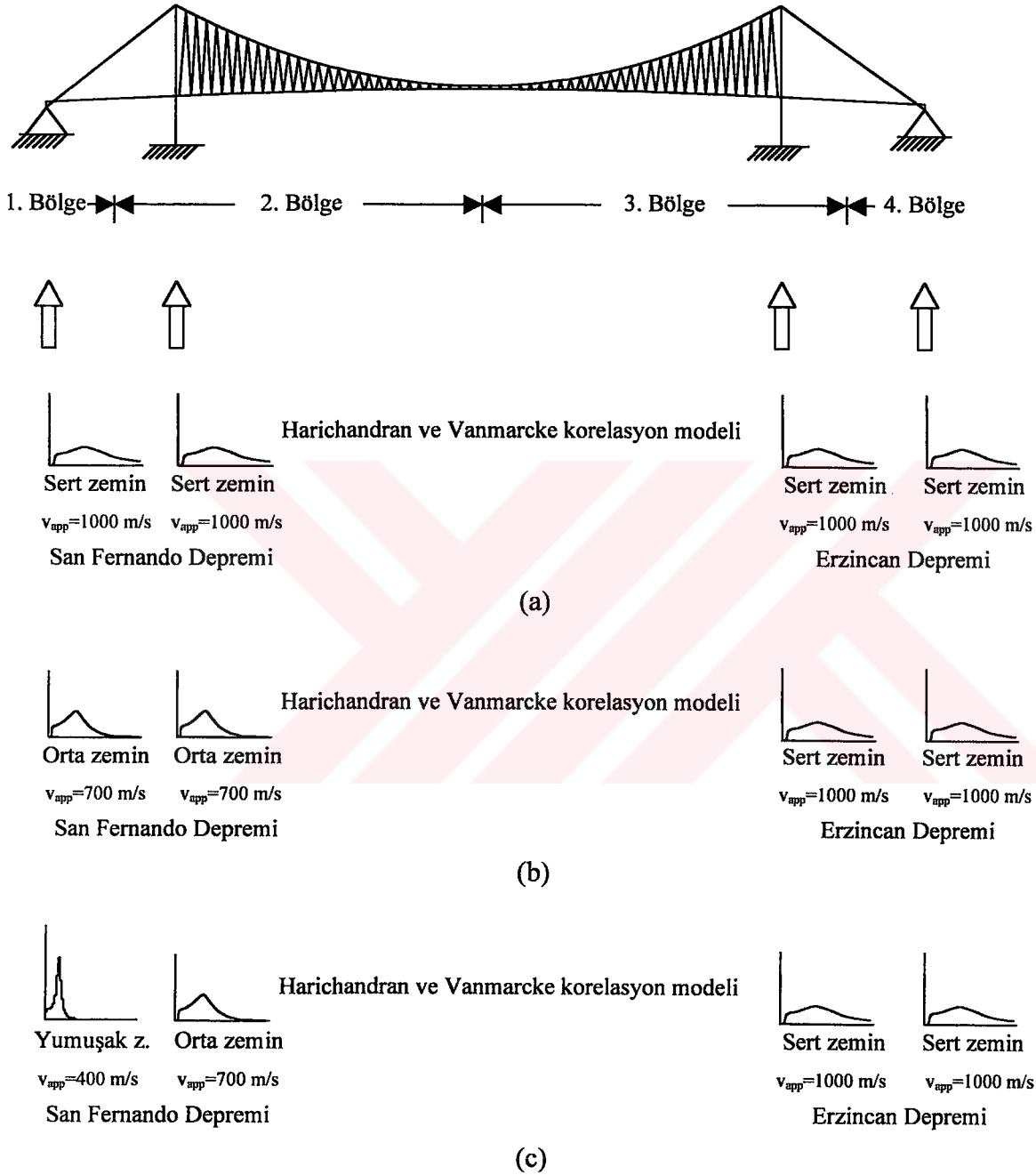
Şekil 236. Değişerek yayılan yer hareketi ile hesaplanan kule toplam normal kuvvetleri

### **3.2.7. Değişen Yer Hareketine Maruz Asma Köprülerin Dalga Yayılma, Korelasyon ve Zemin Etkileri Dikkate Alınarak Yapılan Analiz Sonuçlarının İncelenmesi**

Bu kısımda Bölüm 3.2.4'te gerçekleştirilmiş olan analizler asma köprü'nün Avrupa ve Asya yakasındaki mesnetlerine farklı yer hareketleri etkittirilerek değişen yer hareketi için tekrarlanmaktadır. Dört bölgeden oluşan, köprü'nün mesnetlendiği zemindeki farklı üç zemin dağılışı A, B ve C durumları olarak Bölüm 3.2.4'te anlatıldığı için burada tekrarlanmayacaktır. Şekil 237'de homojen ve homojen olmayan zemin ortamında değişen yer hareketine maruz asma köprü görülmektedir.

Analizler sonucunda köprü tabliye ve kulelerinde elde edilmiş olan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler ile toplam eleman kuvvetleri Şekil 238 – Şekil 255'te görülmektedir. Şekillerden görüleceği gibi A durumunda bulunan değerler en küçük olurken, C durumundaki değerler en büyük olmaktadır. Yani sert zeminden yumuşak zemine doğru geçildikçe hesaplanan değerler de büyümektedir.

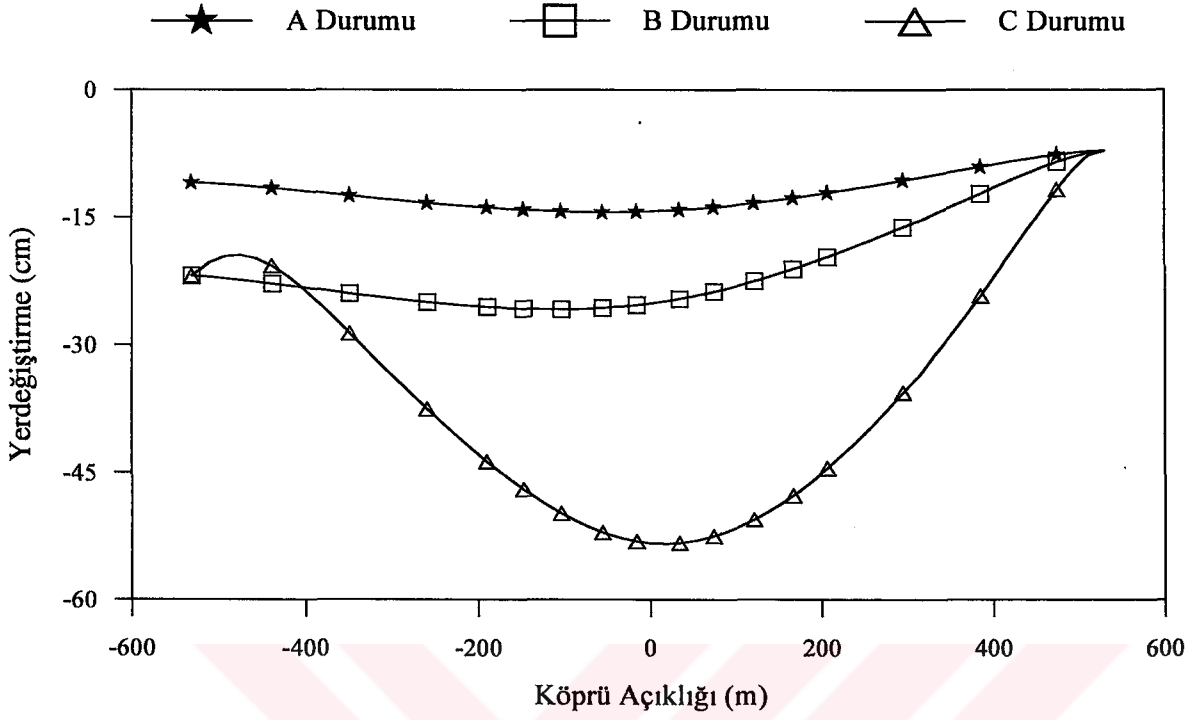
Köprü'nün bütün mesnetlerine San Fernando depreminin etkittirilmesi ile Bölüm 3.2.4'te tabliyenin her iki ucunda hesaplanan zahiri-statik yerdeğiştirmeler aynı ve 10.92 cm iken, değişen yer hareketi durumunda bu değer tabliyenin her iki ucunda da aynı olmayıp, San Fernando depreminin etkidiği Avrupa yakasında 10.92 cm, Erzincan depreminin etkidiği Asya yakasında ise 7.11 cm olarak hesaplanmıştır. Dolayısıyla burada Bölüm 3.2.4'dekinden farklı olarak Erzincan depreminin etkidiği Asya yakasında gerek tabliyede ve gerekse Asya yakasındaki kulede elde edilen değerlerde bir azalma olduğu görülmektedir.



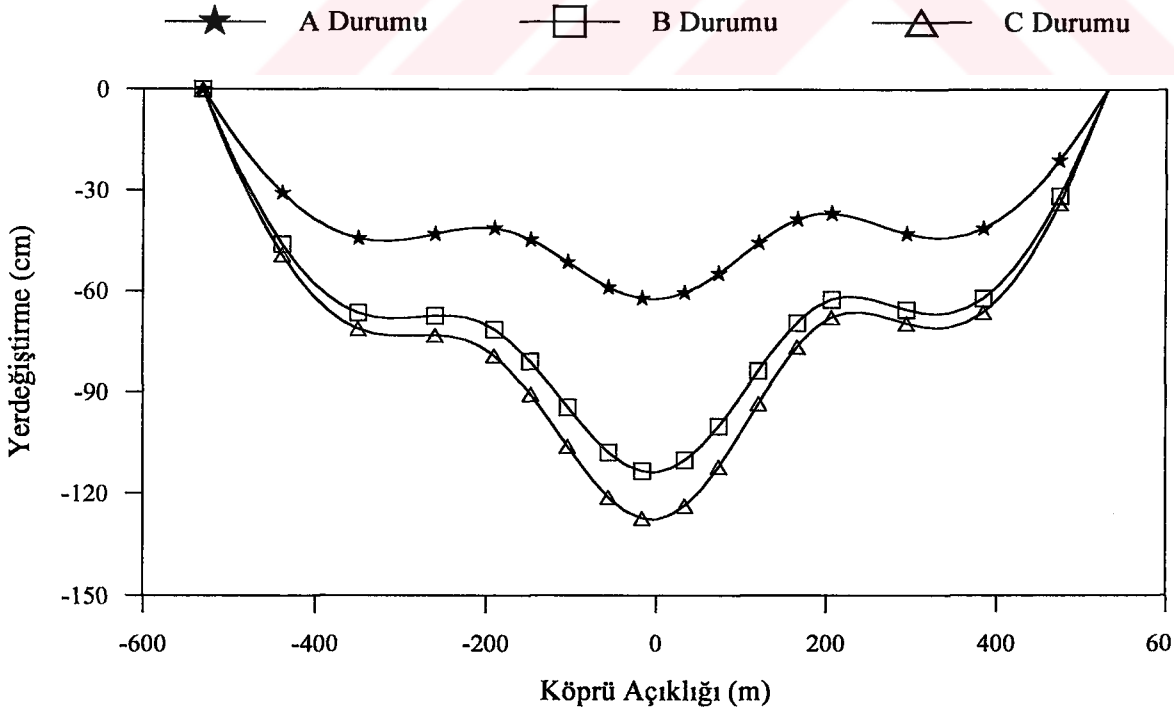
Şekil 237. Homojen ve homojen olmayan zemin ortamında değişen yer hareketine maruz asma köprü (S : Sert zemin, O : Orta zemin, Y : Yumuşak zemin)

- (a) Homojen zemin (SSSS)  
 (b) Homojen olmayan zemin (OOSS)  
 (c) Homojen olmayan zemin (YOSS)

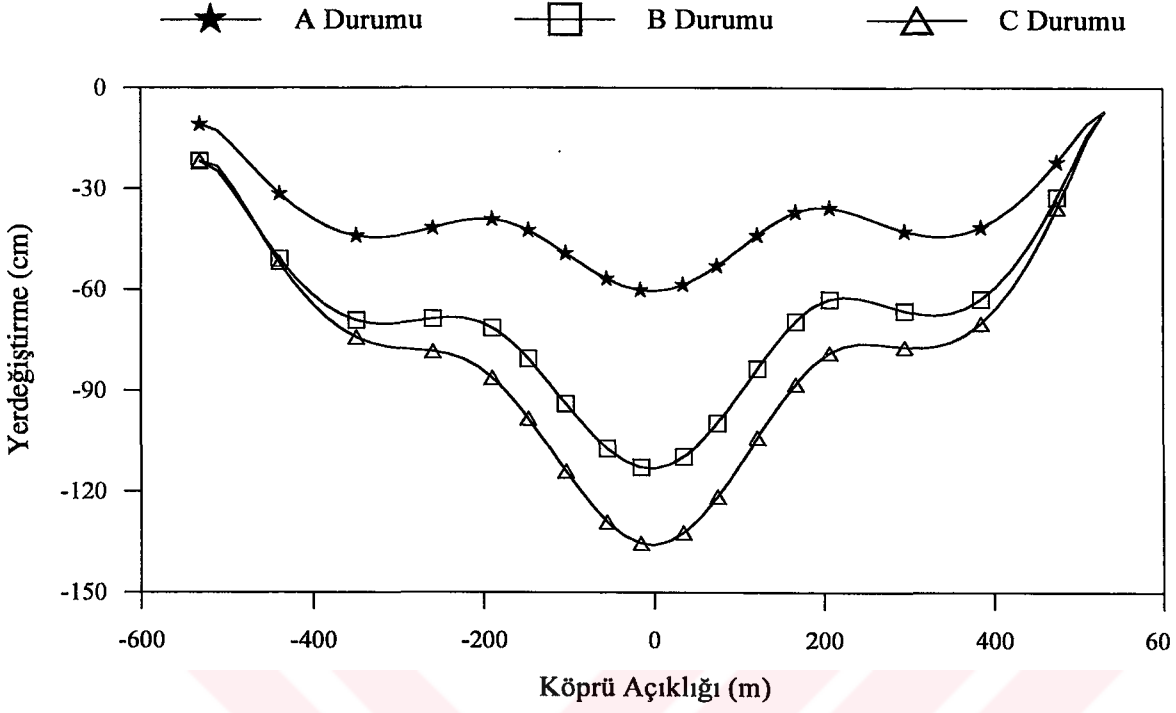




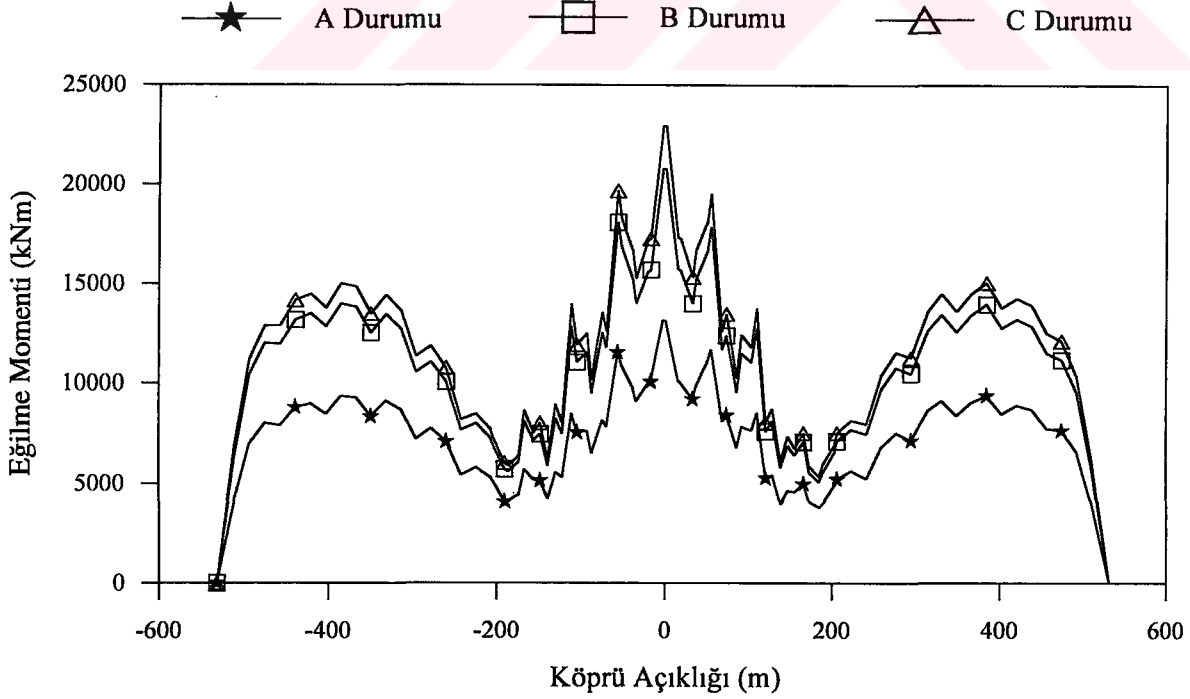
Şekil 238. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeleri



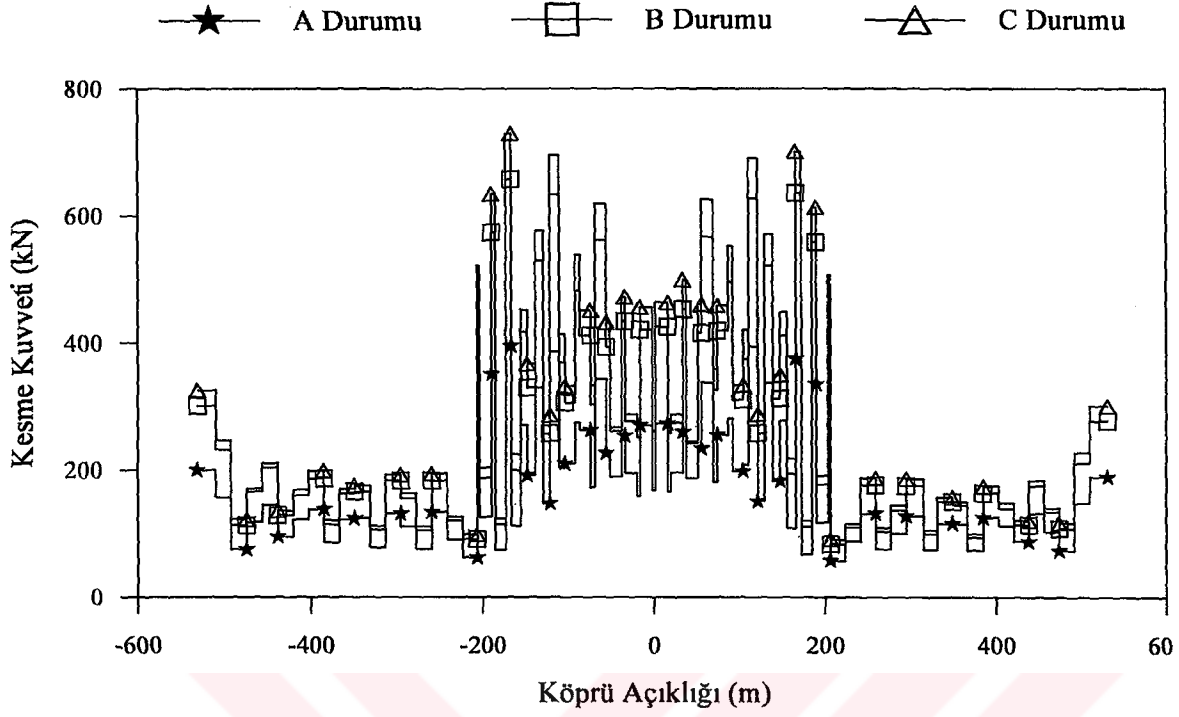
Şekil 239. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye dinamik düşey yerdeğiştirmeleri



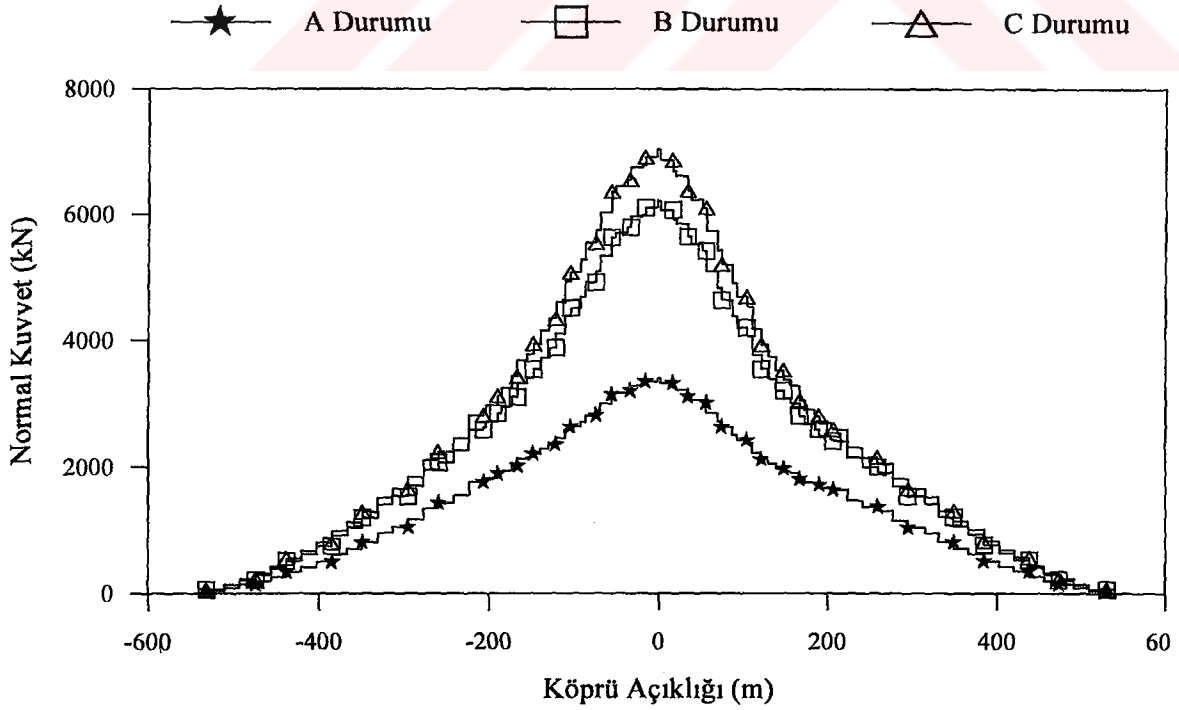
Şekil 240. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam düşey yerdeğiştirmeleri



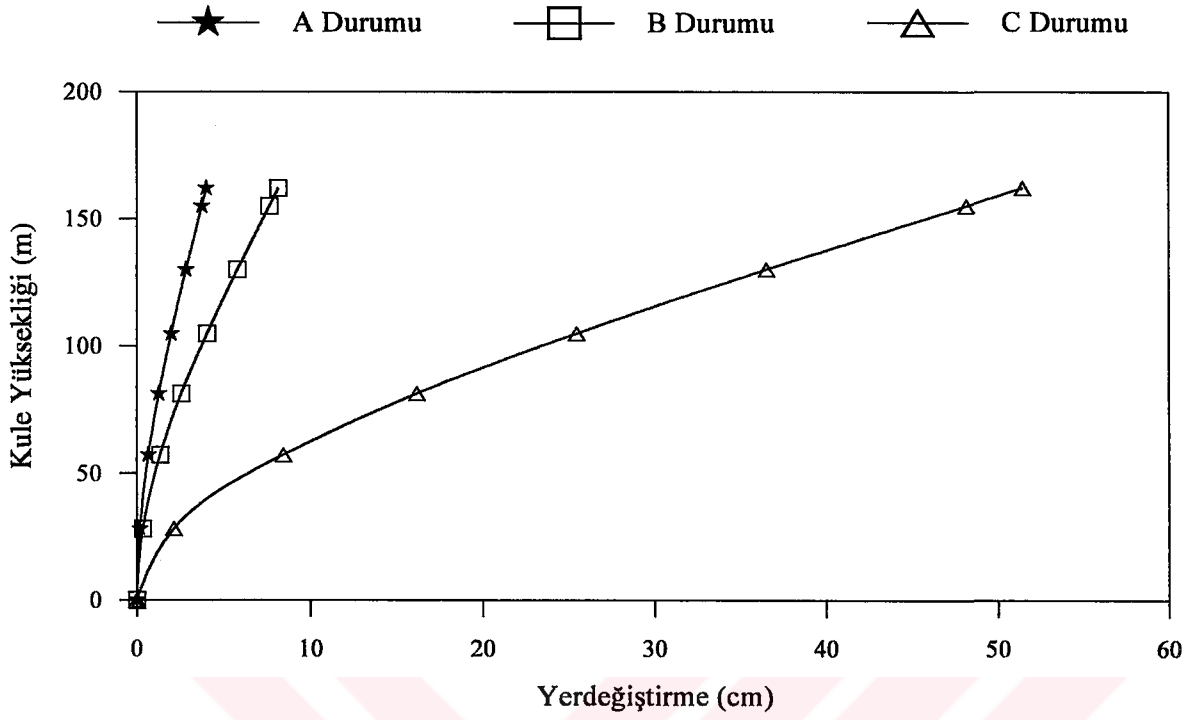
Şekil 241. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam eğilme momentleri



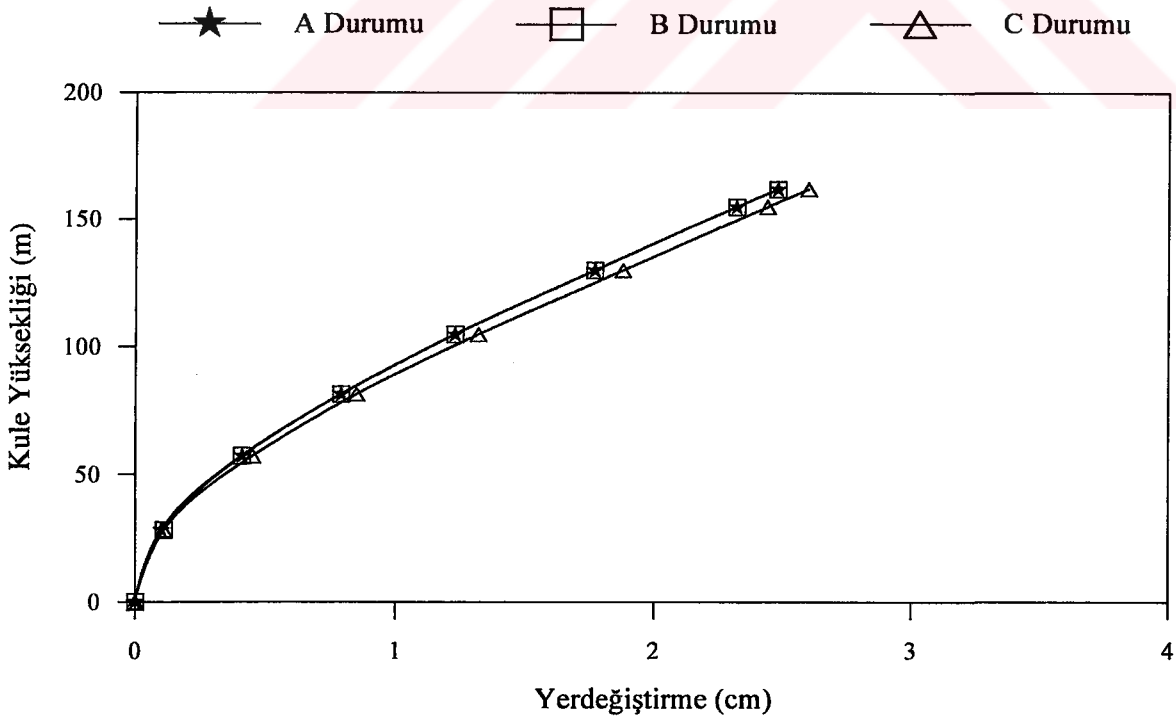
Şekil 242. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam kesme kuvvetleri



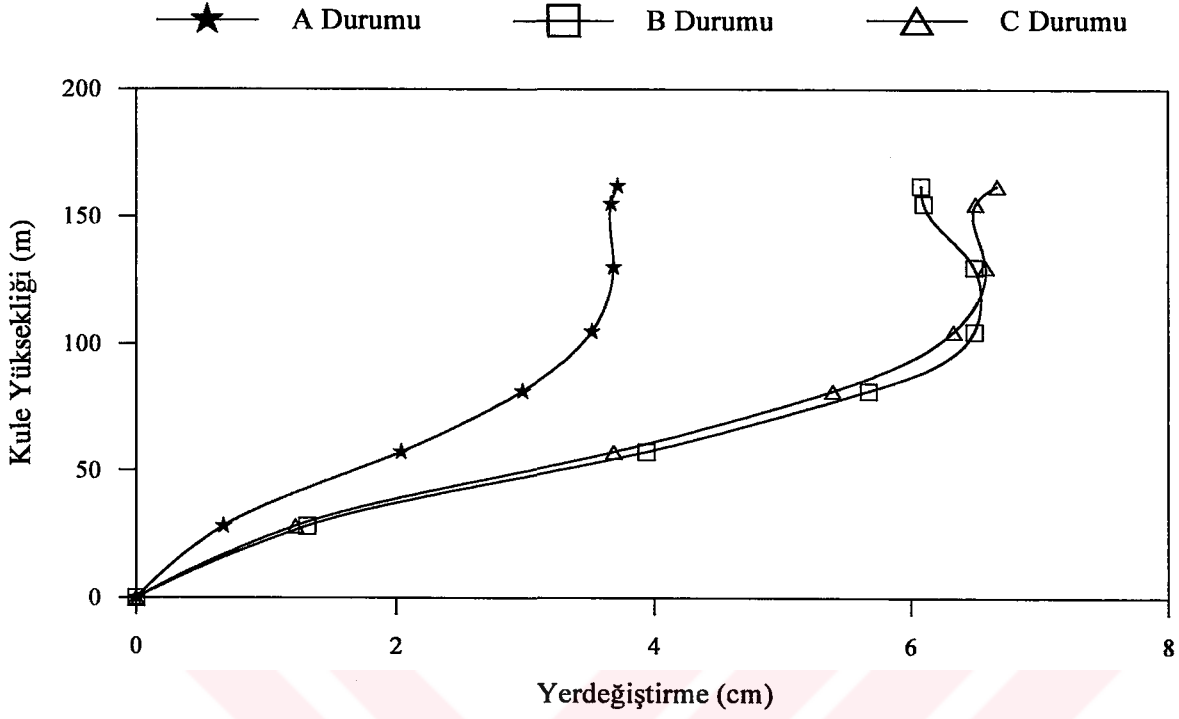
Şekil 243. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için tabliye toplam normal kuvvetleri



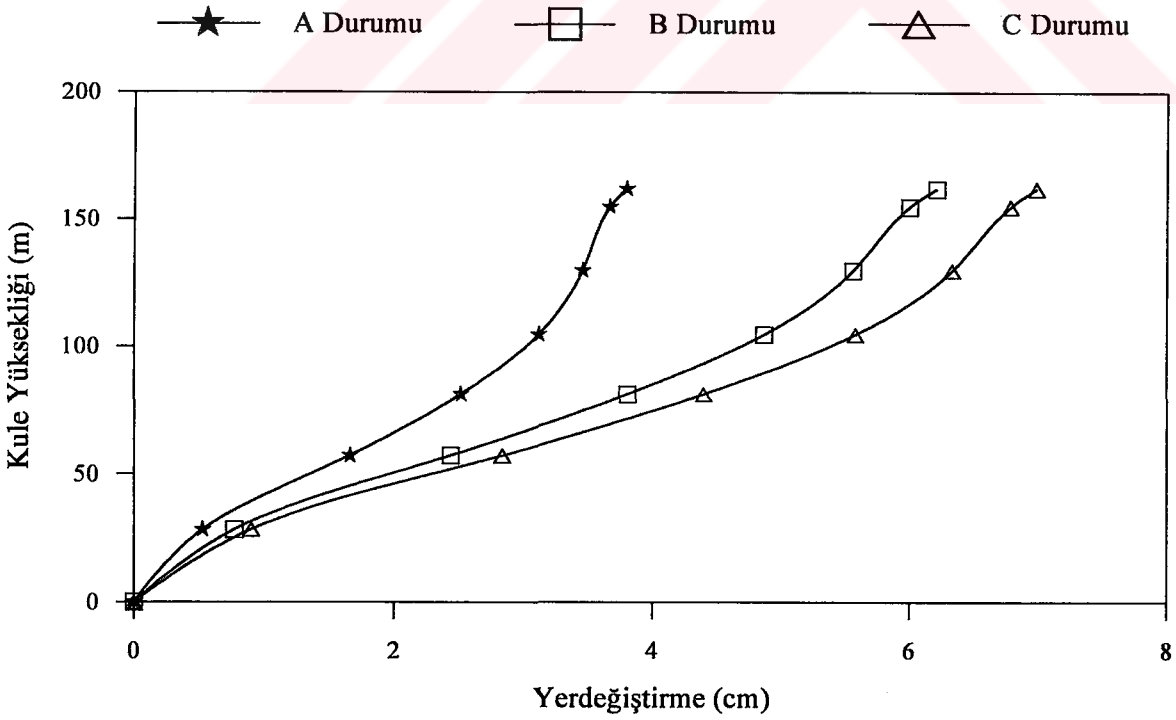
Şekil 244. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi zihiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri



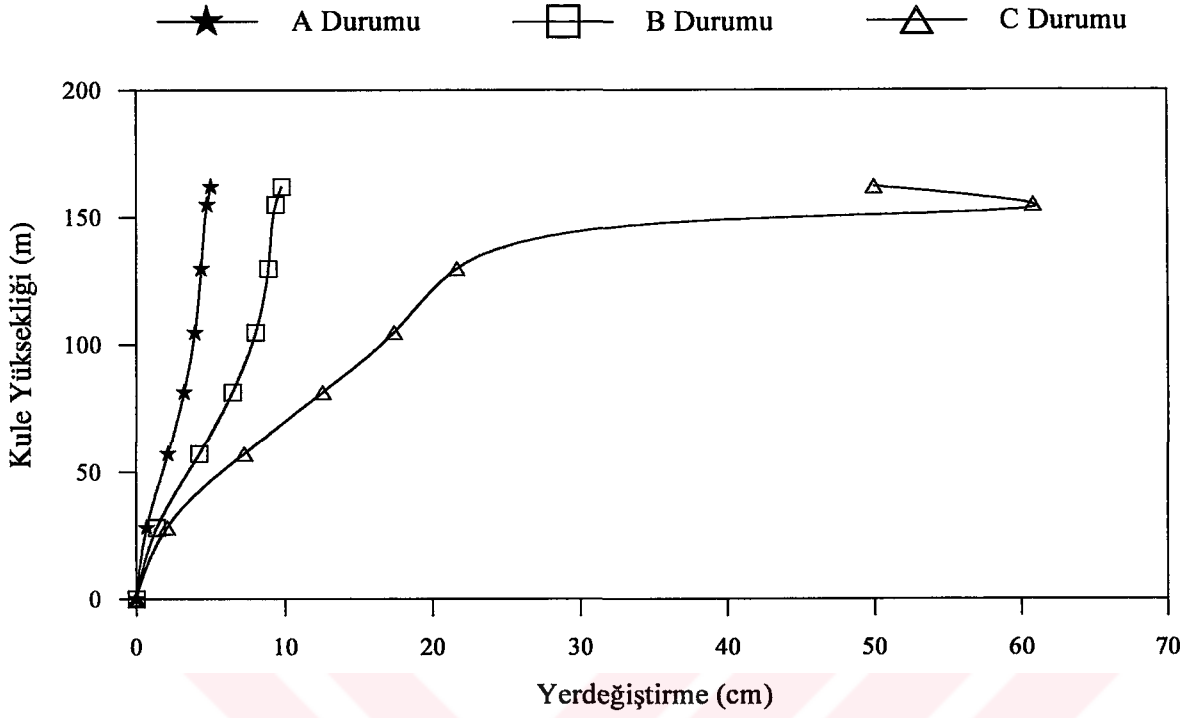
Şekil 245. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi zihiri-statik yatay yerdeğiştirmeleri



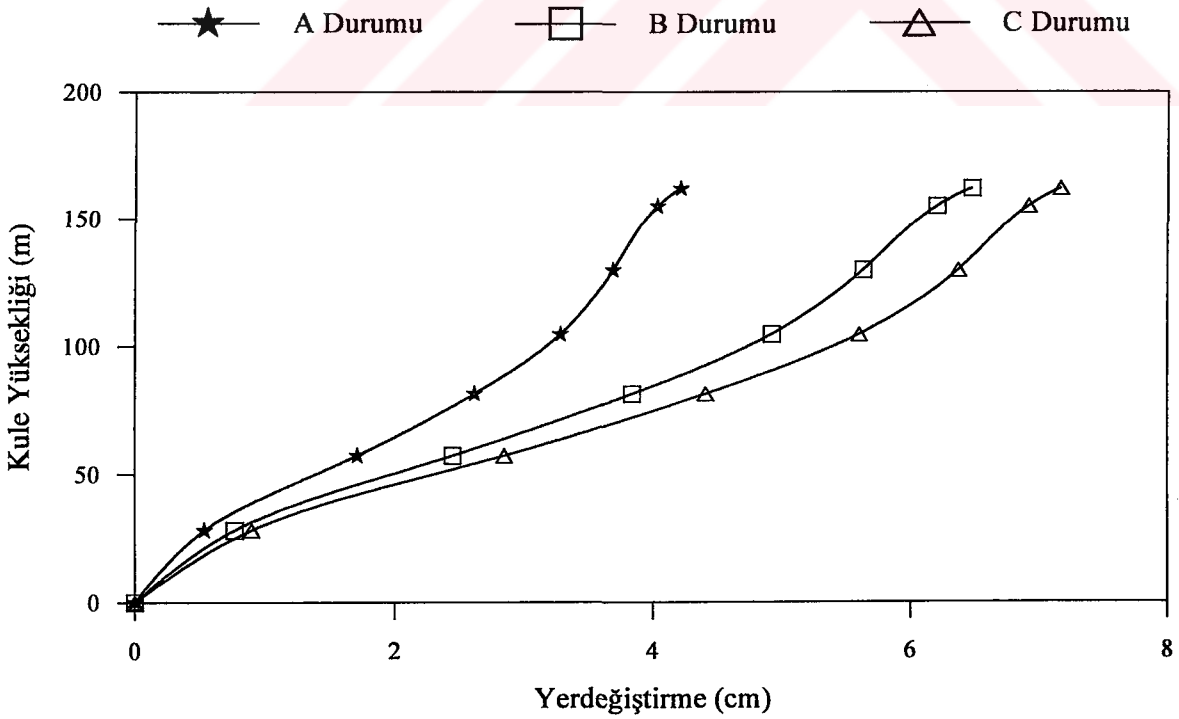
Şekil 246. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi dinamik yatay yerdeğiştirmeleri



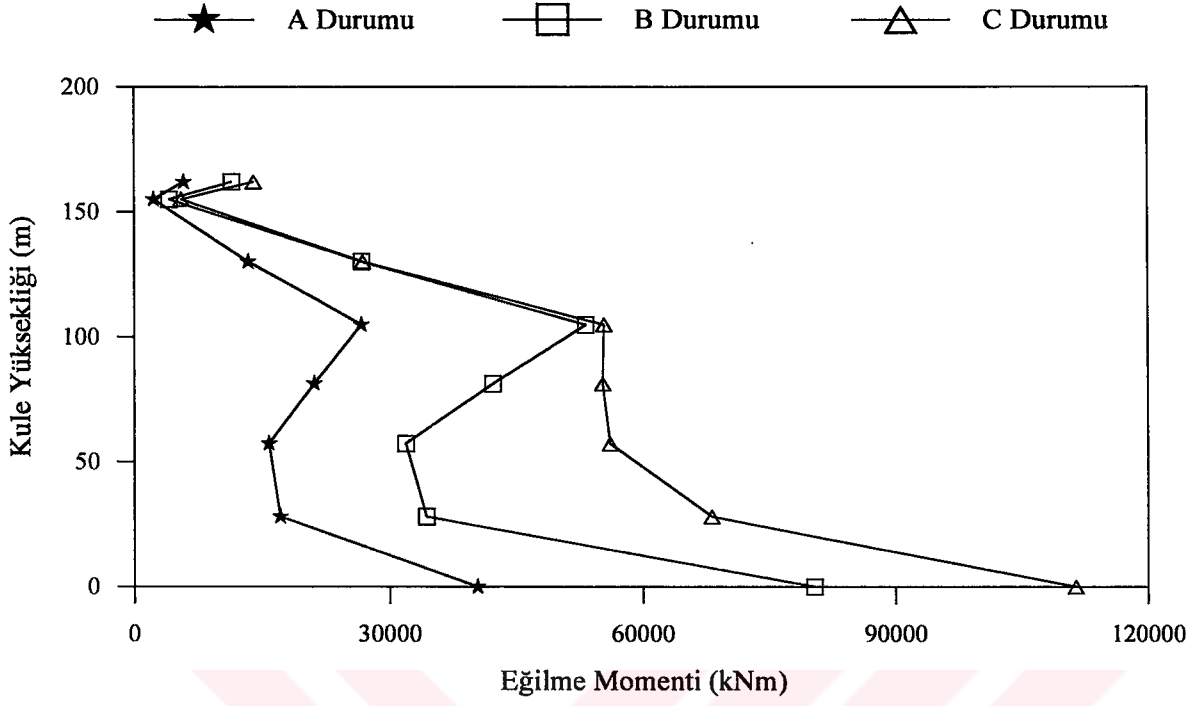
Şekil 247. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi dinamik yatay yerdeğiştirmeleri



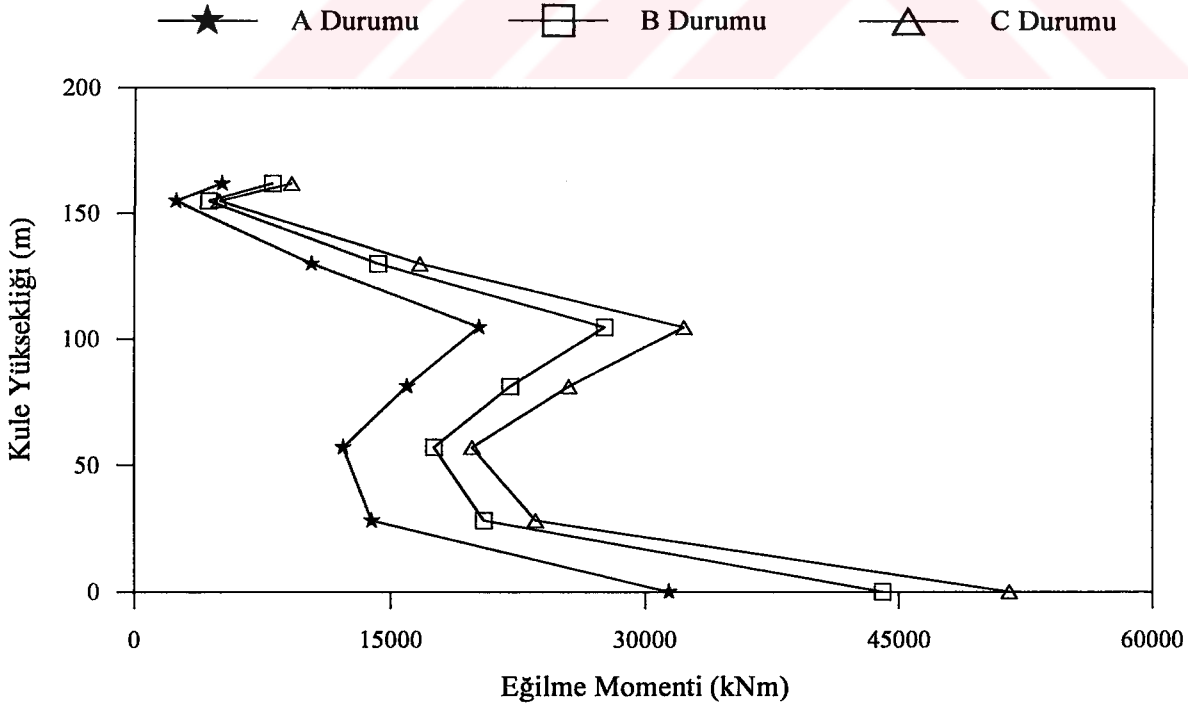
Şekil 248. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



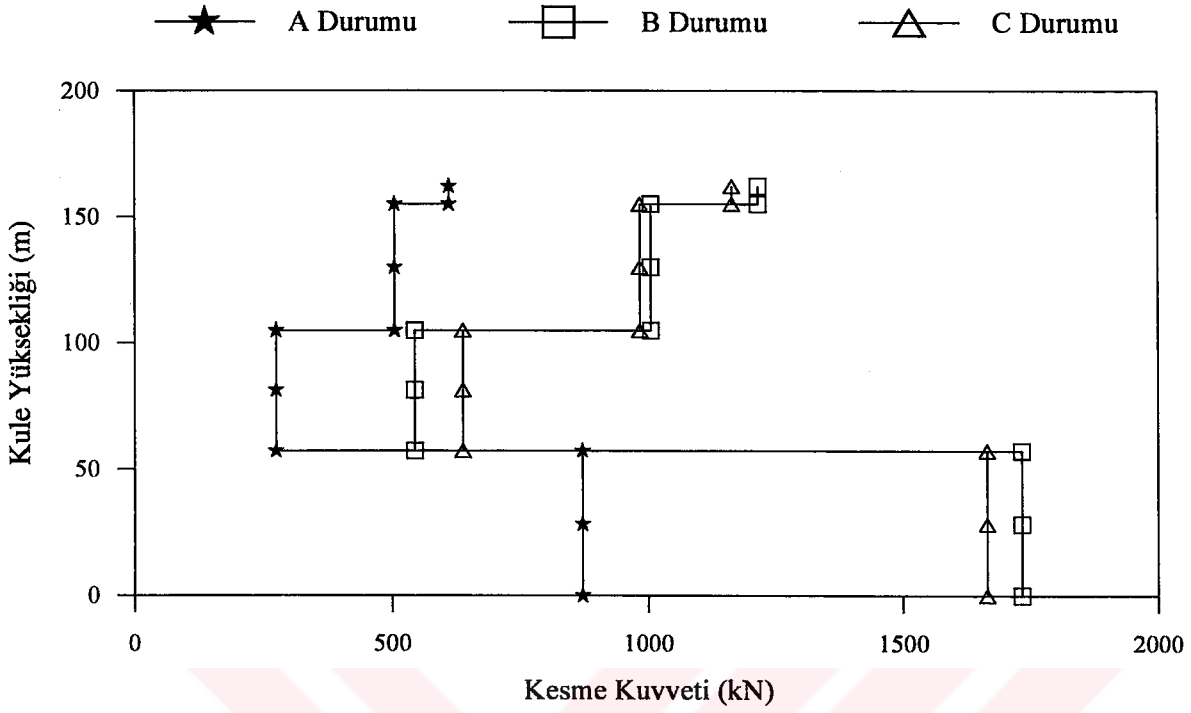
Şekil 249. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam yatay yerdeğiştirmeleri



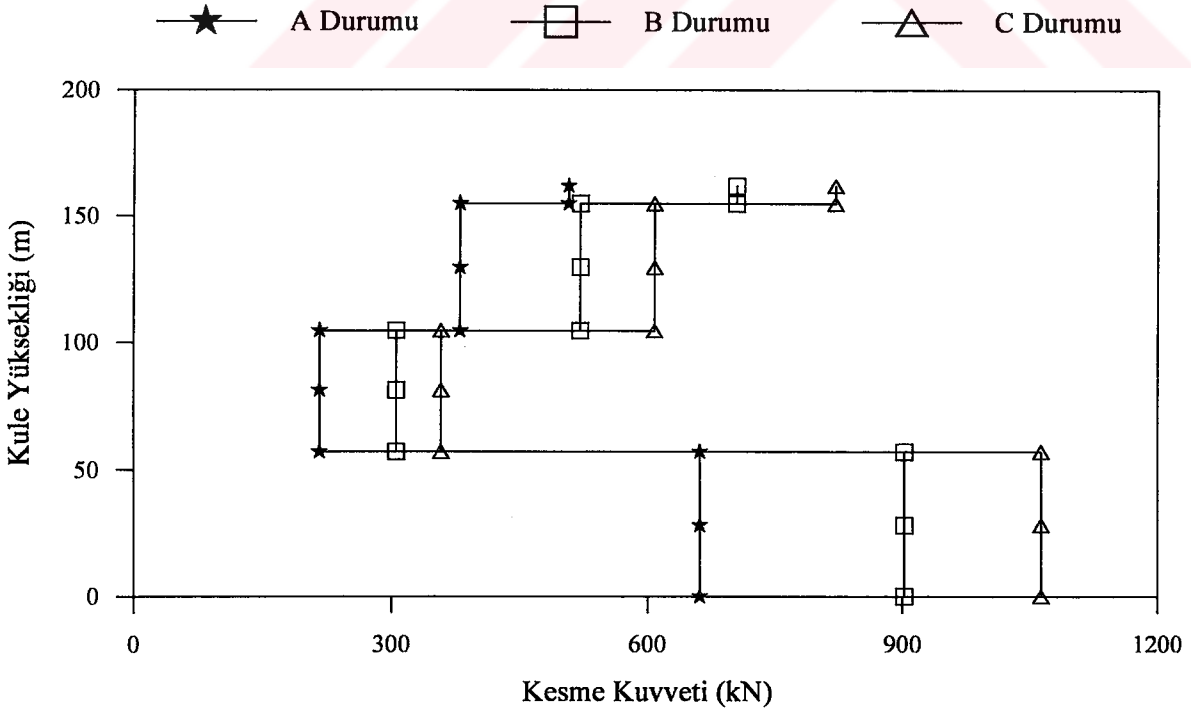
Şekil 250. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam eğilme momentleri



Şekil 251. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam eğilme momentleri

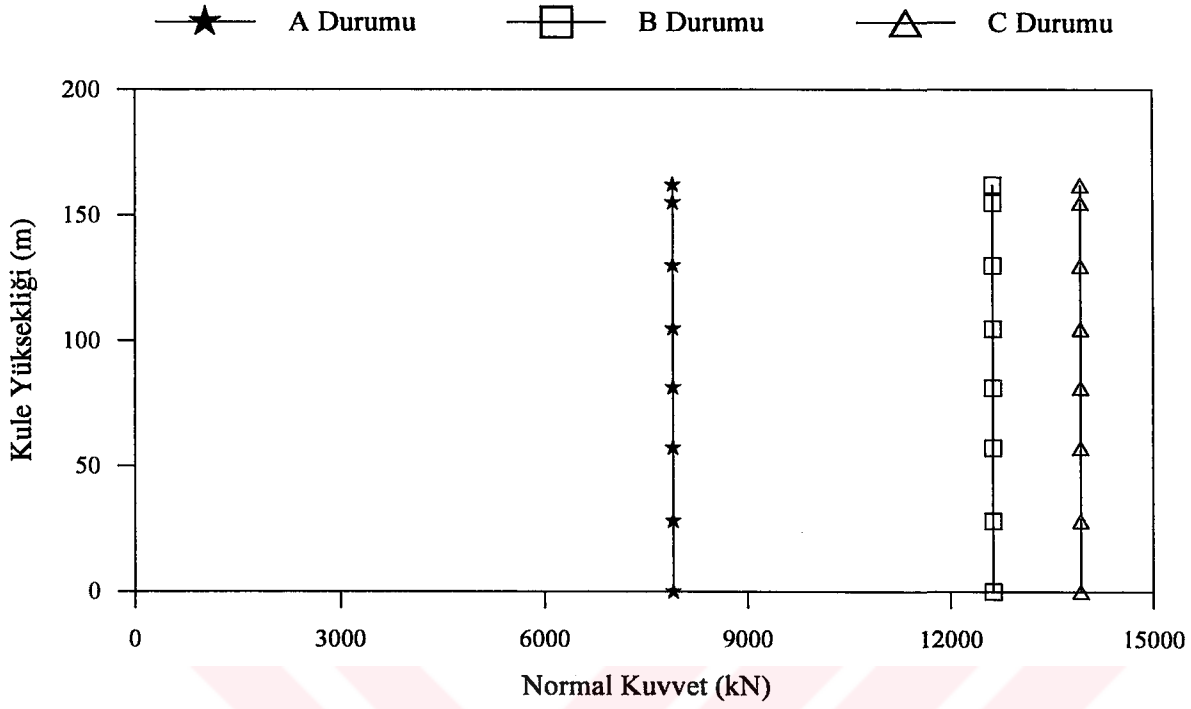


Şekil 252. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri

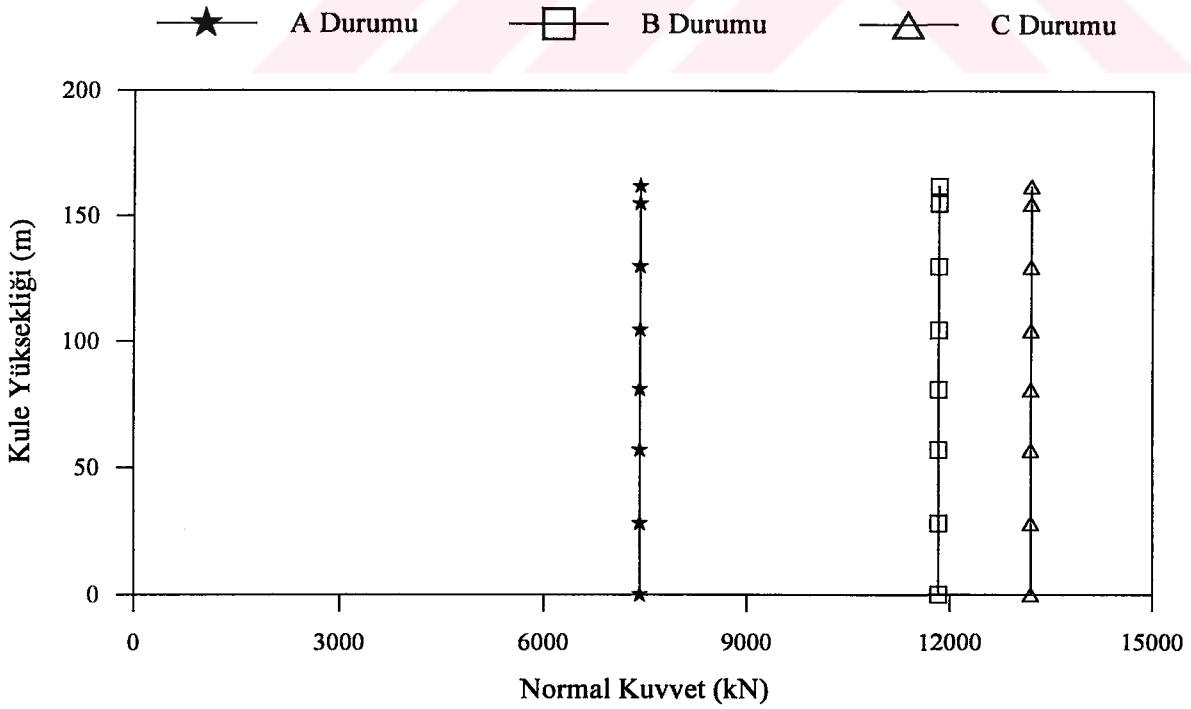


Şekil 253. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam kesme kuvvetleri





Şekil 254. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Avrupa yakası kulesi toplam normal kuvvetleri



Şekil 255. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi için Asya yakası kulesi toplam normal kuvvetleri

#### 4. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu çalışmada mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan deterministik ve stokastik 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. Stokastik analizlerde istatistiksel özelliklerin zamandan bağımsız olduğu stasyonellik kabulü yapılmıştır.

Deterministik analizlerde yer hareketinin değişimi, dalga yayılma etkisi ve köprü mesnetlerine farklı yer hareketlerinin etkidiği kabul edilerek dikkate alınırken; stokastik analizlerde ise korelasyon etkisi, dalga yayılma etkisi, zemin şartlarındaki değişim ve köprü mesnetlerine farklı yer hareketlerinin etkidiği kabulü ile dikkate alınmıştır.

Yer hareketi olarak deterministik analizlerde 1971 San Fernando depremi Pacoima Barajı S16E bileşeni ve 1992 Erzincan depremi doğu-batı bileşeni ivme kayıtları 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  $v_{app}=400, 700, 1000, 2000, 3000$  m/s ve sonsuz hız değeri kullanılmıştır.

Deterministik analizler için Mulsap programı (Dumanoglu ve Severn, 1987), stokastik analizler için ise SVEM programı (Dumanoglu ve Soyluk, 2002) esas alınmıştır. Stokastik analizlerde yer hareketinin değişiminin dikkate alındığı terimlerden biri olan korelasyon etkisi için, Harichandran ve Vanmarcke (1986), Uscinski (1977) tarafından önerilen korelasyon modelleri ile analiz yapabilen SVEM (Dumanoglu ve Soyluk, 2002) programına Abrahamson (1993), Hindy ve Novak (1980) tarafından önerilen iki korelasyon modeli daha ilave edilerek toplam dört korelasyon modeli ile analiz imkanı sağlanmıştır. Zemin etkisi için ise Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından kullanılmış olan sert, orta ve yumuşak zemin cinsleri dikkate alınmıştır.

Geometrik olarak lineer olmayan davranış, asma köprü kablolarında oluşan çekme kuvvetlerinin toplam rijitliğe olan katkısı göz önünde bulundurularak yapılmaktadır. Mulsap (Dumanoglu ve Severn, 1987) ve SVEM (Dumanoglu ve Soyluk, 2002) programları asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan deterministik ve stokastik dinamik analizlerini yapacak şekilde düzenlenmiştir. Bunun için iki boyutlu geometrik olarak lineer olmayan kiriş elemanlar geliştirilmiş ve söz konusu programlara ayrı ayrı dahil edilmiştir.

Bu çalışmada uygulama olarak İstanbul'da inşa edilmiş olan, Avrupa ve Asya kıtalarını birbirine bağlayan, 1074m'lik ana açıklığa, Avrupa ve Asya yakalarında sırasıyla 231m ve 255m kenar açıklıklara sahip, eğik askılı, narin kuleli, aerodinamik forma sahip çelik kutu kesit tabliyeli Boğaziçi Köprüsü (Brown ve Parsons, 1975) seçilmiştir.

Bu çalışmadan çıkarılabilecek sonuçlar ve öneriler aşağıda sıralanmaktadır.

1. Asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan deterministik analizinden elde edilen değerler, lineer analiz ile bulunan değerlerden genellikle daha küçüktür. 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 (asinkronize yer hareketi) 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 artmaktadır.
3. Üniform ve değişen yer hareketi dikkate alınarak gerçekleştirilen deterministik analizler sonucunda, ivme kayıtları büyük olan deprem kaydından oluşan üniform yer hareketi ile gerçekleştirilen analiz sonucunda köprü tabliye ve kulelerinde bulunan yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri en büyük olurken, ivme kayıtları küçük olan deprem kaydı için elde edilen değerler en küçük olmaktadır. Değişen yer hareketi durumunda hesaplanan değerler ise genellikle iki üniform yer hareketi durumunda elde edilen değerler arasında kalmaktadır.
4. Değişerek yayılan yer hareketi dikkate alınarak gerçekleştirilen deterministik analizler sonucunda, köprü tabliye ve kulelerinde elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri sadece yer hareketi dalga yayılma etkisi (asinkronize yer hareketi) dikkate alınarak yapılan analizler sonucunda bulunan değerlere benzer olmakla beraber onlardan daha küçüktür. Ayrıca tabliye uçlarındaki yerdeğiştirmeler sadece dalga yayılma etkisi ile yapılan analizlerde eşit olurken, değişerek yayılan yer hareketi durumunda eşit değildir.

5. Asma köprünün kayma deformasyonu dikkate alınarak yapılan analizi ile elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri kayma deformasyonları ihmal edilerek gerçekleştirilen analiz sonuçlarıyla hemen hemen aynıdır. Bunun nedeni de çalışmada uygulama olarak seçilmiş olan asma köprünün narin ve eleman kesit alanlarının küçük oluşudur. Dolayısıyla, kesit alanı küçük ve narin kiriş elemanlardan oluşan asma köprülerde kayma deformasyonlarının analizlerde dikkate alınması sonuçları etkilememektedir.
6. Stokastik analizlerde kullanılan ve Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilerek elde edilen filtre edilmiş beyaz gürültü modelinin gerçek bir yer hareketi ile karşılaştırılmasından, geliştirilen yer hareket modelinin gerçek yer hareketini oldukça iyi karakterize ettiği görülmektedir.
7. Sadece dalga yayılma etkisi dikkate alınarak gerçekleştirilen stokastik analizlerde dalga yayılma etkisi için elde edilen değerler, üniform yer hareketi durumunda elde edilen değerlerden daha büyük olmaktadır. Yine dalga yayılma hızı azaldıkça elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri artmaktadır.
8. Sadece korelasyon etkisi göz önünde bulundurularak yapılan stokastik analizlerde en büyük yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli ile elde edilmektedir. Korelasyon modelleri arasındaki farklılık düşük frekanslardaki davranışlardan kaynaklanmaktadır. Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli dışındaki diğer üç model düşük frekanslarda tam korelasyonlu duruma yakın olurken, Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modelinde frekansın sıfır olması durumunda dahi kısmi korelasyon söz konusu olmaktadır. Dolayısıyla düşük frekanslarda kısmi korelasyonun söz konusu olduğu Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli ile bulunan değerler, diğer korelasyon modelleri ile bulunan değerlerden daha büyük çıkmaktadır. Tüm frekans bölgesi boyunca tam korelasyonun söz konusu olduğu üniform yer hareketi durumunda ise genellikle en küçük tepki değerleri elde edilmektedir.
9. Asma köprünün mesnetlendiği zeminin homojen olması durumunda dalga yayılma ve korelasyon etkisi dikkate alınarak yapılan stokastik analizlerde maksimum değerler dalga yayılma ve korelasyon etkilerinin birlikte dikkate alındığı genel durumda elde edilmektedir. Sadece korelasyon etkisi dikkate alınarak bulunan değerler, sadece dalga yayılma etkisi durumunda bulunan değerlerden genellikle daha büyüktür. Üniform yer hareketi için elde edilen değerler ise en küçük olmaktadır.

10. Asma köprünün mesnetlendiği zeminin homojen olması durumunda gerçekleştirilen stokastik analizlerde toplam yerdeğiştirmelere en büyük katkıyı dinamik bileşen yaparken, zahiri-statik ve kovaryans bileşenin katkısı az olup, kovaryans bileşenin katkısı negatiftir. Toplam eleman kuvvetlerine ise yine en büyük katkı dinamik bileşenden gelmekte olup diğer bileşenlerin katkısı yok denecek kadar azdır.
11. Analizler yer hareketinin köprüye düşey doğrultuda etkidiği kabul edilerek gerçekleştirildiğinden dolayı, üniform yer hareketi durumunda tabliyedeki düşey yerdeğiştirmelerin zahiri-statik bileşenleri sabit olurken, kulelerdeki yatay yerdeğiştirmeler ile tabliye ve kulelerdeki eleman kuvvetleri sadece dinamik bileşenden oluşmakta olup zahiri-statik ve kovaryans bileşenlerin toplam tepkiye herhangi bir katkıları bulunmamaktadır.
12. Asma köprünün mesnetlendiği zeminin homojen olmaması durumunda gerçekleştirilen stokastik analizlerde zemin şartlarındaki farklılığın artması ile, yani sert zemin ortamından yumuşak zemin ortamına doğru gidildikçe elde edilen tepki değerleri artmaktadır. Bütün mesnetlerin homojen ve sert zemine oturması durumunda hesaplanan değerler en küçük olmaktadır.
13. Asma köprünün mesnetlendiği zeminin homojen olmaması durumunda gerçekleştirilen stokastik analizlerde zemin şartlarındaki farklılığın artması ve zemin cinsinin yumuşak, orta ve sert olması durumunda toplam tepkiye en büyük katkıyı zahiri-statik bileşen sağlamaktadır. Bunun nedeni, zemin cinsine ait yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonunun yumuşak zemin için en büyük, sert zemin için en küçük olmasıdır.
14. Üniform ve değışen yer hareketi etkisindeki asma köprünün stokastik analizlerinde ivme kayıtları büyük olan deprem kaydı kullanılması durumdaki üniform yer hareketi için elde edilen tepki değerleri maksimum olurken, ivme kayıtları küçük olan deprem kaydı için bulunan değerler minimum olmaktadır. Üniform yer hareketleri için kullanılan iki farklı deprem kaydının aynı anda kullanılmasıyla oluşturulan değışen yer hareketi durumunda hesaplanan değerler ise iki üniform yer hareketi durumunda elde edilen değerler arasında kalmaktadır.
15. Değışerek yayılan yer hareketi etkisindeki asma köprünün stokastik analizi sonucunda tabliye uçlarındaki yerdeğiştirmeler eşit olmamakta ve yer hareketi dalga yayılma hızı azaldıkça elde edilen tepki değerleri artmaktadır. Dalga yayılma hızının sonsuz olması durumunda hesaplanan değerler ise minimumdur.

16. Homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi etkisindeki asma köprünün stokastik analizi sonucunda elde edilen tepki değerleri üniform yer hareketi kullanılarak hesaplanan tepki değerlerine benzer olmakla beraber tabliye uçlarındaki yerdeğiştirmeler eşit değildir. Ayrıca, yerdeğiştirmeler ve eleman kuvvetleri homojen olmayan zemin ve değişen yer hareketi durumunda azalmaktadır.
17. Dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi, zemin etkisi ve değişen yer hareketinin sonuçlar üzerinde etkisi olmakla beraber, en büyük etki zemin şartlarındaki değişimden oluşmaktadır.
18. Zahiri-statik tepki bileşenleri yer hareketinin yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonuna duyarlı iken, dinamik tepki bileşenleri yer hareketinin ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonuna duyarlı olmaktadır.
19. Üniform yer hareketi durumunda antisimetrik modların dinamik yapı davranışına herhangi bir katkısı olmamaktadır. Yer hareketindeki değişimin dikkate alınması durumunda antisimetrik modlar tepki bileşenlerine katkı sağladığından, değişen yer hareketi durumundaki sonuçlar üniform yer hareketine oranla daha büyük olmaktadır.
20. 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.
21. 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 beyaz gürültü modelinin kullanılmasıdır.
22. Gerek deterministik ve gerekse stokastik analizler, dinamik yer hareketinin köprünün her iki yakasındaki mesnetlerine faz değişimi olmadan etkideği kabul edilerek yapılmıştır. Benzer çalışmalar yer hareketinin köprünün bir yakasındaki mesnetlerinde faz değişimi olmazken diğer yakasındaki mesnetlerinde faz değişiminin olduğu kabul edilerek de gerçekleştirilebilir.
23. Stokastik analizler istatistiksel özelliklerin zamandan bağımsız olduğu stasyonelik kabulü yapılarak gerçekleştirilmiştir. Stasyonelik kabulü ile yapılan bu analizler stasyonelik olmama durumu dikkate alınarak da tekrarlanabilir.



## 5. KAYNAKLAR

- 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.
- Abdel-Ghaffar, A.M. ve Rubin, L.I., 1983c. Nonlinear Free Vibrations of Suspension Bridges: Theory, Journal of Engineering Mechanics, 109, 313-329.
- Abdel-Ghaffar, A.M. ve Rubin, L.I., 1983d. Nonlinear Free Vibrations of Suspension Bridges: Application, Journal of Engineering Mechanics, 109, 330-345.
- Abdel-Ghaffar, A.M. ve Stringfellow, R.G., 1984a. Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitations, Part 1: Vertical Response, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3(2), 62-71.
- Abdel-Ghaffar, A.M. ve Stringfellow, R.G., 1984b. Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitations, Part 2: Lateral Response, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3(2), 72-81.
- Abrahamson, N.A., Schneider, J.F. ve Step, J.C., 1991. Empirical Spatial Coherency Functions for Application to Soil-Structure Interaction Analyses, Earthquake Spectra, 7(1), 1-27.
- Abrahamson, N.A., 1993. Spatial Variation of Multiple Support Inputs, Proc. of the First U. S. Seminar, Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, October 1993, 1-34, San Francisco.
- Adanur, S., 1997. Asma Köprülerin, Geometrik Olarak Lineer Olmayan ve Elastik Zemin Analijisi ile Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Adanur, S., Dumanoğlu, A.A. ve Bayraktar, A., 1997. Asma Köprülerin Lineer Olmayan Dinamik Davranışının İncelenmesi, Dördüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 17-19 Eylül, 1997, 269-276. Ankara.
- Adanur, S. ve Dumanoğlu, A.A., 1998. Zıt-Fazla Yayılan Dinamik Etkiler için Asma Köprülerin Analizi, Üçüncü Ulusal Hesaplamalı Mekanik Konferansı, 16-18 Kasım, 1998, 41-48, İstanbul.

- Adanur, S., Dumanoglu, A.A. ve Soyluk, K., 2000. Comparison of Asynchronous, Antisynchronous and Stochastic Dynamic Analyses of Suspension Bridges, Fourth International Congress on Advances in Civil Engineering, 1-3 November 2000, 1, 177-184, Gazimagusa, Northern Cyprus.
- Adanur, S., Dumanoglu, A.A. ve Soyluk, K., 2002. Stochastic Analyses of Suspension Bridges: Stationary and Transient, Fifth European Conference on Structural Dynamics, EURODDN2002, 2-5 September 2002, 2, 1035-1040, Munich, Germany.
- Adanur, S. ve Dumanoglu, A.A., 2002. Stochastic Dynamic Analyses of Suspension Bridges Subjected to Asynchronous Ground Motions, Fifth International Congress on Advances in Civil Engineering, 25-27 September 2002, 1, 597-606, İstanbul, Turkey.
- Aksoğan, O., 1986. Nonlinear Yapı Analizi, Yapı Mekaniğinde Son Gelişmeler, Ed: Ertepinar, A., Wasti, S.T., Aksoğan, O., KTÜ Basımevi, 225-233, Trabzon.
- Allam, S. M. ve Datta, T. K., 2000. Analysis of Cable-Stayed Bridges Under Multi-Component Random Ground Motion by Response Spectrum Method, Engineering Structures, 22, 1367-1377.
- Altınışik, D., 1981. Yaygın Temelli Yapıların Dinamik Analizleri, Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni, 8(34), 45-64.
- Augusti, G., Baratta, A. ve Casciati, F., 1984. Probabilistic Methods in Structural Engineering, First Edition, Chapman and Hall Ltd., New York.
- Bathe, K. J., 1996. Finite Element Procedures, First Edition, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
- Bayraktar, A., 1995. Asinkronize Yer Hareketi Etkisindeki Baraj-Rezervuar-Temel Sistemlerinin Dinamik Davranışı, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Bayraktar, A., Dumanoglu, A.A. ve Calayir, Y., 1996. Asynchronous Dynamic Analysis of Dam-Reservoir-Foundation Systems by the Lagrangian Approach, Computers and Structures, 58, 925-935.
- Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A.A., 1998. The Effect of the Asynchronous Ground Motion on Hydrodynamic Pressures, Computers and Structures, 68, 271-282.
- Brown, W.C. ve Parsons, M.F., 1975. Bosphorus Bridge, Part I, History of Design, Proc. Instn Civ. Engrs, 58, 505-532.
- Brownjohn, J.M.W., 1994. Observations on Non-Linear Dynamic Characteristics of Suspension Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 1351-1367.



- Brownjohn, J.M.W., Dumanoglu, A.A. ve Taylor, C.A., 1994. Dynamic Investigation of a Suspension Footbridge, Engineering Structures, 16(6), 395-406.
- Bryja, D. ve Sniady, P., 1998. Stochastic Non-Linear Vibrations of Highway Suspension Bridge Under Inertial Sprung Moving Load, Journal of Sound and Vibration, 216(3), 507-519.
- Bulson, P.S., Caldwell, J.B. ve Severn, R.T., 1983. Engineering Structures Developments in the Twentieth Century, The University of Bristol Press, Bristol.
- Burdisso, R.A. ve Singh, M.P., 1987. Multiply Supported Secondary Systems Part I: Response Spectrum Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15, 53-72.
- Button, M.R., Der Kiureghian, A. ve Wilson, E.L., 1981. STOCAL-User Information Manual, Report No UCB/SEMM-81/2, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- Button, M.R., 1981. Numerical Techniques for Dynamic Stochastic Structural Analysis, Doktora Tezi, University of California, Berkeley.
- Celasun, H.S., 1981. Asma Köprüler, İ.D.M.M. Akademisi Yayın Müd. Basımevi, İstanbul.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N., 1992. Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, Birinci Baskı, Sema Matbaacılık, İstanbul.
- 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, Boca Raton.
- Chen, M.T. ve Harichandran, R.S., 2001. Response of an Earth Dam to Spatially Varying Earthquake Ground Motion, Journal of the Engineering Mechanics, 127(9), 932-939.
- Chopra, A.K., 2001. Dynamics of Structures, Second Edition, Prentice Hall, New Jersey.
- Clough, R.W. ve Penzien, J., 1993. Dynamics of Structures, Second Edition, McGraw Hill, Inc., Singapore.
- Datta, T.K. ve Mashaly, E.A., 1986. Pipeline Response to Random Ground Motion by Discrete Model, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 14, 559-572.
- Der Kiureghian, A., 1980. Structural Response to Stationary Excitation, Journal of the Engineering Mechanics Division, 106, 1195-1213.

- Der Kiureghian, A. ve Neuenhofer, A., 1991. A Response Spectrum Method for Multiple-Support Seismic Excitations, Report No. UCB/EERC-91/08, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- Der Kiureghian, A. ve Neuenhofer, A., 1992. Response Spectrum Method for Multiple-Support Seismic Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 713-740.
- Der Kiureghian, A., 1996. A Coherency Model for Spatially Varying Ground Motions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 99-111.
- Der Kiureghian, A. ve Keshishian, P., 1996. Effect of Site Response on Spatial Variability of Ground Motion, 11<sup>th</sup> World Conference on Earth. Eng., Oxford, Disc 2, Paper No: 705.
- Der Kiureghian, A., Keshishian, P. ve Hakobian, A., 1997. Multiple Support Response Spectrum Analysis of Bridges Including the Site-Response Effect and MSRS Code, Report No. UCB/EERC-97/02, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- Dumanoğlu, A.A. ve Severn, R.T., 1984. Dynamic Response of Dams and Other Structures to Differential Ground Motions, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 77, 333-352.
- Dumanoğlu, A. A., Severn, R. T. ve Taylor, C. A., 1984. Effect of Asynchronous Input on the Response of Dams, Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, 6, 127-133, San Fransisco.
- Dumanoğlu, A.A. ve Severn, R.T., 1985. Asynchronous Seismic Analysis of Modern Suspension Bridges, Part 1: Free Vibration, Department of Civil Engineering, University of Bristol, Bristol, UK.
- Dumanoğlu, A.A., Severn, R.T. ve Brownjohn, J.M.W., 1986. Asynchronous Seismic Analysis of Bosphorus and Humber Suspension Bridges, Proceedings the Eighth European Conference on Earthquake Engineering, 3, 1-8, Lisbon.
- Dumanoğlu, A.A. ve Severn, R.T., 1987. Seismic Response of Modern Suspension Bridges to Asynchronous Vertical Ground Motion, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 83, 701-730.
- Dumanoğlu, A.A., 1988. Asinkronize Dinamik Analiz, İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı Sempozyumu, 20-24 Haziran 1988, 95-106, İstanbul.
- Dumanoğlu, A. A. ve Severn, R. T., 1989. Seismic Response of Modern Suspension Bridges to Asynchronous Longitudinal and Lateral Ground Motion, Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 87, 73-86.
- Dumanoğlu, A.A. ve Severn, R.T., 1990. Stochastic Response of Suspension Bridges to Earthquake Forces, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 133-152.

- Dumanoğlu, A.A. ve Soyluk, K., 1998. Kablolu Köprülerin Stokastik ve Asinkronize Dinamik Analizi, Türkiye Deprem Vakfı, TDV/TR 98-013, İstanbul.
- Dumanoğlu, A.A. ve Adanur, S., 1998. Asma Köprülerin Dinamik Analizi, Türkiye Deprem Vakfı, TDV/TR 98-014, İstanbul.
- Dumanoğlu, A.A. ve Soyluk, K., 2000. Kablolu Köprülerin Asinkronize, Antisinkronize ve Stokastik Karşılaştırmalı Dinamik Analizleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Teknik Dergi, 11(2), 2121-2137.
- Dumanoğlu, A.A. ve Adanur, S., 2000. Asma Köprülerin Antisinkronize Dinamik Analizi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Teknik Dergi, 11(3), 2179-2197.
- Dumanoğlu, A.A., Adanur, S., Soyluk, K., 2001. Mesnetleri Farklı Zeminlere Oturan Asma Köprülerin Lineer Olmayan Stokastik Analizi, XII. Ulusal Mekanik Kongresi, 10-14 Eylül, 2001, 345-354, Konya.
- Dumanoğlu, A.A. ve Soyluk, K., 2002a. SVEM, A Stochastic Structural Analysis Program for Spatially Varying Earthquake Motions, Turkish Earthquake Foundation, TDV/KT 023-76, İstanbul.
- Dumanoğlu, A.A. ve Soyluk, K., 2002b. Comparison of Stationary and Transient Responses of Cable-Stayed Bridges, Fifth International Congress on Advanced in Civil Engineering, 25-27 September 2002, 233-242, İstanbul, Turkey.
- Freeman, Fox and Partners, 1968. Bosphorus Bridge Calculations, Wostminster, S.W.I., London.
- Hao, H., 1989. Effects of Spatial Variation of Ground Motions on Large Multiply-Supported Structures, Report No. UCB/EERC-89/06, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- Hao, H., 1991. Response of Multiply Supported Rigid Plate to Spatially Correlated Seismic Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 20, 821-838.
- Hao, H., 1993. Arch Responses to Correlated Multiple Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22, 389-404.
- Hao, H., 1994. Ground-Motion Spatial Variation Effects on Circular Arch Responses, Journal of Engineering Mechanics, 120(11), 2326-2341.
- Harichandran, R.S. ve Vanmarcke, E.H., 1986. Stochastic Variation of Earthquake Ground Motion in Space and Time, Journal of Engineering Mechanics, 112(2), 154-174.
- Harichandran, R.S. ve Wang, W., 1988a. Response of One- and Two-Span Beams to Spatially Varying Seismic Excitation, College of Engineering, Report to the National Science Foundation, MSU-ENGR-88-002, Michigan State University, Michigan.

- Harichandran, R.S. ve Wang, W., 1988b. Response of Simple Beam to Spatially Varying Earthquake Excitation, Journal of Engineering Mechanics, 114(9), 1526-1541.
- Harichandran, R.S. ve Wang, W., 1990. Response of Indeterminate Two-Span Beam to Spatially Varying Seismic Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 173-187.
- Harichandran, R.S., 1992. Random Vibration Under Propagating Excitation: Closed-Form Solutions, Journal of Engineering Mechanics, 118(3), 575-586.
- Harichandran, R.S., 1993. An Efficient, Adaptive Algorithm for Large-Scale Random Vibration Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22, 151-165.
- Harichandran, R.S., Hawwari, A. ve Sweiden, B.N., 1996. Response of Long-Span Bridges to Spatially Varying Ground Motion, Journal of Structural Engineering, 122(5), 476-484.
- Hawwari, A.R., 1992. Suspension Bridge Response to Spatially Varying Ground Motion, Doktora Tezi, Michigan State University, Michigan.
- Heredia-Zavoni, E. ve Vanmarcke, E.H., 1994. Seismic Random-Vibration Analysis of Multisupport-Structural Systems, Journal of Engineering Mechanics, 120(5), 1107-1127.
- Hindy, A. ve Novak, M., 1980. Pipeline Response to Random Ground Motion, Journal of Engineering Mechanics Division, 106(2), 339-360.
- Hyun, C.H., Yun, C.B. ve Lee, D.G., 1992. Nonstationary Response Analysis of Suspension Bridges for Multiple Support Excitations, Probabilistic Engineering Mechanics, 7, 27-35.
- Gazis, G.D., 1985. Dynamic Responses of Structures to Multiple Support Seismic Excitations- A Random Vibration Time History Analysis, Doktora Tezi, University of Illinois at Chicago, Chicago.
- Imai, K., 1999. Reliability Analysis of Geometrically Nonlinear Structures with Application to Suspension Bridges, Doktora Tezi, University of Colorado, Colorado.
- Kreyszig, E., 1993. Advanced Engineering Mathematics, Seventh Edition, John Wiley and Sons, Inc., Singapore.
- Kumarasena, T. ve Stroh, S.L., 1995. Multiple-Support Excitation Analysis Simplified, Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways, December 1995, 10-23, San Diego, California.
- Lee, M.C. ve Penzien, J., 1980. Stochastic Seismic Analysis of Nuclear Power Plant Structures and Piping Systems Subjected to Multiple Support Excitations, Report No. UCB/EERC-80/19, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.

- Lee, M.C. ve Penzien, J., 1983. Stochastic Analysis of Structures and Piping Systems Subjected to Stationary Multiple Support Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 11, 91-110.
- Luco, J.E. ve Wong, H.L., 1986. Response of a Rigid Foundation to a Spatially Random Ground Motion, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 14, 891-908.
- Luco, J.E. ve Mita, A., 1987. Response of Circular Foundation to Spatially Random Ground Motion, Journal of Engineering Mechanics, 113, 1-16.
- Mantegh, I., 1994. Stochastic Analysis of Multiply-Supported Piping Systems Under Correlated Ground Excitations, Yüksek Lisans Tezi, University of Ottawa, Ottawa.
- Merritt, F.S., 1983. Standard Handbook for Civil Engineers, Third Edition, McGraw-Hill, New York.
- Monti, G., Nuti, C. ve Pinto, P.E., 1996. Nonlinear Response of Bridges Under Multisupport Excitation, Journal of Structural Engineering, 122(10), 1147-1159.
- Nakamura, Y., Der Kiureghian, A. ve Liu, D., 1993. Multiple-Support Response Spectrum Analysis of the Golden Gate Bridge, Report No. UCB/EERC-93/05, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- Nazmy, A.S., 1998. Seismic performance of long-span bridges: issues and solutions, Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Inst., Oakland, Computer File.
- Newland, D.E., 1983. An Introduction to Random Vibrations and Spectral Analysis, Fifth Edition, Longman Inc., New York.
- Oliveira, C.S., Hao, H. ve Penzien, J., 1991. Ground Motion Modeling for Multiple-Input Structural Analysis, Structural Safety, 10, 79-93.
- Paz, M., 1991. Structural Dynamics, Third Edition, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York.
- Peebles, P.Z., 1987. Probability, Random Variables and Random Signal Principles, Second Edition, McGraw-Hill, Inc., New York.
- Perotti, F., 1990. Structural Response to Nonstationary Multiple-Support Random Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 513-527.
- 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.



- Rassem, M., 1992. Seismic Site Response of Alluvial Valleys and Effects on a Suspension Bridge, Doktora Tezi, McMaster University.
- Rassem, M., Ghobarah, A. ve Heidebrecht, A.C., 1996. Site Effects on the Seismic Response of a Suspension Bridge, Engineering Structures, 18, 363-370.
- Santa-Cruz, S., Heredia-Zavoni, E. ve Harichandran, R.S., 2000. Low-Frequency Behavior of Coherency for Strong Ground Motions in Mexico City and Japan, Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, 2000, 5469-5474, New Zealand.
- Schneider, J.F., Step, J.C. ve Abrahamson, N.A., 1992. The Spatial Variation of Earthquake Ground Motion and Effects of Local Site Conditions, Advances in Civil Engineering, Proc. 10<sup>th</sup> WCEE, July 1992, 967-972, Madrid.
- Soyluk, K., 1997. Kablolü Köprülerin Stokastik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Soyluk, K., Dumanoglu, A.A. ve Bayraktar, A., 1997. Comparison of Stochastic and Asynchronous Response of Cable Stayed Bridges, Eighth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, July 1997, 250-251, İstanbul.
- Soyluk, K. ve Dumanoglu, A.A., 1998. Kablolü Köprülerin Karşılaştırmalı Dinamik Analizleri: Asinkronize, Antisinkronize ve Stokastik, III. Ulusal Hesaplamalı Mekanik Konferansı, Eylül 1998, 449-456, İstanbul.
- Soyluk, K. ve Dumanoglu, A.A., 2000a. Comparison of Asynchronous and Stochastic Dynamic Response of a Cable-Stayed Bridge, Engineering Structures, 22, 435-445.
- Soyluk, K. ve Dumanoglu, A.A., 2000b. Stochastic Analysis of Cable-Stayed Bridges Subjected to Multiple-Support Excitation, Fourth International Congress on Advances in Civil Engineering, 1-3 November 2000, 3, 1249-1258, Gazimagusa, North Cyprus.
- Soyluk, K., 2001. Değişerek Yayılan Yer Hareketi Etkisindeki Kablolü Köprülerin Stokastik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Sungur, I., 1993. Stochastic Response to Earthquake Forces of a Cable-Stayed Bridge, Engineering Structures, 15, 307-314.
- Sweidan, B.N., 1990. Stochastic Response of Deck Arch Bridges to Correlated Support Excitations, Doktora Tezi, Michigan State University, Michigan.
- T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü, 1983. İşletmeye Açılışının 10. Yıl Dönümünde Boğaziçi Köprüsü, İstanbul.
- T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2001. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Türkiye Hazır Beton Birliği, İstanbul.

- Uscinski, B.J., 1977. *The Elements of Wave Propagation in Random Media*, McGraw-Hill, New York.
- Wung, C.D. ve Der Kiureghian, A., 1989. *STOCAL-II: Computer-Assisted Learning System for Stochastic Dynamic Analysis of Structures, Part I Theory and Development*, Report No. UCB/SEMM-89/10, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- Yang, C.Y., 1986. *Random Vibration of Structures*, First Edition, John Wiley, Inc., New York.
- Zembaty, Z., 1997. *Vibrations of Bridge Structure Under Kinematic Wave Excitations*, Journal of Structural Engineering, 123(4), 479-487.
- Zembaty, Z. ve Rutenberg, A., 1998a. *On the Sensivity of Bridge Seismic Response with Local Soil Amplification*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27(10), 1095-1099.
- Zembaty, Z. ve Rutenberg, A., 1998b. *Sensivity Analysis of Spatial Seismic Effects from Local Soil Amplification*, Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Computer File.
- Zerva, A., 1982. *Stochastic Differential Ground Motion and Structural Response*, Doktora Tezi, University of Illinois, Illinois.
- Zerva, A., 1990. *Response of Multiple-Span Beams to Spatially Incoherent Seismic Ground Motions*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 819-832.
- Zerva, A., 1991. *Effect of Spatial Variability and Propagation of Seismic Ground Motions on the Response of Multiply Supported Structures*, Probabilistic Engineering Mechanics, 6, 212-221.
- Zerva, A., 1992a. *Seismic Loads Predicted by Spatial Variability Models*, Structural Safety, 11, 227-243.
- Zerva, A., 1992b. *Development of Differential Response Spectra From Spatial Variability Models*, Proc. of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, July 1992, 9, 5469-5474, Madrid, Spain.
- Zhao, Y., 1994. *Random Vibration for Seismic Analysis of Multiply Supported Nuclear Piping*, Doktora Tezi, Case Western Reserve University.
- Zerva, A., 1999. *Differential Response Spectra for the Seismic Response of Lifelines*, Proc. of the Fourth European Conference on Structural Dynamics, June 1999, 2, 1153-1158, Prague.

## ÖZGEÇMİŞ

Süleyman ADANUR, 1972 yılında Trabzon-Yomra-Özdil'de doğdu. İlkokulu 1977-1982 yıllarında Özdil İlkokulu'nda, ortaokulu 1982-1985 yıllarında Özdil Ortaokulu'nda, lise öğrenimini ise 1985-1988 yıllarında Trabzon Affan Kitapçioğlu Lisesi'nde tamamladı. 1990 yılında başlamış olduğu Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 1994 yılında bölüm birincisi olarak mezun oldu. Eylül 1994'te mezun olduğu bölümde Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Ocak 1995'te Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'na, Temmuz 1996'da ise Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Anabilim Dalı'na Araştırma Görevlisi olarak atandı. Ağustos 1997'de hazırladığı "Asma Köprülerin Geometrik Olarak Lineer Olmayan ve Elastik Zemin Analjisi ile Dinamik Analizi" isimli tezle Yüksek Lisans öğrenimini tamamladı. Eylül 1997'de Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora çalışmalarına başladı. Evli ve iki çocuk babası olan Süleyman ADANUR, İngilizce bilmekte ve halen Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'ndeki görevine devam etmektedir.