

**T.C.
GÜMÜŞHANE ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**MEVCUT BİR PREKAST ÖNGERME KİRİŞLİ KÖPRÜNÜN YAPIM
AŞAMALARI DİKKATE ALINARAK ZAMAN TANIM ALANINDA
DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİYLE
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS

Osman SARIGÜN

**TEMMUZ-2022
GÜMÜŞHANE**



T.C.

**GÜMÜŞHANE ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**MEVCUT BİR PREKAST ÖNGERME KİRİŞLİ KÖPRÜNÜN YAPIM
AŞAMALARI DİKKATE ALINARAK ZAMAN TANIM ALANINDA
DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİYLE
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

**DETERMINING THE PERFORMANCE OF AN EXISTING PRECAST
PRESTRESSED GIRDER BRIDGE BY NONLINEAR ANALYSIS METHOD IN
THE TIME DOMAIN CONSIDERING THE CONSTRUCTION STAGES**

YÜKSEK LİSANS

Osman SARIGÜN

TEMMUZ-2022

GÜMÜŞHANE



**T.C.
GÜMÜŞHANE ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**MEVCUT BİR PREKAST ÖNGERME KİRİŞLİ KÖPRÜNÜN YAPIM
AŞAMALARI DİKKATE ALINARAK ZAMAN TANIM ALANINDA
DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİYLE
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

**DETERMINING THE PERFORMANCE OF AN EXISTING PRECAST
PRESTRESSED GIRDER BRIDGE BY NONLINEAR ANALYSIS METHOD IN
THE TIME DOMAIN CONSIDERING THE CONSTRUCTION STAGES**

YÜKSEK LİSANS

Osman SARIGÜN

Danışman: Prof. Dr. Özlem ÇAVDAR

**TEMMUZ-2022
GÜMÜŞHANE**

BİLİMSEL ETİĞE UYGUNLUK BEYANI

Yüksek Lisans Tezi olarak hazırlamış olduğum “**Mevcut Bir Prekast Öngerme Kirişli Köprünün Yapım Aşamaları Dikkate Alınarak Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemiyle Performansının Belirlenmesi**” isimli bu tezimin, tamamen kendi çalışmam olduğunu, her alıntıya kaynak gösterdiğimi, alıntı yaptığım tüm çalışmaları kaynakçada belirttiğimi ve Gümüşhane Üniversitesi’nin lisanslı kullanıcısı olduğu intihal yazılım programı ile Lisansüstü Eğitim Enstitüsü’nün belirlediği kıstaslara uygun olarak raporladığımı taahhüt ederim. Tezimin kâğıt ve elektronik kopyalarının Gümüşhane Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü arşivinde saklanmasına izin verdiğimi onaylarım.

Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliği’nin ilgili maddeleri uyarınca gereğinin yapılmasını arz ederim.

27/07/2022

.....
Osman SARIGÜN

TEŞEKKÜR

Tez çalışmamda beni bu araştırmaya yönlendiren, çalışma sürecinde hoşgörüsü ile bilgi, tecrübe ve desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen değerli hocam Sayın Prof. Dr. Özlem ÇAVDAR'a teşekkürlerimi sunarım.

Araştırmalarım boyunca proje desteği ve teknik bilgileri ile çalışmama katkıda bulunan İnşaat Mühendisi Mehmet Ali KEFLİ'ye, analiz çalışmalarım sırasında maddi ve manevi açıdan yanımda olan Makine Mühendisi Samet SERDAR'a, tez yazım aşamasında görüş ve önerileriyle destek olan Arş. Gör. Burak ATİK'e teşekkür ederim.

Hayatımın her döneminde yanımda olan ve her türlü desteği sağlayan değerli annem, babam, ablam ve kardeşime teşekkürler ederim.

Çalışmam boyunca ve hayatımın her aşamasında desteğini her daim arkamda hissettiğim değerli eşim Aslı'ya teşekkür ediyorum.

Osman SARIGÜN
GÜMÜŞHANE - 2022

ÖZET

Bu tez çalışmasında Türkiye’de kabul gören American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) yönetmeliği, Türkiye Cumhuriyeti Karayolları Yol Köprüleri Teknik Şartnamesi ve TS 3233 yönetmeliği çerçevesinde üstyapı tasarım esaslarınca model güvenilirliği belirlenen Gümüşhane İli Şiran İlçesi’nde yer alan üç açıklıklı, öngerme kirişli, betonarme yapıya sahip Çırmış Köprüsü ele alınmıştır. Bu köprünün geometrik veri ve model güvenilirliği belirlenip SAP 2000 sonlu eleman programı ile doğrusal statik, doğrusal olmayan yapım aşamalı analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analizi olmak üzere üç farklı analizi gerçekleştirilmiştir. Ayrıca Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Raporu’na göre yapı elemanlarında performans hedeflerine göre izin verilen dönme sınırları tespit edilerek köprünün yapısal performans düzeyi belirlenmiştir.

Statik ve doğrusal olmayan yapım aşamalı analizler neticesinde köprü tabliye uzunluğu ve ayak yüksekliğince elde edilen normal kuvvet, kesme kuvveti, eğilme momenti ve yer değiştirme değerleri karşılaştırılarak zamana bağlı malzeme deformasyonlarının ve inşaa süresinin önemi ele alınarak incelenmiştir.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği kapsamında belirtilen kurallar çerçevesinde gerçekleştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz ile doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz sonuçları karşılaştırılarak köprü tabliye uzunluğu ve orta ayak yüksekliğince meydana gelen yer değiştirmeler ve kesit tesirleri diyagramları incelenmiştir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz sonuçları, doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz sonuçlarına göre yapı elemanlarında daha yüksek kesit tesirleri ve yer değiştirme değerleri vermiştir. Bu suretle ülkemizin aktif fay kuşağında yer almasından dolayı köprü tasarımlarının sadece servis durumu ve yapım aşamalarını dikkate alacak şekilde değil zaman tanım alanında gerçek ivme kayıtlarının da kullanılarak dinamik çözümlenmesi gerekir.

Anahtar Kelimeler: Malzeme deformasyonları, Öngerme kiriş, Üst yapı tasarım esasları, Yapım aşaması, Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz.

SUMMARY

In this thesis, the Çirmiş Bridge with three spans, prestressed beams and reinforced concrete structure, located in the Şiran District of Gümüşhane, whose model reliability is determined by the superstructure design principles within the framework of AASHTO and other regulations accepted in Turkey, is discussed. The Çirmiş Bridge, which has a reinforced concrete structure, is discussed. Three different analyzes of this bridge model were carried out with the SAP 2000 program: linear static, nonlinear construction phase analysis and nonlinear construction phase analysis in time history. In addition, the structural performance level of the bridge was determined by determining the allowed rotation limits in the building elements according to the performance targets.

As a result of static and non-linear construction phase analyzes, the bridge deck length and cross-section effects and displacement values were compared and the importance of time-dependent material deformations and construction time was examined.

By comparing the results of nonlinear construction phase analysis and nonlinear construction phase analysis in the time history carried out within the framework of the Turkish Building Earthquake Code, the displacements occurring in the bridge deck length and mid pier height and the cross-section effect diagrams were examined.

The nonlinear construction phase analysis results in the time history yielded higher cross-sectional effects and displacement values in the building elements compared to the nonlinear construction phase analysis results. Since our country is located in an active fault zone, bridge designs need to be dynamically analyzed using real acceleration records in the time history domain.

Keywords: Material deformations, Prestress beam, Superstructure design principles, Construction stage, Nonlinear analysis in time history.

İÇİNDEKİLER

KABUL VE ONAY	III
BİLİMSEL ETİĞE UYGUNLUK BEYANI.....	IV
TEŞEKKÜR.....	V
ÖZET.....	VI
SUMMARY	VII
İÇİNDEKİLER	VIII
TABLolar DİZİNİ	XIII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	XIV
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	XVII
1.GİRİŞ	1
1.1. Literatür Araştırması	2
1.2. Yönetmeliğin İncelenmesi ve Üst Yapı Tasarım Esasları.....	13
1.2.1. Yükler.....	14
1.2.1.1. Zati Yükler	14
1.2.1.2. Hareketli Yükler.....	14
1.2.1.2.1. Hareketli Yüklerin Azaltılması	15
1.2.1.2.2. Hareketli Yüklerin Kirişlere Dağılımı	16
1.2.1.2.3. Titreşim (Impact) Faktörü	17
1.2.1.3. Yaya Yükleri	17
1.2.1.4. Fren Kuvveti	17
1.2.1.5. Isı Değişimi	17
1.2.1.6. Öngerme Kablo Kuvvetleri	17
1.2.2. Köprü Üst Yapısının Tasarım Esasları.....	18
1.2.2.1. Kiriş Geometrik Özellikleri	18
1.2.2.2. Kirişte Oluşan Kesit Tesirleri	18
1.2.2.3. Öngerme Kablo Sayısı	19
1.2.2.4. Öngerme Kayıpları.....	20
1.2.2.4.1. Rötire Kaybı	21
1.2.2.4.2. Elastik Kısılma Kaybı	21
1.2.2.4.3. Sünme Kaybı.....	22
1.2.2.4.4. Öngerme Donatısı Gevşeme Kaybı.....	22
1.2.2.5. Gerilme Kontrolleri ve Öngerme Kablolarının Kılıflanması	22

1.2.2.6. Kesit Gerilmelerinin Kontrolü	23
1.2.2.7. Eğilme Taşıma Gücü Kontrolü	24
1.2.2.8. Öngerme Donatı Oranı Kontrolü	25
1.2.2.8.1. Maksimum Donatı Kontrolü	25
1.2.2.8.2. Minimum Donatı Kontrolü	25
1.2.2.9. Kesme Hesapları	26
1.2.2.10. Sehim Hesapları	27
1.3. Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz.....	28
1.3.1. Zamana Bağlı Malzeme Özellikleri	28
1.3.1.1. Basınç Dayanımı	29
1.3.1.2. Betonun Yaşı.....	29
1.3.1.3. Betonun Büzülmesi	30
1.3.1.4. Betonun Sünmesi	31
1.3.1.5. Çeliğin Gevşemesi	32
1.3.2. Karayolu Köprüsünün (Çirilmiş) Proje ve İnşa Aşamaları	33
1.4. Sismik Tasarım Bilgileri	34
1.4.1. Hesap Verileri	35
1.4.2. Yapı Önem Katsayısı	35
1.4.3. Deprem Davranış Kategorisi.....	35
1.4.4. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı.....	36
1.5. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz	37
1.5.1. Nonlinear Davranışın Modellenmesi	37
1.5.1.1. Nonlinear Elastik Yöntemde Beton ve Çelik Modeli	37
1.5.1.2. Plastik Mafsal Hipotezi	40
1.5.1.3. Plastik Mafsal Boyu	40
1.5.1.4. Plastik Mafsal Kesitinde Moment-Eğrilik Bağlantısı	41
1.5.1.5. Akma Yüzeyleri	42
1.5.1.6. Etkin Kesit Rijitlikleri	42
1.6. Köprü Önem Sınıfı ve Performans Hedefi.....	43
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR	45
2.1. Karayolu Köprüsü	45
2.1.1. Köprü Geometrik Verileri	45
2.1.2. Malzeme Verileri	48
2.1.2.1. Betonarme Beton Sınıfı.....	48
2.1.2.2. Öngermeli Kiriş Beton Sınıfı	48

2.1.2.2.1. Servis Durumunda.....	48
2.1.2.2.2. Aktarma Anında	48
2.1.2.3. Betonarme Çeliği	49
2.1.2.4. Öngerme Çeliği	49
2.2. Üst Yapı (Öngermeli Kiriş) Tasarım Hesapları	49
2.2.1. Kiriş Geometrik Özellikleri.....	49
2.2.1.1. Öngermeli Kiriş Kesit Özellikleri	49
2.2.1.2. Kompozit Kiriş Kesit Özellikleri	50
2.2.2. Yük Analizi	51
2.2.2.1. Sabit Yükler	51
2.2.2.2. Yaya Yükleri	52
2.2.2.3. Hareketli Yükler.....	52
2.2.2.3.1. Standart Kamyon Yüğü.....	52
2.2.2.3.2. Eş Değer Şerit Yüklemeı	52
2.2.3. Kesit Tesirlerinin Hesaplanması	52
2.2.4. Öngerme Kablo Sayısının Belirlenmesi.....	53
2.2.5. Öngerme Kayıplarının Hesaplanması	54
2.2.5.1. Rötreden Meydana Gelen Öngerme Kayıpları.....	54
2.2.5.2. Elastik Kısalmadan Meydana Gelen Öngerme Kayıpları	55
2.2.5.3. Sünmeden Meydana Gelen Öngerme Kayıpları	55
2.2.5.4. Öngerme Donatısının Gevşemesinden Meydana Gelen Öngerme Kayıpları	55
2.2.5.5. Toplam Öngerme Kaybı.....	55
2.2.6. Gerilme Kontrolleri ve Öngerme Kablolarının Kılıflanması	55
2.2.6.1. Öngerme Kablolarının Yerleşimi.....	56
2.2.6.2. Mesnet Ekseninde Oluşan Gerilmeler.....	56
2.2.6.3. Açıklık Ortasında Oluşan Gerilmeler.....	57
2.2.6.4. Öngerme Kablolarının Kılıflanması.....	57
2.2.6.5. Kılıflanacak Kablo Sayısının Belirlenmesi	58
2.2.6.6. Kılıflanma Boyunun Belirlenmesi	58
2.2.6.7.Kılıflanmadan Sonra Öngerme Kablolarının Yerleşimi	59
2.2.7. Kesit Gerilmelerinin Kontrolü	60
2.2.7.1. Öngermeli Kirişte Kılıflamadan Önce Oluşan Kesit Gerilmelerinin Kontrolü. 60	
2.2.7.2. Kılıflamadan Sonra Oluşan Kesit Gerilmelerinin Kontrolü.....	62
2.2.7.3. Betonarme Donatısının Hesaplanması	63
2.2.8. Eğilme Taşıma Gücü Kontrolü	64

2.2.8.1. Kompozit Kesit Taşıma Gücü Kontrolü	65
2.2.8.2. Prekast Kesit Taşıma Gücü Kontrolü.....	66
2.2.9. Öngerme Donatı Oranı Kontrolü	67
2.2.9.1. Maksimum Donatı Kontrolü	67
2.2.9.2. Minimum Donatı Kontrolü	67
2.2.10. Kesme Hesapları	68
2.2.11. Sehim Hesapları	70
2.2.11.1. Başlangıç Dönemi	70
2.2.11.2. İnşaat Dönemi	70
2.2.11.3. İşletme Dönemi	71
2.2.12. Elastomer Mesnet Rijitlik Hesapları	72
2.3. Köprünün Bilgisayar Modeli	73
2.4. Köprü Modelinde Kullanılan Yük Durumları.....	75
2.4.1. Zati Yüklerin Belirlenmesi.....	75
2.4.2. Hareketli Yüklerin Belirlenmesi	76
2.4.3. Yaya Yüklerinin Belirlenmesi.....	78
2.4.4. Fren Kuvvetinin Belirlenmesi	78
2.4.5. Isı Değişiminin Belirlenmesi	79
2.4.6. Öngerme Kablo Kuvvetlerinin Belirlenmesi	79
2.5. Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz.....	81
2.5.1. Zamana Bağlı Malzeme Deformasyonlarının Dikkate Alınması.....	81
2.5.2. Yapım Aşamalarının Dikkate Alınması	83
2.5.3. Yapım Aşamalı Analizlerde Dikkate Alınan Yük Durumları.....	85
2.6. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz	85
2.6.1. Plastik Mafsallık Davranışı	85
2.6.2. Plastik Mafsallık Boyunun Belirlenmesi.....	86
2.6.3. Malzeme Modelleri	86
2.6.4. Eğilme Momenti – Eğrilik Bağlantısının Belirlenmesi	87
2.6.5. Akma Yüzeyi Atanması	89
2.6.6. Kesitlere Plastik Mafsalların Atanması.....	90
2.6.7. Etkin Kesit Rijitliklerinin Oluşturulması	92
2.6.8. Deprem Kaydının Seçimi	92
2.6.9. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analizin Hesap Yöntemi	93
2.7. Köprü Performans Hedefi ve Yapı Elemanlarında Hasar Sınırlarının Belirlenmesi	94

3. BULGULAR VE İRDELEMELER.....	96
3.1. Mevcut Karayolu Köprüsünün Doğrusal Statik Analizi	96
3.1.1. Köprü Tabliyesinin Statik Davranışı.....	96
3.1.2. Köprü Orta Ayaklarının Statik Davranışı	97
3.2. Köprünün Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analizi	98
3.2.1. Köprü Tabliyesinin Yapım Aşamalı Davranışı.....	99
3.2.2. Köprü Orta Ayaklarının Yapım Aşamalı Davranışı.....	100
3.3. Statik ve DOYAA Sonuçlarının Karşılaştırılması	101
3.4. Köprünün Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analizi ..	104
3.4.1. Köprü Tabliyesinin Dinamik Davranışı	104
3.4.2. Köprü Orta Ayaklarının Dinamik Davranışı.....	106
3.5. ZTADOYAA Sonuçları ile DOYAA Sonuçlarının Karşılaştırılması.....	107
4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	110
KAYNAKÇA.....	113
ÖZGEÇMİŞ	118

TABLolar DİZİNİ

Tablo 1. Trafik şeridi adedi	15
Tablo 2. Hareketli yük azaltma katsayısı	15
Tablo 3. K katsayıları	16
Tablo 4. Tipik elemanlarda uzun zamanda oluşacak sehim ve ters sehimlerin hesabında kullanılacak katsayılar.....	28
Tablo 5. Köprü önem katsayısı	35
Tablo 6. Deprem davranış kategorisi (DDK).....	35
Tablo 7. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı.....	36
Tablo 8. Köprü performans hedefi	44
Tablo 9. Prekast kiriş geometrik özellikleri	50
Tablo 10. Kompozit kiriş geometrik özellikleri.....	51
Tablo 11. Sabit yüklerin oluşturduğu moment tesirleri	52
Tablo 12. Hareketli yüklerin oluşturduğu moment tesirleri.....	53
Tablo 13. Sabit ve hareketli yüklerden oluşan kesme kuvvetleri.....	53
Tablo 14. Öngerme kablolarının yerleşimi	56
Tablo 15. Kılıflamadan sonra öngerme kablolarının yerleşimi	59
Tablo 16. Öngermeli kirişte oluşan kesit gerilmeleri.....	60
Tablo 17. Öngermeli kirişte kılıflamadan sonra oluşan kesit gerilmeleri.....	62
Tablo 18. Mesnet ekseninden H/2 m uzaklıkta meydana gelen kesme kuvvetleri	68
Tablo 19. Mesnet ekseninden H/2 m uzaklıkta meydana gelen moment tesirleri	68
Tablo 20. Elastomer mesnet özellikleri.....	72
Tablo 21. Zati yüklerin belirlenmesi	76
Tablo 22. CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri.....	81
Tablo 23. Köprü analizlerinde dikkate alınması gereken malzeme parametreleri.....	82
Tablo 24. Plastik dönme limitleri ve performans seviyesi	95
Tablo 25. Statik analiz ve DOYAA sonucu maksimum değerlerin karşılaştırılması ...	104
Tablo 26. DOYAA ve ZTADOYAA sonucu maksimum değerlerin karşılaştırılması .	109

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1. Standart kamyon ve eş değer şerit yükleri	15
Şekil 2. Sırasına göre öngerme imalatı	18
Şekil 3. Standart kamyon yükü uygulanması	19
Şekil 4. Eşdeğer şerit yükü uygulanması	19
Şekil 5. Mander sargılı sargısız malzeme özellikleri	38
Şekil 6. Donatı çeliği malzeme özellikleri	40
Şekil 7. İki doğrulu moment-eğrilik diyagramı	41
Şekil 8. Moment-plastik dönme diyagramı	42
Şekil 9. Elastomer mesnet yerleşimi	46
Şekil 10. Köprü enkesiti	47
Şekil 11. Köprü boykesiti	47
Şekil 12. Prekast kiriş enkesit detayı	50
Şekil 13. Kompozit kiriş enkesit detayı	51
Şekil 14. Mesnet ekseninde öngerme kabloları düzeni	54
Şekil 15. Mesnetleme ekseninden itibaren kılıflama boyları	60
Şekil 16. Kiriş üst başlığı çekme donatısı hesabına dair gerilme durumu	64
Şekil 17. Kiriş alt başlığı çekme donatısı hesabına dair gerilme durumu	64
Şekil 18. Elastomer mesnet boyutları	72
Şekil 19. Tabliye kesiti ve prekast kirişler	74
Şekil 20. Köprünün üç boyutlu modeli	74
Şekil 21. Köprünün sonlu elemanlar modeli	75
Şekil 22. Köprü modeline uygulanan yükler	75
Şekil 23. Standart kamyon yükünün basit kiriş üzerinde elverişsiz yerleşimi	77
Şekil 24. H30-S24 kamyon yükünün uygulanması – 1	77
Şekil 25. H30-S24 kamyon yükünün uygulanması – 2	78
Şekil 26. Öngerme kablo kuvveti ve yükleme verilerinin oluşturulması – 1	80
Şekil 27. Öngerme kablo kuvveti ve yükleme verilerinin oluşturulması – 2	80
Şekil 28. Köprü kirişleri betonuna CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri aktarılması	82
Şekil 29. Öngermeli kiriş donatısına CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri aktarılması	83
Şekil 30. Yapım aşamalı inşaat süreleri	83

Şekil 31. Yapım aşamalarına dair adım adım sonlu eleman modeli	85
Şekil 32. Sargılı beton modeli	86
Şekil 33. Sargısız beton modeli.....	87
Şekil 34. Donatı çeliği modeli.....	87
Şekil 35. 250/100 cm kolon kesiti.....	88
Şekil 36. Kolon kesiti moment-eğrilik bağıntısı	88
Şekil 37. Eksenel kuvvet-moment ilişkisini ifade eden akma yüzeyleri.....	89
Şekil 38. P1 aksı orta ayakları etkileşim diyagramının tanımlanması	90
Şekil 39. P1 aksı orta ayaklara ait plastik mafsalları veri girişi	91
Şekil 40. A1 ve A2 aksı kenar ayaklara ait fiber plastik mafsalları veri girişi	91
Şekil 41. Deprem ivme kaydının tanımlanması	93
Şekil 42. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapılar için yapılar için yapılar için yapılar için durumu	94
Şekil 43. Eğilme momentleri değerlerinin tabliye uzunluğuna değişimi (Statik analiz)	96
Şekil 44. Kesme kuvveti değerlerinin tabliye uzunluğuna değişimi (Statik analiz)	97
Şekil 45. Düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğuna değişimi (Statik analiz).....	97
Şekil 46. Yatay yer değiştirme değerlerinin ayak yüksekliğine değişimi (Statik analiz).....	98
Şekil 47. Normal kuvvet değerlerinin ayak yüksekliğine değişimi (Statik analiz).....	98
Şekil 48. Eğilme momentleri değerlerinin tabliye uzunluğuna değişimi (DOYAA)	99
Şekil 49. Kesme kuvveti değerlerinin tabliye uzunluğuna değişimi (DOYAA).....	99
Şekil 50. Düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğuna değişimi (DOYAA)100	
Şekil 51. Yatay yer değiştirme değerlerinin ayak yüksekliğine değişimi (DOYAA) .	100
Şekil 52. Normal kuvvet değerlerinin ayak yüksekliğine değişimi (DOYAA)	101
Şekil 53. Statik ve DOYAA sonucunda eğilme momentinin karşılaştırılması (Tabliye)	101
Şekil 54. Statik ve DOYAA sonucunda kesme kuvvetinin karşılaştırılması (Tabliye)	102
Şekil 55. Statik ve DOYAA sonucunda düşey yer değişiminin karşılaştırılması (Tabliye)	102
Şekil 56. Statik ve DOYAA sonucunda yatay yer değişiminin karşılaştırılması (Orta ayak).....	103
Şekil 57. Statik ve DOYAA sonucunda normal kuvvetin karşılaştırılması (Orta ayak)	103

Şekil 58. Eğilme momentleri değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (ZTADOYAA).....	105
Şekil 59. Kesme kuvveti değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (ZTADOYAA) .	105
Şekil 60. Düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (ZTADOYAA).....	105
Şekil 61. Yatay yer değiştirme değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (ZTADOYAA).....	106
Şekil 62. Normal kuvvet değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (ZTADOYAA)...	106
Şekil 63. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda eğilme momentinin karşılaştırması (Tabliye).....	107
Şekil 64. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda kesme kuvvetinin karşılaştırması (Tabliye).....	107
Şekil 65. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda düşey yerdeğiştirme karşılaştırması (Tabliye).....	108
Şekil 66. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda yatay yerdeğiştirme karşılaştırması (Orta ayak)	108
Şekil 67. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda normal kuvvetin karşılaştırması (Orta ayak).....	109

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

A	: Kesit alanı
a_i	: Kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki mesafe
A_s^*	: Öngerme donatıları toplam alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
b	: Etkili tabla genişliği
b'	: Prefabrike giriş gövde kalınlığı
b_o ve h_o	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutları
CR_c	: Betonun sünmesinden meydana gelen öngerme kayıpları
CR_s	: Öngerme çeliğinin gevşemesinden meydana gelen öngerme kayıpları
d	: Faydalı yükseklik
d_b	: Temel donatılarının çap değeri
DOYAA	: Doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz
e	: Kablo ekzantiristesi
$E_{ci}(t)$	: t günlük betonun elastisite modülü
E_{ci}	: Betonun 28 günlük elastisite modülü
ES	: Betonun elastik kısalmasından meydana gelen öngerme kayıpları
E_s	: Öngerme kablosu elastisite modülü
F	: Elastomer mesnet alanı
f_c'	: 28 günlük beton basınç dayanımı
f_c	: Karakteristik beton basınç dayanımı
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{cds}	: Öngerme kuvveti uygulanması anında giriş zati ağırlığı dışındaki ölü yüklerden dolayı öngerme kabloları ağırlık merkezi hizasında oluşan betondaki gerilme değeri
f_{ce}	: Betonun basınç dayanımı
f_{cir}	: Yük transferinden hemen sonra öngerme kabloları ağırlık merkezi hizasında öngerme kuvveti ve giriş ağırlığından dolayı oluşan betondaki gerilme değeri
$f_{cm}(t)$	: t günlük bir betonun basınç dayanımı
f_{cm}	: Betonun 28 günlük basınç dayanımı

f_{co}	: Sargısız beton dayanımı
f_d	: Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesit alt lifindeki beton gerilmesi
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_{pc}	: Kayıplardan sonra beton ağırlık merkezindeki meydana gelen gerilme
f_{pe}	: Efektif öngerme kuvvetinden dolayı kesit alt lifindeki beton gerilmesi
f_r	: Donatısız çekme emniyet gerilmesinin 0.623 katı
$f_{s'}$	: Karakteristik çelik kopma dayanımı
f_s	: Toplam öngerme kaybı
f_{su}^*	: Öngerme kablosundaki ortalama gerilme
f_y	: Ayak kesitindeki tipik donatının karakteristik akma dayanımı
f_{ye}	: Donatı çeliklerinin akma dayanımı
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
g^*	: Öngerme çeliği tip faktörü
G	: Efektif kayma modülü
I_{xb}	: Prekast kesite ait atalet momenti
k	: $\sim \log(p_{1000}/p_{100})$ yaklaşımında k 1. grup için 0.12, ikinci grup için 0.19 katsayısı
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı oranı
K_h	: X yönündeki yatay rijitlik
K_v	: Z yönündeki düşey rijitlik
K_y	: Y yönündeki enine rijitlik
K_{θ}	: Dönme rijitliği
L	: Köprü uzunluğu
L_p	: Plastik mafsallık boyu
L_s	: Kesme açıklığı
M_1	: Kiriş zati ağırlığından meydana gelen moment tesirleri
M_2	: Tabliye ağırlığından meydana gelen moment tesirleri
M_3	: İlave yüklerden (kaplama, bordür, korkuluk ve yaya yükleri) meydana gelen moment tesirleri
M_4	: Maksimum hesaplarda kullanılacak hareketli yüklerden meydana gelen moment tesirleri
M_{cr}	: Çatlama momenti
M_d	: Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan moment

M_{DL}	: Kiriş zati ağırlığı, tabliye, enleme kirişi yüklerinden dolayı oluşan momentlerin toplamı
M_{LL}	: Araç yükünden dolayı açıklık ortasında oluşan moment
M_{max}	: Kesitteki faktörlü dış yüklerden oluşan maksimum moment
M_u	: Faktörlü ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan moment
M_y	: Eşdeğer akma momenti
N	: Kablo sayısı
N_L	: Trafik şeridi sayısı
p^*	: Öngerme çeliği alanının beton alanına oranı
P_1	: Müsaade edilen ilk öngerme kuvveti
p_{100}	: 100 saat sonraki gevşeme
p_{1000}	: 1000 saat sonraki gevşeme
P_a	: Öngerme kuvveti
P_e	: Kayıplardan sonra oluşan efektif öngerme kuvveti
P_i	: Başlangıç öngerme kuvveti
P_s	: Kiriş açıklık ortası alt kenarında kayıplardan sonra öngerme kablolarınca alınacak kuvvet
p_t	: t saat sonraki gevşeme
RH	: Ortalama yıllık çevre nemlilik yüzdesi
RH_o	: 100% nem oranı
S	: Boyuna kirişlerin aks ara mesafesi
SH	: Betonun rötresinden meydana gelen öngerme kayıpları
T	: Elastomer mesnet kalınlığı $t_1=1$ gün
t_o	: Yükleme anındaki betonun yaşı
t_s	: Beton için büzülmenin başladığı andan itibaren gün cinsinden yaşı
u	: Atmosfer ile temas eden çevre uzunluğu
V_c	: Öngermeli betonun taşıma kapasitesi
V_{cw}	: Betonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi
V_d	: Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan kesme kuvveti
V_i	: Kesitteki faktörlü dış yüklerden oluşan maksimum kesme kuvveti
V_i	: Kesitteki faktörlü dış yüklerden oluşan maksimum kesme kuvveti
V_p	: Kiriş boyunca öngerme kabloları kirişe yatay vaziyette yerleştirildiğinden dolayı öngerme kuvvetinin düşey bileşeni
V_s	: Kayma donatısının yüklenmesi gerektiği minimum kesme kuvvet
V_u	: Faktörlü ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan kesme kuvveti

y_{alt}	: Prekast kirişte tarafsız eksen
y_{calt}	: Kompozit kirişte tarafsız eksen
ZTADOYAA	: Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz
W	: Toplam köprü genişliği
W_b	: Kiriş alt noktasına göre mukavemet momenti
W_{cb}	: Kompozit kiriş alt noktasına göre mukavemet momenti
x	: Öngerme kabloları merkezinin kiriş alt kenarına mesafesi
αT	: Betonun ısı genleşme katsayısı
β_1	: Beton mukavemet faktörü
β_c	: Yüklemeden sonra devam eden sünme
$\beta_{cc}(t)$	: Betonun yaşına bağlı bir katsayı
β_s	: Zamana bağlı devam eden büzülmeyi gösteren bir katsayı
β_{sc}	: Çimento tipine bağlı olarak 4 ve 8 arasında değişen bir katsayı
ϵ_{cso}	: Kavramsal büzülme katsayısı
ρ_x ve ρ_y	: İlgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranları
σ_{alt}	: Kiriş alt lifinde mesnet ekseninde meydana gelen gerilme
σ_b	: Tüm kayıplardan sonra kiriş alt lifinde gerekli öngerme gerilmesi
σ_i	: Öngerme anında mücade edilen beton gerilmesi
σ_t	: Öngerme kuvvetinden dolayı mesnet ekseninde meydana gelen beton gerilmesi
$\sigma_{üst}$	: Kiriş üst lifinde mesnet ekseninde meydana gelen gerilme
Φ	: Taşıma gücü azaltma katsayısı
Θ_y	: Çubuk elemanda oluşan plastik mafsallar ait etkin akma dönmelerinin ortalaması
$\emptyset$	: Titreşim faktörü
ΔT	: Sıcaklık farkı

1. GİRİŞ

Yapısal çözümleme yöntemlerinin tasarım için gereklilik arz etmesi ve teknolojinin de ilerlemesiyle birlikte önemli gelişmeler elde edilmiştir. Geleneksel yapı çözümlemelerinde köprüler gibi teknik yapıların değişkenlik gösteren yükler altındaki davranışlarının saptanmasında sonlu eleman analizlerinden faydalanılmaktadır. Ancak sonlu eleman analizlerinde yapının inşa aşamaları ve bu süreçte ve de sonrasında oluşan malzeme deformasyonları göz önünde bulundurulmadan sanki yapının anlık olarak bir anda inşa edilip tamamlandığı kabul edilir. Oysaki böylesine teknik yapıların inşası uzun sürmekte ve yapıya etkiyen yükler yapım süresince ve sonrasında değişmektedir.

Zamana bağımlı malzeme özellikleri, beton için basınç dayanımı, yaşlanması, sünmesi ve büzülmesi, çelik için gevşemesi olarak kabul edilir. İnşaat aşamalarının da dikkate alınması yapıyı meydana getiren elemanların iç kuvvetlerini ve yer değiştirmelerini önemli ölçüde etkiler. Bu etkinin meydana getirdiği farklılıklar, söz konusu elemanın türü ve konumu dışında, malzeme tipine, geometrisine, yüklerin uygulama sırası ve türüne ve mevsimsel koşullara da bağlıdır.

Bir başka ifade ile yapım aşaması analizinde, yapının anlık olarak inşasının tamamlanması ve yüklenmesine karşılık sahada yapı nasıl zamana bağlı olarak belirli bir süreçte inşa ediliyorsa projeyi dizayn eden mühendislerin yapım aşamalarını da dikkate alarak zamana bağlı olarak bilgisayar ortamında projelendirmesi gerekir. Proje ofisinde bulunan mühendislerin zamana bağlı malzeme değişimini göz önünde bulundurmasına beton döküldükten sonra zamanla mukavemet kazanacağı için 7 günlük, 14 günlük, 28 günlük veya daha fazla gün değişimini dikkate alması örnek verilebilir. Betonun yaş halinden ekonomik ömrünü doldurmasına kadar yapısında meydana gelen değişimler dikkate alınarak gelecekte oluşabilecek hatalar önlenmeye çalışılabilir.

Ülkemiz aktif bir deprem kuşağında bulunmaktadır. Yakın zamanda ve geçmişte ülkemizde yaşanan yıkıcı ve şiddetli depremler sonucunda çok fazla can ve mal kaybı meydana gelmiştir. Yaşanan bu depremler, ülkemizde deprem etkisinin ne kadar tehlikeli boyutlara ulaştığını ve tedbir alınmazsa daha da kötü sonuçlar çıkaracağını gözler önüne sermektedir. Depremler; köprü, tünel, bina ve diğer yapılarda göçmelere ve hasarlara yol açarak mal ve can kayıplarına sebebiyet verebilmektedir. Günümüzde halen gelişmeye devam eden inşaat teknolojisine rağmen yakın zamanda İzmir ve Elazığ'da yaşanan şiddetli depremler sonucu birçok bina ve yapı yıkılarak çok fazla can

kaybı olayı yaşanmıştır. Depremlerin, yapılar üzerinde oluşturacağı olumsuz etkileri minimum düzeye indirmek için yapı tasarımlarının deprem faktörü dikkate alınarak gerçekleştirilmesi gerekmektedir.

Köprüler gibi teknik ve önemli mühendislik yapılarının yapısal davranışının daha güvenilir ve sağlıklı çözümlenebilmesi için zamana bağlı malzeme deformasyonlarının etkisi ve yapım aşamaları ile birlikte dinamik etkileri dikkate alınarak analiz edilmesi gerekmektedir. Gerçekçi yapı davranışının ele edilemediği bir analizden daha sağlıklı sonuçlara ulaşılması imkansız hale gelebilir.

1.1. Literatür Araştırması

Tankut ve Kozanoğlu (1990), öngermeli betonarme kirişlerin imalatı sırasında yaşanan aksaklıklardan dolayı beton elemanlarında boşluklar meydana gelmesi üzerine bir araştırma yapmıştır. Bu tür kirişlerin dayanım ve davranışlarını incelemek amacıyla beş adet betonarme kiriş üzerinde deneyler yapılarak yüksek eğilme moment alanındaki derin ve yüzeysel boşluklar ile yüksek kesme kuvveti alanındaki derin ve yüzeysel boşlukların davranış ve dayanım üzerindeki etkileri meydana çıkarılmıştır. Deney sonuçlarına göre toplam kiriş yüksekliğinin yarısı kadar büyüklükte olan boşluklar; kirişin taşıma gücünü fazla etkilemezken, eğilme rijitliğini önemli ölçüde azaltarak ters çökmeleri arttırdığını söylemişlerdir (Tankut ve Kozanoğlu, 1990).

Cruz vd. (1997), betonarme, öngermeli beton ve kompozit çelik-beton düzlemsel çerçeve yapıların lineer olmayan, zamana bağımlı analizi için genel bir adım adım yapım aşaması modeli sunmuşlardır. Çalışmalarında üç açıklıklı, öngermeli, betonarme, kutu kirişli köprü modeli tasarlayıp köprünün adım adım inşa aşamaları ile birlikte betonun gerilmesiyle oluşan gecikmiş rötreler, sıkıştırılmasıyla meydana gelen betonun yumuşaması ve takviye çeliğinin akması gibi zaman etkilerini de ele alarak çözümlemelerini yapmışlardır. Sonuç olarak bu tür yapıların yapım sürecinde, geometrileri, malzeme özellikleri, yapısal şeması veya destek koşulları üzerinde önemli farklılıklar olabildiğini ve de birçok durumda bu varyasyonların büyük ölçüde iç kuvvetler, gerilmeler, burkulmalar, yer değiştirmeleri ve reaksiyonların dağılımı etkisi, inşaat aşamasında yapının servis ömrü boyunca da servis ve güvenlik koşullarını etkilediğini belirtmişlerdir (Cruz vd., 1997).

Mari (2000), adımsal olarak inşa edilen üç boyutlu betonarme ve öngermeli beton çerçevelerin doğrusal olmayan ve zamana bağlı analizi için sayısal bir model sunmuştur. Yük ve sıcaklık değişimlerinin yapısal etkileri, malzemelerin doğrusal olmayan davranışları, betonun sünmesi, büzülmesi, yaşlanması ve öngerme çeliğinin

gevşemesinin yanı sıra doğrusal olmayan geometrik etkileri de dikkate alarak adım adım yapım aşamalarıyla birlikte 9 ve 15 metrelik iki açıklıktan oluşan 24 m uzunluğunda iki boyutlu bir köprü modelleyip 500 gün sonra inşaat sırasında ve kalıcı yükler altında davranışı tahmin etmek için sayısal bir örnek tasarlamıştır. Yapmış olduğu model, hem tasarım hem de inşaat aşamalarında veya beton yapıların değerlendirilmesi, denenmesi, modernizasyonu veya yıkımı için kullanılabilecek güçlü bir yapının nasıl oluşturulacağını göstermiştir (Mari, 2000).

Huang vd. (2001), toplam açıklıkları 76.2 ila 216.36 m arasında değişkenlik gösteren yedi adet üç açıklıklı kutu kesitli köprülerin, köprü tabliyelerinde hareket eden araçların etkisi altında dinamik analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Analitik araç olarak ele alınan, Amerikan Devlet Karayolu ve Ulaştırma Yetkilileri Birliği'nce (AASHTO) tanımlanan H20-S44 kamyonudur. Gerçekleştirilen analizler neticesinde maksimum etki faktörleri yarıçap azaldıkça azalma eğiliminde olduğundan dolayı eğimli kutu kirişli köprülerin eğilme momenti ve normal gerilmelerinin etki faktörleri, düz kutu kirişli köprülerinkinden daha küçüktür (Huang vd., 2001).

Ahmed ve Anam (2003), çalışmalarında çeşitli tipteki betonarme kutu kesitli köprülerin rasyonel ve ayrıntılı bir şekilde dinamik analizini sunmayı amaçlamışlardır. Bu amaçla AASHTO yönetmeliğince tanınan HS20 kamyon yüklemesi altında dinamik analize dayalı olarak öngerme kirişli, dengeli konsol yöntemi ile inşa edilen sürekli sisteme sahip bir köprünün davranışını araştırmak için ayrıntılı bir parametrik çalışma yapmışlardır. Bu köprünün dinamik tepkisinin çeşitli yönlerini, geleneksel statik yapısal analiz sonuçları ile karşılaştırarak ve de araç hızı, sönüm oranı ve açıklık sayısını değiştirerek incelemişlerdir. Çalışmalarının neticesinde dinamik analizin etkileri, kesme kuvvetlerinden çok yer değiştirmeler ve eğilme momentleri için daha önemli görüldüğünü ve de araç hızının, köprüler üzerindeki dinamik etkilerde çok önemli bir faktör olduğunu belirtmişlerdir (Ahmed ve Anam, 2003).

Kwak ve Son (2004), betonun yapım sırası ve sünme deformasyonu dikkate alınarak betonarme köprülerin zamana bağlı analizleri yoluyla, eleman kuvvetlerine ilişkin yapısal tepkilerin gözden geçirilmesi üzerine çalışmışlardır. Bu amaçla dengeli konsol yöntemi kullanılarak inşa edilen betonarme köprü modelini ele almışlardır. Her inşaat aşamasında dengeli konsol yapımında zamanla moment değişimini tanımlayabilen temel denklemler türetilip daha sonra inşaat adımlarındaki değişikliklere göre moment değişimini hesaba katacak şekilde bu denklemleri genişletmişlerdir. Tanıtılan denklemleri kullanarak, tasarım momenti ve zaman içindeki değişimi, sadece

elastik analiz sonuçlarıyla ve inşaat aşamaları dikkate alınarak zamana bağlı ek analizler olmadan kolayca elde etmişlerdir (Kwak ve Son, 2004).

Wang vd. (2004), kablolu köprülerin ekonomik şartları, estetikliği ve montaj kolaylığı nedeniyle, 200 ila 1000 m arasında değişen açıklıklara sahip yani orta ila uzun açıklıklı mesafeler için yapımı en ideal köprüler olduğunu belirtmişlerdir. Bu amaçla dengeli konsol tekniği ile inşa edilen kablolu köprülerin yapım aşamalarını göz önüne alarak yapısal davranışlarını saptamışlardır. Çalışmalarında biri ileri süreç analizi diğeri geçmiş süreç analizi olmak üzere iki sayısal süreç analizi oluşturmuşlardır. Birincisi, köprü yapımındaki inşa aşamalarının sırası takip edilerek uygulanması; ikincisi ise inşa aşamalarının ters yönde yani geriye dönük uygulanmasıdır. Sistemi her inşa aşamasında sonlu eleman modeli analiz edip, ardından sisteme karşılık gelen yeni başlangıç şekillerini bulmak için önceki aşamalarda belirlenen ölü yük ve tekil kuvvetlerin etkisi altında yeniden kurup çözümlemişlerdir (Wang vd., 2004).

Xia ve Zhang (2005), demiryolu köprülerinin tren yükleri altındaki dinamik tepkisinin, demiryolu köprüsü tasarımında çözülmesi gereken temel problemlerden birisi olduğunu söylemişlerdir. Bu amaçla Çin'deki Qin-Shen demiryolu üzerinde bulunan 24 metre açıklıklı prekast kutu kirişli bir köprü ile bu köprü üzerinden geçen China-Star yüksek hızlı treninin arasındaki dinamik etkileşimi teorik analizler ve saha çalışmaları ile incelemişlerdir. Önerilen analiz modeli ve çözüm yöntemini, hesaplanan sonuçlar ile yerinde ölçülen veriler arasında karşılaştırmalar yaparak doğrulamışlardır (Xia ve Zhang, 2005).

Bayraktar vd. (2007), çalışmalarında karayolu köprülerinin SAP2000 programı yardımıyla oluşturulan üç boyutlu sonlu eleman modellerinin trafik, dış yük, rüzgar gibi çevresel tesirler ile uyarıldığı operasyonel modal analiz tekniği ile geliştirilmesini amaçlamışlardır. Trabzon'un Of ilçesinde bulunan ağır trafik ve taşıt yüküne maruz bir karayolu köprüsü uygulama modeli olarak seçilmiştir. Yapılan deneysel ölçümler ve teorik analizler sonucunda köprüler gibi önem taşıyan diğer mühendislik yapılarına dair yapılacak çalışmalarda hem farklı yöntemler kullanılarak dinamik karakteristiklerinin uyumluluğunun sağlanması hem de mod şekillerinin daha net belirlenmesi için ölçümlerin referanslı yapılmasının uygun olacağını düşünmektedirler (Bayraktar vd., 2007).

Karakaplan vd. (2009), yapısal çözümlemelerin daha hassas sonuçlar verebilmesi için yapı analizlerinde yapının bir anda tamamlandığı varsayılan klasik yapı çözümlemeleri ile inşa aşamaları sırasında meydana gelen geometri ve malzeme dayanım değişimlerinin göz önüne alınarak analiz edilen gelişmiş çözümlemeler

arasındaki farklılıkları belirtmişlerdir. Bu amaçla betonarme öngerme basit kiriş yöntemi ile inşa edilen karayolu köprüsünü ele alarak köprü mesnetlerinde meydana gelen kuvvetleri incelemek için klasik ve gelişmiş modellerden dizayn edilen dört farklı hesap modeli kullanılmışlardır. Bu modellerin sonlu eleman analizlerinde en uygun modelin yapım aşaması analizi dâhil edilerek tasarlanan gelişmiş model olduğu ortaya çıkmıştır (Karakaplan vd., 2009).

Malm ve Sundquist (2010), dilimsel olarak inşa edilen dengeli konsol betonarme köprülerin zamana bağımlı analizi konusunda çalışmışlardır. Analizlerde İsveç'te bulunan öngermeli, sürekli, kutu kesitlere sahip Alvik Köprüsü ve Gröndal Köprüsü model olarak seçilmiştir. Çalışma kapsamında dilimsel olarak inşa edilmiş betonarme dengeli konsol köprülerin zaman içerisinde tasarım hesaplamalarında öngörülenden daha büyük sapmalar sergileyeceğini belirtmişlerdir. Bu sapmaların, yer değiştirmelerin betonun sünmesi, rötresi ve sıcaklık tesirlerinden meydana gelebileceğini ifade etmişlerdir.

Aktaş (2010), yapmış olduğu çalışmada iki açıklıklı, öngerme kirişli, 65 m uzunluğunda, 22.5 m genişliği olan bir köprü tasarlayıp, köprünün doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem performansını incelemiştir. Tasarımını boyutlandırırken AASHTO yönetmeliğini, deprem performansı içinse DLH ve CALTRANS yönetmeliklerini dikkate almıştır. Analizler sonucunda malzeme şekil değişimleri ve S1, S2 deprem düzeyinde istenen limitleri sağlamaktadır (Aktaş, 2010).

Altunışık vd. (2010), zamana bağlı malzeme özelliklerini göz önünde bulundurarak dengeli konsol yöntemi ile inşa edilen otoyol köprülerinin yapım aşaması analizi üzerine çalışmışlardır. Elazığ – Malatya karayolu üzerinde bulunan, dengeli konsol yöntemi ile inşa edilen Kömürhan Köprüsü'nü uygulama olarak seçmişlerdir. Köprünün sonlu eleman modelini SAP2000 programı ile oluşturup P-Delta artı büyük yer değiştirme kriteri kullanılarak gerçekleştirdikleri analizler ile inşaat aşamaları olan ve olmayan sonuçlar arasında büyük farklılıklar gözlemlenip inşaat aşamaları olmadan yapılan analizlerin güvenilir çözümler sunamayacağını vurgulamışlardır (Altunışık vd., 2010).

Ateş (2011), yapım süresi uzun yıllar devam eden mühendislik yapılarının gerçek davranışını elde etmek için yapı analizlerinde geometrik değişimlerinin ve zamana bağlı malzeme özelliklerinin dikkate alınarak çözümlenmesi gerektiğinden bahsetmiştir. Çalışma amacıyla betonarme kutu kesitli, sürekli, dengeli konsol yöntemi ile inşa edilen Budan Köprüsü ele alınmıştır. Köprüye ait malzeme ve kesit özellikleri ile oluşturulan sonlu eleman modeli üzerinde yapım aşamalı ve zamana bağlı analizler ile yapım

aşamaları dikkate alınmadığı durumda gerçekleştirilen analizler neticesinde köprü ayakları ve tabliyesinde ortaya çıkan kesit tesirleri ve yer değiştirmeler karşılaştırılmıştır. Köprüler için uzun bir inşaat süresi boyunca ve sonrasında yapıya etkileyen yükler sürekli değiştiğinden dolayı yapılan çözümlemelerde yapım aşamaları ve zamana bağlı malzeme özelliklerinin dikkate alınması güvenilir çözümler vereceğini önermiştir (Ateş, 2011).

Çağlar vd. (2011), bir Pasifik ülkesi olan Palau Cumhuriyeti'nde bulunan, 1996'da çöken, 241 m açıklıklı, öngermeli betonarme köprüsü üzerinde köprünün gerçek kesitleri ve geometrik verilerini dikkate alarak üç boyutlu sonlu eleman analizini gerçekleştirmişlerdir. ANSYS programı ile yapılan analiz sonuçları ile köprünün konsol kısmında kamyon yüklemesi sonucu elde edilen düşey yerdeğiştirmeler karşılaştırılmıştır. Yaptıkları analizlerin uyumluluğu ile ele alınan modelin Gülburnu Köprüsü'nün analizinde de kullanılabileceğini göstermişlerdir (Çağlar vd., 2011).

Yıldırım (2011), uygulama olarak ele aldığı Kömürhan Köprüsü'nün yapım aşamaları ve zamana bağlı malzeme deformasyonlarını dikkate alarak köprü analizlerini gerçekleştirmiştir. Analizlerinde farklı standartlara sahip zemin sınıfları (yumuşak, orta ve sert) dikkate alınmıştır. Yaptığı analizler neticesinde betonarme karayolu köprülerinin yapısal çözümlemelerinin daha gerçekçi ve güvenilir sonuçlar vermesi için analiz aşamalarında yapım aşamaları ve malzeme deformasyonlarının dikkate alınması gerekliliğinden bahsetmiştir (Yıldırım, 2011).

Günaydın (2011), lineer olmayan statik analizlerin başlangıç şartı olarak kabul edilip köprülerin yapım aşamalı analizlerinin dikkate alındığı daha ileri dinamik analizlerin gerçekleştirilebileceğini söylemiştir. Bu amaçla asma köprülerin yapısal davranışlarına yapım aşaması ve malzeme deformasyonlarının etkisini gözlemlemek için Boğaziçi Köprüsü ve Humber Köprüsü üzerinde ayrı ayrı çalışmalar yapmıştır. Köprüler üzerinde lineer olmayan statik ve dinamik çözümlemeler gerçekleştirerek kesit değerleri ve yer değiştirmelere dair kıyaslar yapmıştır. Çözümlemelerin sonucunda analizlerin daha fazla adımda gerçekleştirilerek hassaslığının artırılabilmesinin ve analizlerde sıcaklık, deprem etkileri ile birlikte zemin etkileşimlerinin dikkate alınmasının önemini vurgulamıştır (Günaydın, 2011).

Atmaca (2012), yapmış olduğu çalışmada ülkemizin ilk kablolu köprüsü olan Manavgat Köprüsü'nün betonun yaşlanması, sünmesi ve büzülmesi ile birlikte çeliğin gevşemesi gibi zamanın etkisine bağlı parametreleri ele alarak dinamik analizini ve doğrusal olmayan analizini gerçekleştirmiştir. Köprünün üç boyutlu sonlu eleman modelini oluşturarak; dinamik analizinde 17 Ağustos 1999 tarihinde Düzce depreminde

kayıt altına alınan düşey ivme kaydı kullanılmış ve köprüye yalnız düşey doğrultuda etki ettirilmiştir. Analizlere göre ağırlıkça çelikten inşa edilen Manavgat Köprüsü'nün deprem performansının başarılı olması üzerine depremsel bölgelerde yapılacak köprülerin inşasında çelik malzemesinin kullanılmasını önermektedir (Atmaca, 2012).

Dolati vd. (2012), ele aldıkları herhangi bir karayolu köprüsünü yakın ve uzak fay hareketleri altında nümerik bir şekilde incelemişlerdir. Çalışmaları sonucunda yakın fay yer hareketlerinin, uzak faylara kıyasla köprülerin her iki yönü üzerinde daha şiddetli etkilere sahip olduğunu göstermişlerdir. Buna ek olarak yakın fay depremlerinden en çok düzensiz köprülerin etkilendiğini belirtmişlerdir (Dolati vd., 2012).

Jalali vd. (2012), yakın fay hareketleri altındaki uzun açıklıklı köprü vb. yapılar üzerindeki sismik etkilerinin dinamik davranışını niteliksel olarak göstermeyi amaçlamışlardır. Bu amaçla üç açıklıklı, rijit tabliyelili bir köprüyü incelemişlerdir. Eş zamanlı olmayan hareket için de köprü ayaklarındaki yer değiştirmelerin ve de mafsalları yani bağlantı bölgelerindeki eğilme momenti ve kesme kuvvetinin düşük frekansa sahip yapısal sistemlerde azaldığını ortaya çıkarmışlardır (Jalali vd., 2012).

Kaptan (2013), yapım aşamalarının ve zamana bağlı oluşan malzeme deformasyonlarının dikkate alınması amacıyla asma köprülerin sonlu eleman analizlerini gerçekleştirmiştir. Bu sebeple örnek olarak çalışmasında sayısal uygulama için İstanbul'da bulunan Asya ve Avrupa kıtalarını birbirine bağlayan Fatih Sultan Mehmet Köprüsü'nü ele almıştır. Sonlu elemanlar ile modellenen köprüün yapım aşamaları ve zamana bağlı malzeme deformasyonlarının etkisini daha iyi saptamak için analizler yapım aşamalarını dikkate almayacak şekilde de tekrarlanarak köprü tabliyesi ve kulesinde meydana gelen yer değiştirmeler ile kesit tesirleri karşılaştırılmıştır. Elde edilen büyük farklılıklar neticesinde köprüler gibi inşaat aşaması uzun yıllar süren önemli yapıların gerçek davranışlarının daha iyi belirlenmesi için yapı çözümlemelerinde yapım aşamaları ve malzeme deformasyonlarının dikkate alınması gerekliliğini belirtmiştir (Kaptan, 2013).

Günaydın vd. (2014), sonlu eleman analizlerine dayanan çözümlemelerde, yapı inşalarının bir saniyede tamamlandığı ve yüklendiği varsayıldığından bu tür analizlerin her zaman gerçekçi ve sağlıklı çözümler sunmayacağını söylemişlerdir. Bu amaçla son yıllarda yapımı sıklıkla artan önemli mühendislik yapılarından birisi olan asma köprüleri incelenmişlerdir. Ele aldıkları asma köprü tipi olan Boğaziçi Köprüsü'nün gerçekçi yapısal davranışını tayin etmek maksadıyla köprüün farklı zemin koşullarıyla birlikte inşaat aşamaları ve beton ve çelik malzemelerinin zamana bağlı malzeme mukavemetini dikkate alarak köprüye ait sonlu eleman modelini SAP2000 paket

programı ile oluşturup büyük yerdeğiştirme kriterlerinde P-Delta etkisi kullanılmışlardır. İnşa aşamasını 31 adım inşa süresini 1270 gün olarak ele almışlardır. Çözümlemeler sonucu farklı zemin sınıflarınca, köprü tabliyesi boyunca ve kule yüksekliğince kesit tesirleri ve yer değiştirmeler her iki analize göre karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak mühendislik yapıları0nın güvenilir ve gerçek davranışlarını elde etmek için, geometrik varyasyonlar ve yapı-toprak etkileşimi ile birlikte zamana bağlı malzeme mukavemeti varyasyonlarının dikkate alınması gerekliliğini savunmuşlardır (Günaydın vd., 2014).

Martins vd. (2014), yapısal analizin, inşaat dizisine bağlı yük geçmişini, geometri değişikliklerini ve betonun sünme, büzölme ile birlikte yaşlanmasına bağlı gerçekteşen zamansal etkileri içerdiiğini söylemişlerdir. Çalışmalarında son yapı geometrisini istenilen seviyede elde etmek için betonarme kablolu köprülerdeki öngerme kuvvetlerini hesaplamak için bir optimizasyon algoritması sunmuşlardır. Modelledikleri 144 m uzunluğunda, 14 m genişliğinde, 16 adet kabloya sahip betonarme kablolu köprüye dair gerçekteştirilen analizler ile köprü davranışını yeterince tahmin etmek ve kablo öngerme kuvvetlerini hesaplamak için hem inşaat aşamalarını hem de zamana bağlı etkileri göz önünde bulundurmanın önemini ortaya koymuşlardır (Martins vd., 2014).

Sümerkan vd. (2015), gün geçtikçe yapımı artan ardgermeli dengeli konsol yöntemi ile inşa edilen betonarme köprüler için sonlu elemanlar yöntemi ile tasarlanan modern basitleştirilmiş doğal frekans formülü oluşturmayı amaçlamışlardır. Erzurum-Artvin karayolunda betonarme dengeli konsol yöntemi ile inşa edilen birbirinden farklı uzunluk ve yüksekliklere sahip beş köprü üzerinde doğal frekans ölçümleri yapılarak köprülerin sonlu eleman modelleri oluşturulmuştur. Teorik ve deneysel analizler sonucunda Budan Köprüsü optimum model olarak seçilmiştir. En küçük kareler yöntemi kullanılarak Budan Köprüsü üzerinde farklı uzunluklar ve yükseklikler için birçok analiz yapılıp yeni bir doğal frekans formülü geliştirilmiştir (Sümerkan vd., 2015).

şener vd. (2015), kutu kesitli, uzun açıklıklı öngerme betonarme köprülerde yer değiştirmelerin zamanla artmasını araştırmışlardır. Çalışmalarında zamanın yer değiştirmeye etkisini incelemek amacıyla Baweja ve Bazant'ın 2000 yılında ileri sürdükleri B3 modelini kutu kesitlere sahip yedi köprüde uygulamışlardır. B3 modeline göre birim uzama betonun sünmesinden, betonun büzölmesinden ve farklı sıcaklıklardan ayrı ayrı düşünölmelidir. B3 modeli ile seçilen köprülere ait zamana bağlı birim uzama miktarları hesaplanmıştır. Yapı malzemelerinin gerçekteçi özelliklerinin dikkate alınmamasından dolayı bütün köprülerde zamana bağlı birim uzamalar ilk

yıllarda hızla azalsa da sonraki süreçte düşey yer değiştirmelerin artmaya devam edeceğini belirtmişlerdir (Şener vd., 2015).

Traykov ve Boiadjieva (2015), mühendislik yapılarının hesap ve tasarımlarında, canlı yükler de dahil olmak üzere kodlar tarafından tanımlanan yükler tarafından tamamen inşa edildiğini ve yüklendiğini söylemişlerdir. Bu sebeple köprü, bina vb. mühendislik yapıları tasarlanırken zamana bağlı malzeme özellikleri ve inşaat aşamalarının dikkate alınması gerekliliği üzerine sıradan bir düzlem çerçevesi ele alarak 6 ve 7.20 m açıklıklarına sahip, 3 m kat yüksekliği olan bir yapı modellemişlerdir. CEB-FIP tasarım kodu kullanılarak SAP 2000 sonlu eleman yazılım programı ile gerçekleştirdikleri analizler, ana yapısal elemanlarda yer değiştirmelerde ve iç kuvvetlerde ihmal edilemeyen farklılıkları ortaya çıkarmıştır. Böylece yapılan analizde, sıradan bir yapıda bile inşaat sırasında yapısal tepkinin, elemanlarda tasarlandığından daha yüksek olan büyüklükte yer değiştirmelerine ve iç kuvvetlerine neden olabileceğini belirtmişlerdir (Traykov ve Boiadjieva, 2015).

Mosleh vd. (2016), 1990 öncesi inşa edilmiş tipik betonarme köprü yapılarının sismik hareketler altındaki beklenen hasarlarını tahmin etmek için kullanışlı bir araç olan sismik kırılabilirlik eğrisini elde edip hasar değerlendirmesi yapmayı amaçlamışlardır. Üç grup sismik kayda tabi tutulan köprünün sismik yönden zayıf olduğu kanısına varmışlardır (Mosleh vd., 2016).

Leite vd. (2016), bir köprü inşaatının gerçek analizlerinde sadece son inşaat aşamasını değil, aynı zamanda köprünün inşası için gerekli olan ve genel davranışları üzerinde önemli bir rol oynayan diğer aşama ve etkenlerin gelişimlerinin de dikkate alınmasını söylemişlerdir. Çalışmalarında inşaat aşamaları ve zamana bağımlı malzeme özelliklerini de ele alarak betonarme öngerme kiriş yöntemi ile inşa edilen iki açıklıklı bir köprü dizayn edip SAP2000 programında sonlu eleman analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Analizler sonucu inşaat aşamaları göz önüne alındığında özellikle eğilme momentlerinin büyük ölçüde etkilendiği hatta negatif eğilme momentlerinde %60'dan büyük farklılıklar meydana geldiği gözlemlenmiştir (Leite vd., 2016).

Filho vd. (2017), demiryolu köprülerinin demiryolu köprülerinin deprem, rüzgâr, araç yükleri gibi çeşitli dinamik yüklere maruz kalmalarından bahsedip çalışmalarında her iki yapının da ayrı ayrı modellendiği ve kendilerine özgü dinamik özelliklere sahip olduğu, demiryolu aracı ve köprü arasındaki etkileşimi dikkate alan bir yöntem arayışını amaçlamışlardır. Köprü sonlu elemanlarla, araç ise rijit cisimlerin bir birleşimi olarak modellenmiştir. Çalışmaları sonucunda, yapının kritik rezonans durumundaki dinamik davranışının temsil edilebileceğini gösterdiğini ortaya çıkarmışlardır (Filho vd., 2017).

Karaca (2017), uzun açıklığa sahip eğik kablo askılı ve asma köprülerin köprülerin yakın fay ve uzak fay depremsel hareketleri etkisindeki dinamik davranışını araştırmıştır. Çalışmasına model olarak Kablo destekli köprü tiplerinden olan Japonya’da bulunan Tatura Köprüsü ve ülkemizde bulunan Fatih Sultan Mehmet Köprüsü’nü ele almıştır. Köprülerin üç boyutlu sonlu eleman modelinde yakın ve uzak fay yer hareketlerini saptamak için 1995 Kobe, 1999 Chi-Chi, 1999 Düzce ve 1999 Kocaeli depremlerine ait kayıtları kullanılmıştır. Çalışma sonucunda elde edilen köprü tepkilerini karşılaştırıp özellikle yakın fay yer hareketinin bu tip köprülerde dinamik hareketleri üzerinde önemli etkilere sahip olduğunu vurgulamıştır (Karaca, 2017).

Karaton vd. (2017), diğer mühendislik yapılarında olduğu gibi tarihi yığma yapıların yapımında genellikle sadece statik yüklerin dikkate alınmasından dolayı bu yapıların sismik etkilerden dolayı hasar görmesini veya yıkılmasını söylemişlerdir. Tarihi yığma yapıların geleceğe taşınması ve korunması için deprem performanslarının elde edilmesi gerekliliğinden bahsetmişlerdir. Bu amaçla ele alınan Tarihi Malabadi Köprüsü’nün doğrusal olmayan deprem davranışını incelemek için üç farklı deprem seviyesi altında bölgenin sismik özelliklerini dikkate alarak doğrusal olmayan sismik analizler gerçekleştirmişlerdir. Deprem seviyeleri yüklemesi altında köprüde farklı bölgelerde hasar (çatlama ve ezilme) elde edilmektedir (Karaton vd., 2017).

Vokunnaya vd. (2017), köprüleri inşa etmenin önemliliğinden güvenliği arttırmak, hareketliliği kolaylaştırmak, zaman ve maliyeti azaltmak, çevre üzerinde önemli bir etkiye sahip olan trafik sıkışıklığını ve tıkanıklığı azaltmak gibi birçok etkiyi göz önünde bulundurarak bahsetmişlerdir. Bu amaçlarla inşa edilen köprü tiplerinden dengeli konsol yöntemi ile parçalı inşa edilen köprülerin yapım aşamalı analizini gerçekleştirmişlerdir. Yaptıkları analizlerde inşaat aşamaları olan ve olmayan sonuçlar arasında büyük bir fark gözlemleyerek inşaat aşamaları olmadan yapılan analizlerin güvenilir çözümler sunamayacağını söylemişlerdir (Vokunnaya vd., 2017).

Tu vd. (2017), köprülerin genişletilmesinin, trafik hacminin artan talebini karşılamak ve mevcut otoyol köprülerinin kapasitesini artırmak için ekonomik bir seçenek olduğunu söylemişlerdir. Bu nedenle, genişletilmiş köprülerin performans değerlendirmesi ile ilgili çalışmalara ihtiyaç duyulduğundan genişletilmiş beton karayolu köprülerinin yapısal bozulması ile birlikte betonun sünme ve büzülme etkilerini göz önünde bulundurarak sistematik bir şekilde zamana bağlı değişken güvenilirlik analizi gerçekleştirmişlerdir. Çalışmaları için T-kirişlerden oluşan genişletilmiş öngermeli betonarme bir köprü modellemişlerdir. Çalışmaları sonucunda betonun büzülme ve sünme etkilerine ek olarak, farklı kirişler arasındaki kapasite

korelasyonu, genişletilmiş köprülerin sistem güvenilirliği üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğundan betonun büzülme, sünme ve diğer etkileri aynı anda göz önüne alındığında, köprü sisteminin güvenilirlik endeksinin genişlemeden yaklaşık 70 yıl sonra eşik değerine ulaşmasından dolayı, farklı kirişler arasındaki korelasyonun dikkatli bir şekilde tahmin edilmesi gerektiğini vurgulamışlardır (Tu vd., 2017).

Lin ve Yoda (2017), son yıllarda özellikle köprü kirişlerinde sıklıkla uygulanan öngerdirme tekniğine dair bilgiler vermişlerdir. Öngerdirme, beton kalıba dökülmeden önce kabloların gerilmesini içerir. Öngerdirme, betonun kopma dayanımı daha yüksek olan halat yapılarıyla birlikte bağ yapmasında veya yapışma işleminde en az hata olasılığı olan bağlı gerilmenin en kolay kontrolüdür. Çeliğin neden olduğu gerilme, betonun uzunluğu boyunca içinde bağ yaptığı için betonun tüm uzunluğunca yayılır. Bu yöntemin, tutturulan tendonları korozyondan koruması ve gerginlik kuvvetlerinin doğrudan iletilmesine izin vermesi için beton ve tendonlar arasında iyi bir bağlantı üreteceğinden dolayı bu tekniğin esas olarak kısa açıklıklı veya yapısal elemanlara sahip beton köprü inşalarında kullanılmasını önermişlerdir (Lin ve Yoda, 2017).

Vasko vd. (2018), betonarme kirişler ve öngermeli betonarme kirişlerde meydana gelen hasarlarla ilgilenecek sonlu elemanlar analizi gerçekleştirmişlerdir. Betona takviye edilen çeliği, doğrusal olmayan inşaat demiri elemanları kullanarak modelleyip takviyenin elastoplastik bir modelini dikkate almışlardır. Oluşturulan hesaplama modelinde, statik yük altında güçlendirilmiş ve öngermeli betonarme kirişlerin hasar modellemesine izin verilerek gerçekleştirilen analizler karşılaştırılarak öngermeli kirişin daha yüksek bir yük taşıdığını ve aynı boyuttaki betonarme kirişten daha küçük sapma değerlerine sahip olduğunu göstermiştir. Ayrıca betonarme kirişin aksine, öngermeli kirişte çatlakların oluşumunun büyük ölçüde azaldığı ortaya çıkarmışlardır (Vasko vd., 2018).

Hajali vd. (2018), iki açıklıklı betonarme bir köprünün CSI Bridge yazılımında modellenmesi ve bu köprünün güçlü yer hareketi altında yakın fay ve uzak fay yer hareketlerine bağlı olarak köprünün dinamik tepkisini incelemişlerdir. Yakın fay hareketlerinin uzak faylara göre, köprü tabliyesindeki maksimum kayma değerinin daha büyük olacağını ve de daha fazla yer değiştirme sergilediğini belirtmişlerdir (Hajali vd., 2018).

Ahmed ve Aziz (2019), prekast betonarme köprüler alanında dilimsel yapının konsepti, gelişimi ve dünya çapında kabulünün inşaat mühendisliğindeki en ilginç başarılarından birini temsil ettiğini belirtmişlerdir. Dilimsel olarak inşa edilen köprülerin başlangıç adımları ve gelişiminden dilimsel köprülerin kısa bir tarihçesi aracılığıyla

sunarak bahsetmişlerdir. Ele aldıkları bu çalışmada bu tip köprülerin kesme mukavemetini incelemek için en yaygın formülasyonları sunup üzerinde tartışarak farklı modeller arasında karşılaştırmalar yapmışlardır ve istatistiksel dört formül önermişlerdir. Bu alanda yapılan araştırmaların halen eksik olduğu ve dilimler halinde inşa edilen prekast betonarme köprülerin kesme dayanımı tahminlerinin yeterince doğru olmadığı tespit etmişlerdir (Ahmed ve Aziz, 2019).

Yıldız (2019), yapımı 2015 yılında tamamlanan, Diyarbakır-Adıyaman karayolu üzerinde bulunan, ülkemizde ilk kez yapımı uygulanan eğik kablo askılı köprü yöntemi ile inşa edilen Nissibi Köprüsü'nün yapım aşamalarından bahsederek köprü tasarımında kullanılan hesap esaslarını inceleyip Pilon burkulma ve temel hesapları yapmıştır. Bu hesaplarla birlikte pilonun burkulmasının mümkün olmadığını sayısal analizlerinde göstermiştir (Yıldız, 2019).

Nuri (2019), çalışmasında 530 m açıklığa sahip dilimsel dengeli konsol betonarme köprü modelleyerek köprünün sadece dengeli konsol yapım aşamasını dikkate almıştır. Dünyaca benimsenen AASHTO LRFD köprü tasarım yönetmeliği ve SETRA kurumunun şartname hükümleri doğrultusunda zamana bağlı etkiler göz önünde bulundurularak her bir dilim kesitinde oluşan gerilme değişimleri ve düşey yer değiştirmelerin tahkiki yapılmıştır. Yapım süresi boyunca kesitlerde oluşan gerilme değerleri şartnamelerde belirtilen gerilme limitlerini aşmadığı ortaya konmuştur (Nuri, 2019).

Chen vd. (2020), kablolu köprülerin doğrusal olmayan geometrik etkileri ile birlikte betonun sünme ve büzülme etkilerini birleştirip göz önüne alarak Çin'de bulunan 900 ve 1444 m açıklıklara sahip kablolu köprülerin gerçek kesit değerleri ve malzeme özelliklerini ele alarak tasarladıkları köprüler üzerinde çözümlemeler yapmışlardır. Sonuçlar, birleştirilmiş algoritmanın, inşaat sırasında köprü analizi için hesaplama verimliliğini ve doğruluğunu önemli ölçüde artırabileceğini göstermektedir (Chen vd., 2020).

Sun vd. (2020), Çin'in Heyuan şehrinde bulunan 320 m açıklığında bir kemer köprü tipi olan Heyuan Dongjiang Köprüsü'nün 2019 yılında 120 metrelik kısmında çökme meydana gelmesi üzerine köprünün çökme mekanizmasını ters yönde araştırmak üzere çöküş kazasını inceleyip, saha araştırması yapıp ve köprüye ait gerçek geometrik veriler, kesitler ile oluşturdukları sonlu eleman modeliyle analizler gerçekleştirmişlerdir. Dinamik hesaplamaları gerçekleştirmek için ABAQUS sonlu elemanlar yazılım programı kullanmıştır. Analiz ve incelemeler neticesinde ana kemer halkasının azalmış

taşıma kapasitesi, özellikle kemer ayaklarının arızalanmasına ve ana kemer halkasının istikrarsızlaşarak çökmesine neden olabileceği ortaya konulmuştur (Sun vd., 2020).

Muc vd. (2020), köprü endüstrisinde fiber takviyeli polimer (FRP) kompozitlerinin uygulanması, çeşitli yükleme ve çevresel koşullar altında FRP kompozitlerinin davranışının kapsamlı bir şekilde anlaşılması gerekliliği üzerinde durmuşlardır. Çalışmalarında modelledikleri hibrit FRP beton köprüsünün üç boyutlu sonlu eleman modelini oluşturarak hibrit köprünün eğilme davranışını tahmin etmek için, teknolojik ve tam ölçekli yükleme koşulları dikkate alınarak doğrusal ve doğrusal olmayan sonlu elemanlar analizlerini yapmışlardır. Analiz sonuçları beton büzülmesinin, kırılma şeklinin ve olası etkilerinin belirlenmesinin dayanıklılık açısından çok önemli olduğunu göstermiştir (Muc vd., 2020).

Wang vd. (2020), asma köprülerin yapım süreçleri boyunca, karmaşık bir geometriye sahip olması ve bu süreçte sistemin doğrusal olmayan davranışların yapıya temas etmesinden dolayı sürekli yüklemelere maruz kaldığını söylemişlerdir. Çalışmalarında, yapının en uygun şekilde tasarımı ve herhangi bir inşaat aşamasının analizinde kümülatif hesaplama bağımsız, doğrudan ve hızlı bir yöntem önererek bu sınırlamaların üstesinden geldiğini göstermişlerdir (Wang vd., 2020).

Özmen ve Sayın (2020), eski dönemlerdeki yapım yöntemleri ve yapı malzemeleri ile inşa edilen tarihi yığma kemerli köprülerin deprem altındaki performanslarını incelemek için lineer dinamik analizler gerçekleştirmişlerdir. Analizler için ANSYS sonlu elemanlar programı ile Kütahya'da bulunan Tarihi Debboy Köprüsü'nün 3 boyutlu modelini oluşturmuşlardır. Analiz sonuçlarına göre basınç ve çekme gerilmelerinin maksimuma ulaştığı bölgelerdeki değerler köprü yapımında kullanılan malzemelerin dayanımını aşarsa potansiyel hasar bölgelerinin öncelikli olarak bu bölgelerde oluşmasını beklediklerini söylemişlerdir (Özmen ve Sayın, 2020).

Çavdar ve Şener (2022), çalışmalarında AASHTO LRFD'ye göre dengeli bir konsol köprü tasarlamışlardır. Tasarım yaptıkları dengeli konsol köprüyü malzeme deformasyonlarını dikkate alarak yapım aşamalı analizini gerçekleştirmişlerdir. Çalışmanın sonucunda yapım aşamalı analiz sonuçları statik analiz sonuçlarıyla mukayese edilmiştir (Çavdar ve Şener, 2022).

1.2. Yönetmeliğin İncelenmesi ve Üst Yapı Tasarım Esasları

Bu bölümde uygulama modeli olarak belirlenen karayolu köprüsünün üst yapı tasarım esasları, yönetmelik şartları çerçevesinde açıklanmıştır. Ülkemizde hâlihazırda köprü tasarımına dair geniş kapsamlı bir yönetmelik bulunmadığından dolayı karayolu

köprülerinin dizaynında, “American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)” tarafından yayınlanmış, “Standard Specifications for Highway Bridges” adlı yönetmelik kullanılmaktadır.

1.2.1. Yükler

Köprü üst yapısına etkiyen yükler zati yükler ve hareketli yükler olmak üzere iki sınıfa ayrılabilir. Yapıya ait taşıyıcı sistemleri meydana getiren elemanların öz ağırlıkları ve yapının amacına göre kullanılan elamanların öz ağırlıkları zati yükler sınıfına dahil edilebilir. Yapıya dışardan etkiyen yükler, kar yükü, rüzgar yükü, buz akıntısının etkisi, su etkisi, sıcaklık değişiminin etkisi, zemin itkisi, sünme ve rötre etkisi, deprem, yaya ve taşıt yükleri, hareketli yükler sınıfına dahil edilebilir.

1.2.1.1. Zati Yükler

Yapı sistemini meydana getiren elemanların öz ağırlıkları ile köprü üstyapısını meydana getiren boyuna kirişler ve köprü tabliyesi ile birlikte bordür, asfalt, korkuluk ve diğer yapı bileşenlerinin kendi ağırlıkları zati yük olarak değerlendirilir. Yapı inşasında kullanılan malzemelerin birim hacim ağırlıkları aşağıda verilmiştir.

Beton birim hacim ağırlığı: 25 kN/m³

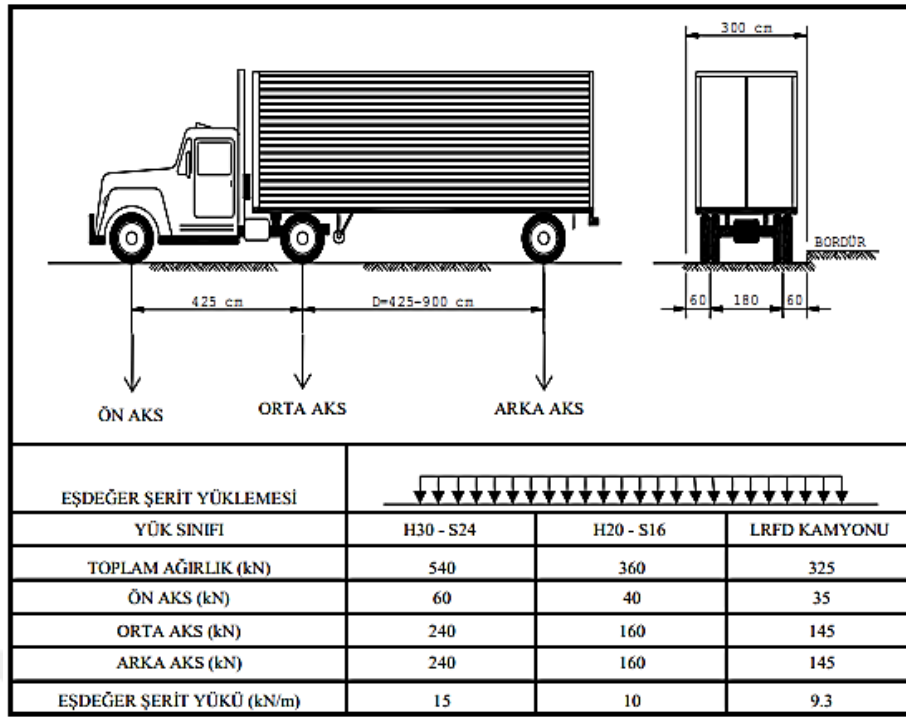
Kaplama birim hacim ağırlığı: 23 kN/m³

1.2.1.2. Hareketli Yükler

Hareketli yükler, yapı üzerinden geçen standart kamyon katarına eş değer yüklerden standart kamyonlardan meydana gelmektedir. Bu çalışmada hareketli yük olarak aşağıda verilen H30-S24 standart kamyon yükü alınmıştır. H30-S24 yükleme, köprü üzerinden geçen standart kamyonlardan ya da standart kamyon katarına eşdeğer şerit yüklerinden meydana gelmektedir.

H30-S24 yük sınıfını gösteren sembollerden H iki dingilli bir kamyonu, S ise ona bağlı bir yarım treyleri ifade etmektedir.

H harfinden sonra gelen 30 rakamı kamyonun iki dingilinden aktarılan $W = 300$ kN ağırlığını, S harfinden sonra gelen 24 rakamı ise yarım treylerin tek dingilinden intikal eden ağırlığı yani 240 kN' u göstermektedir. Standart kamyon ve eş değer şerit yükleri Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1. Standart kamyon ve eş değer şerit yükleri (Uluğ, 2008).

1.2.1.2.1. Hareketli Yüklerin Azaltılması

AASHTO 3.12'ye göre meydana gelen maksimum etkiler, birden fazla trafik şeridinin aynı zamanda yüklenmesi ile oluşan durumlarda, tam yük ihtimalinin çok zayıf olduğu ele alınarak, hareketli yükten meydana gelen etkiler Tablo 1 ve 2'de verildiği şekilde azaltılabilir.

Tablo 1. Trafik şeridi adedi (AASHTO, 2002).

Yol Genişliği (ortada refüj varsa bunun genişliği hariç olmak üzere)	Trafik şeridi adedi
6.00 m - 9.00 m	2
9.01 m - 13.00 m	3
13.01 m - 16.50 m	4

Tablo 2. Hareketli yük azaltma katsayısı (AASHTO, 2002).

1 veya 2 şerit için	100 %
3 şerit için	90 %
4 veya daha fazla şerit için	75 %

1.2.1.2.2. Hareketli Yüklerin Kirişlere Dağılımı

Boyuna kirişlerin hesabında hareketli yüklerin boyuna doğrultuda dağılmadığı kabul edilmiştir. Her bir iç ve dış boyuna kirişe hareketli yüklerin eşit oranda dağıldığı kabul edilerek, her bir boyuna kirişe etkiyen hareketli yük miktarı AASHTO 3.23.4.3’te Eşitlik 1 yardımı ile verilmiştir.

$$\text{Enine dağılım katsayısı} = \frac{S}{D} \quad (\text{Eşitlik 1})$$

Bu eşitlikte:

S: Boyuna kirişlerin aks ara mesafesini gösterirken,

D: Bitişik nizamda yerleştirilen I tipi kirişlerde AASHTO 3.23.4.3’te mm cinsinden Eşitlik 2 ifadesi ile gösterilmiştir.

$$D = (1750 - 152N_L) + 213N_L(1 - 0.2C)^2 \quad (\text{Eşitlik 2})$$

Bu eşitlikte:

N_L : Trafik şeridi sayısını gösterirken,

C: AASHTO 3.23.4.3’te Eşitlik 3’te verilen formül ile belirtilmiştir.

$$C = K(W / L), \quad W / L < 1$$

$$C = K, \quad W / L \geq 1$$

(Eşitlik 3)

Bu eşitlikte:

L: Köprü boyuna kirişlerinin hesap boyunu,

W: Toplam köprü genişliğini ifade ederken,

K: Köprü ve boyuna kirişlerin tipini göz önünde bulundurarak AASHTO 3.23.4.3’e göre Tablo 3’te verilmiştir.

Tablo 3. K katsayıları (AASHTO, 2002).

Köprü Tipi	Kiriş Tipi	K
Bitişik Nizamlı Kirişli Köprü	Boşluksuz dikdörtgen kirişler	0.7
Bitişik Nizamlı Kirişli Köprü	Dairesel boşluklu dikdörtgen kirişler	0.8
Bitişik Nizamlı Kirişli Köprü	Kutu kesit kirişler	1.0
Bitişik Nizamlı Kirişli Köprü	U veya tek ya da çok kollu T kirişler	2.2

1.2.1.2.3. Titreşim (Impact) Faktörü

Nominal trafik yükleri AASHTO 3.8.2.1'e göre Eşitlik 4'te verilen titreşim katsayısı ile artırılmıştır. Titreşim faktörü, 1.30'a eşit ya da küçük olmalıdır.

$$\emptyset = 1 + \frac{15}{L+37} \quad (\text{Eşitlik 4})$$

Bu eşitlikte:

L: Açıklık uzunluğunu,

$\emptyset$: Titreşim faktörünü göstermektedir.

1.2.1.3. Yaya Yükü

AASHTO 3.14.1.1'e göre yaya hareketinin olabileceği alanlara 3 kN/m² lik düzgün yayılı yaya yükü hareketli yüklerle birlikte etkitilmelidir.

1.2.1.4. Fren Kuvveti

Fren yükleri, dinamik etki katsayısı olmaksızın, şerit yüklerinin yüklenmesiyle elde edilen hareketli yükün, %5'i yatay olarak köprüye 1.80 m (6 feet) yükseklikten uygulanması AASHTO 3.9'da belirtilmiştir.

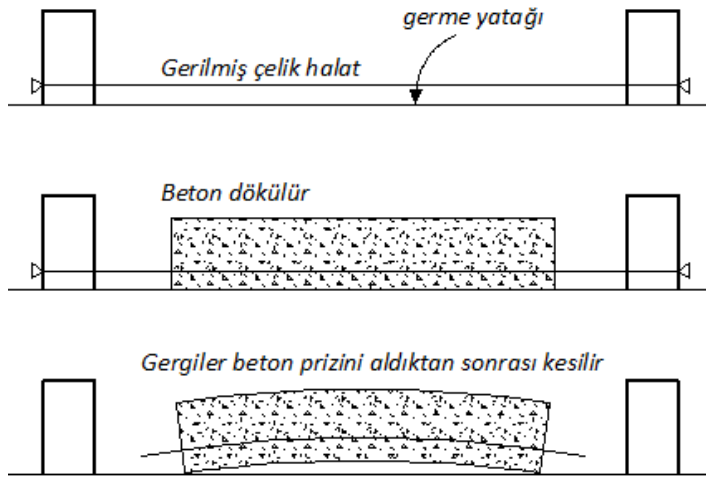
1.2.1.5. Isı Değişimi

Sıcaklık etkileri neticesinde meydana gelen gerilme ve deformasyonlar analizlerde dikkate alınmalıdır. Isı değişiminden dolayı oluşan etkilerin hesaplanmasında TCK Yol Köprüleri Teknik Şartnamesine göre sıcaklık değişimi -25 °C ile 20 °C arasında alınmıştır. Isı genleşme katsayısı AASHTO 8.5.3'te 0.0000108 / °C olarak belirtilmiştir.

1.2.1.6. Öngerme Kablo Kuvvetleri

Yüksek dayanıma sahip çeliğin belirli bir kuvvetle çekilip kilitlenmesi ve bu kuvvetin betona aktarılması ile öngerme işlemi elde edilmektedir. Beton dökülmeden önce çeliğin gerilme işlemi yapılıyorsa ön çekme (öngerme), beton dökülüp dayanım kazandıktan sonra yapılıyorsa ard çekme (ardgerme) adını almaktadır. Öngerme işlemi Şekil 2'de gösterilmiştir.

AASHTO LFRD'ye göre öngerme kuvvetinin en büyük değeri, nihai dayanımının %75'i olarak dikkate alınmaktadır.



Şekil 2. Sırasına göre öngerme imalatı (URL-1).

1.2.2. Köprü Üst Yapısının Tasarım Esasları

Çalışmaya konu olan Çirilmiş Köprüsü'nün üst yapısı öngermeli kirişler ve döşemeden meydana gelmektedir. Ülkemizde öngermeli kirişlerin hesap ve tasarım esaslarına dair AASHTO (2002) ve TS 3233 (1979) yönetmelikleri kullanılmaktadır.

Öngermeli elemanlarda meydana gelen gerilmeler, öngerme anından itibaren tüm kullanım süresince etkisi altında kalabileceği tüm elverişsiz durumlarda emniyet sınırlarını aşmayacak, deformasyon ve çatlak yönünden kullanılmasına engel olmayacak ve taşıma güçlerinin de kırılmaya karşı direncini aşmayacak şekilde projelendirilmesi gerekmektedir (Aktaş, 2010).

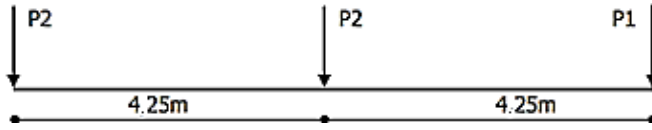
1.2.2.1. Kiriş Geometrik Özellikleri

Öngermeli kirişlerin boyutlandırılıp köprü üstyapı hesaplarının yapılabilmesi için öncelikli olarak projelendirilecek kirişin enkesit alanı, ağırlık merkezi, atalet ve mukavemet momentleri gibi bazı kesit özelliklerinin hesaplanması gerekmektedir. Köprü üstyapısını meydana getiren öngermeli prefabrik kirişler ve köprü tabliyesi köprüye etkileyen yükleri yükleme aşamalarına göre öngermeli kirişler tek başına veya köprü tabliyesi ile birlikte taşımaktadır. Bu durumda öngermeli kirişin yalnızca çalıştığı kesite prefabrik kesit, tabliye ile beraber çalıştığı kesite ise kompozit kesit adı verilmektedir.

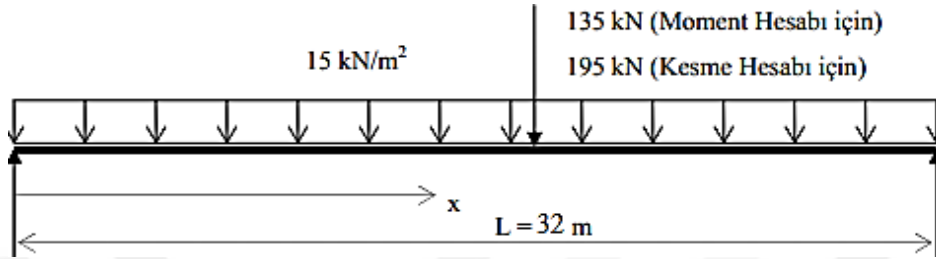
1.2.2.2. Kirişte Oluşan Kesit Tesirleri

Öngermeli kirişlerin, tasarım hesaplarında basit bir mesnet olarak çalıştığı kabul edilmiştir. Bu durumda köprü üstyapısına etkileyen kiriş zati ağırlığı, tabliye ağırlığı ve de kaplama, korkuluk gibi ek ağırlıklar düzgün yayılı yük olarak etkilirken hareketli

yükler ise Şekil 3 ve Şekil 4'te gösterildiği gibi tesir ettirilerek kesit tesirleri hesaplanmalıdır.



Şekil 3. Standart kamyon yükü uygulanması



Şekil 4. Eşdeğer şerit yükü uygulanması

1.2.2.3. Öngerme Kablo Sayısı

Kirişe yerleştirilecek öngerme kablo miktarının tespiti servis yüklemesi altında kiriş açıklık ortasında ve kiriş alt kenarındaki gerilmeler göz önünde bulundurularak yapılmaktadır. Servis yüklemesi ise kirişe uygulanan bütün yüklerin mevcut olduğu durumu ifade etmektedir. AASHTO 9.15.2.2'ye göre açıklık ortasında izin verilen çekme gerilmesi Eşitlik 5'te verilen bağıntıyla +3.354 MPa ile sınırlanmıştır. Kiriş açıklık ortası alt kenarında kayıplardan sonra öngerme kablolarınca alınacak kuvvet Eşitlik 6'da gösterilirken, öngerme kablo sayısının formülasyonu Eşitlik 7'de verilmiştir.

$$\frac{M1+M2}{W_b} + \frac{M3+M4}{W_{cb}} + \sigma_b \leq +3.354 \text{ Mpa} \quad (\text{Eşitlik 5})$$

Bu eşitlikte:

σ_b : Tüm kayıplardan sonra kiriş alt lifinde gerekli öngerme gerilmesini,

M1: Kiriş zati ağırlığından meydana gelen moment tesirlerini,

M2: Tabliye ağırlığından meydana gelen moment tesirlerini,

M3: İlave yüklerden (kaplama, bordür, korkuluk ve yaya yükleri) meydana gelen moment tesirlerini,

M4: Maksimum (M_{kamyon} , $M_{\text{şerit}}$) hesaplarda kullanılacak hareketli yüklerden meydana gelen moment tesirlerini,

W_b : Kiriş alt noktasına göre mukavemet momentini,

W_{cb} : Kompozit kiriş alt noktasına göre mukavemet momentini ifade etmektedir.

$$\sigma_b = - \frac{P_s}{A} - \frac{P_s \times e}{W_b} \quad (\text{Eşitlik 6})$$

Bu eşitlikte:

P_s : Kiriş açıklık ortası alt kenarında kayıplardan sonra öngerme kablolarınca alınacak kuvveti,

A : En kesit alanını,

e : Kablo ekzantiristesini göstermektedir.

$$N = P_s / (P_1 \times (1 - \text{kayıp oranı})) \quad (\text{Eşitlik 7})$$

Bu eşitlikte:

N : Kablo sayısını,

P_1 : Müsaade edilen ilk öngerme kuvvetini gösterir.

1.2.2.4. Öngerme Kayıpları

Öngermeli prekast kirişlerde meydana gelen öngerme kayıplarının hesapları AASHTO 9.16.2'ye göre yapılacaktır.

Toplam kayıp Eşitlik 8'de verilmiştir.

$$f_s = SH + ES + CR_c + CR_s \quad (\text{Eşitlik 8})$$

Bu eşitlikte:

f_s : Toplam öngerme kaybını,

CR_c : Betonun sünmesinden meydana gelen öngerme kayıplarını,

CR_s : Öngerme çeliğinin gevşemesinden meydana gelen öngerme kayıplarını,

ES : Betonun elastik kısalmasından meydana gelen öngerme kayıplarını,

SH : Betonun rötresinden meydana gelen öngerme kayıplarını ifade etmektedir.

1.2.2.4.1. R tre Kaybı

Betonda zamana bağlı olarak kimyasal değişiklikler ve kuruma nedeniyle meydana gelen şekil değiştirmeler rötre olarak adlandırılmaktadır. AASHTO 9.16.2.1.1’de rötre kayıpları Eşitlik 9’da verilmiştir.

$$SH = 117 - 1.03RH \quad (Eşitlik 9)$$

Bu eşitlikte:

RH: Ortalama yıllık  evre nemlilik yüzdesini ifade etmektedir. Bu oran % 75 olarak kabul edilmiştir.

1.2.2.4.2. Elastik Kısılma Kaybı

Beton elemanların öngerme kuvvetinden dolayı boylarının kısılması elastik kısılma olarak ifade edilmiştir. AASHTO 9.16.2.1.2’de elastik kısılma kayıpları Eşitlik 10’da gösterilmiştir.

$$ES = (E_s / E_{ci}) \times f_{cir} \quad (Eşitlik 10)$$

Bu eşitlikte:

E_s :  ngerme kablosu elastisite modülünü (193000000 kN/m²),

E_{ci} : Yük transferi sırasında beton elastisite modülünü (31080691.35 kN/m²),

f_{cir} : Yük trasferinden hemen sonra öngerme kabloları ağırlık merkezi hizasında öngerme kuvveti ve kiriş ağırlığından dolayı oluşan betondaki gerilme değerini ifade etmektedir. Eşitlik 11’de bağıntısı verilmiştir.

$$f_{cir} = (P_a / A_p) + (P_a \times e^2 / I_{xb}) - (M1 \times e / I_{xb}) \quad (Eşitlik 11)$$

Bu eşitlikte:

A: 140 mm² kesit alanına sahip öngerme kablolarını,

I_{xb} : Prekast kesite ait atalet momentini,

n: 32 adet öngerme kablo sayısını,

P_a :  ngerme kuvvetini ifade etmektedir.  ngerme kuvveti Eşitlik 12’de verilmiştir.

$$P_a = 0.69 \times n \times A \times f_s' \quad (\text{Eşitlik 12})$$

Bu eşitlikte:

f_s' : Karakteristik çelik kopma dayanımını ifade etmektedir.

1.2.2.4.3. Sünme Kaybı

Kalıcı yüklerin betonda zamana bağlı oluşturduğu şekil değiştirmeye sünme denilmektedir. AASHTO 9.16.2.1.3'te sünme kayıpları Eşitlik 13'te verilmiştir.

$$CR_c = 12f_{cir} - 7f_{cds} \quad (\text{Eşitlik 13})$$

Bu eşitlikte:

f_{cds} : Öngerme kuvveti uygulanması anında kiriş zati ağırlığı dışındaki ölü yüklerden dolayı öngerme kabloları ağırlık merkezi hizasında oluşan betondaki gerilme değerini ifade etmekte olup f_{cds} 'ye ait bağıntı Eşitlik 14'te verilmiştir.

$$f_{cds} = (M2 \times e_p) / I_{xb} + (M3 \times e_c) / I_{xc} \quad (\text{Eşitlik 14})$$

1.2.2.4.4. Öngerme Donatısı Gevşeme Kaybı

Öngerme donatısındaki zamana bağlı olarak gerilmede meydana gelen azalma ya donatının gevşemesi adı verilmektedir. Genelde üretici firma öngerme donatısındaki gevşeme miktarını belirlemektedir. Eğer bu miktar bilinmiyorsa düşük gevşemeli donatı için öngerme donatısındaki gevşeme kaybı, AASHTO 9.16.2.1.4'te MPa birimi olarak Eşitlik 15'te gösterildiği gibi verilmiştir (Aktaş, 2010).

$$CR_s = 34 - 0.1 \times ES - 0.05(SH + CR_c) \quad (\text{Eşitlik 15})$$

1.2.2.5. Gerilme Kontrolleri ve Öngerme Kablolarının Kılıflanması

Öngermeli kirişlerde betona öngerme kuvveti aktarıldıktan sonra başlangıç öngerme kuvveti ve kayıplardan sonra gerçekleşecek efektif öngerme kuvvetleri bulunduktan sonra mesnet eksen ve açıklık ortasındaki gerilmeler hesap edilip öngerme kablolarının kılıflanmasına karar verilecektir. Başlangıç öngerme kuvveti Eşitlik 16'da, kayıplardan sonra oluşan efektif öngerme kuvveti Eşitlik 17'de gösterilmiştir.

$$P_i = \text{Toplam Kablo Sayısı} \times P_1 \times (1 - \text{Elastik Kısılma Kaybı}) \quad (\text{Eşitlik 16})$$

$$P_e = \text{Toplam Kablo Sayısı} \times P_1 \times (1 - \text{Toplam Kayıp}) \quad (\text{Eşitlik 17})$$

Bu eşitliklerde:

P_i : Başlangıç öngerme kuvvetini,

P_e : Kayıplardan sonra oluşan efektif öngerme kuvvetini göstermektedir.

1.2.2.6. Kesit Gerilmelerinin Kontrolü

Kesit gerilmeleri kirişin yükleme aşamalarına göre dört aşamada tahkik edilecektir.

a) Yükleme Durumu – 1

Öngerme kuvvetinin uygulandığı aşamadır. Sadece kiriş zati ağırlığı mevcuttur. Kayıplar minimum düzeydedir ve kayıplardan sonra kesitlerde meydana gelen gerilmeler, Eşitlik 18’de alt lifteki ve Eşitlik 19’da üst lifteki koşulları sağlamalıdır.

$$\sigma_{alt} = \frac{P_i}{A_p} + \frac{P_i \times e_p}{W_b} - \frac{M_1}{W_b} < 20250 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 18})$$

$$\sigma_{üst} = \frac{P_i}{A_p} - \frac{P_i \times e_p}{W_t} + \frac{M_1}{W_t} > -3602 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 19})$$

b) Yükleme Durumu – 2

1. Aşamaya ilaveten, döşeme betonu ağırlığı da prefabrik kiriş tarafından taşınmaktadır. Kayıplar maksimum düzeyde olup kesit gerilmeleri, Eşitlik 20’de alt lifteki ve Eşitlik 21’de üst lifteki koşulları sağlamalıdır.

$$\sigma_{alt} = \frac{P_i}{A_p} + \frac{P_i \times e_p}{W_b} - \frac{M_1 + M_2}{W_b} < 18000 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 20})$$

$$\sigma_{üst} = \frac{P_i}{A_p} - \frac{P_i \times e_p}{W_t} + \frac{M_1 + M_2}{W_t} > -3354.1 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 21})$$

c) Yükleme Durumu – 3

Hareketli yükler dışındaki tüm yükler var olup kiriş ve tabliye ağırlıklarının prefabrik kesit, ilave zati yüklerin ise kompozit kesit tarafından taşındığı kabul edilmiştir. Kayıplar maksimum düzeyde olup kesit gerilmeleri, Eşitlik 22’de alt lifteki ve Eşitlik 23’te üst lifteki koşulları sağlamalıdır.

$$\sigma_{alt} = \frac{P_i}{A_p} + \frac{P_i \times e_p}{W_b} - \frac{M1 + M2}{W_b} - \frac{M3}{W_{cb}} < 18000 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 22})$$

$$\sigma_{üst} = \frac{P_i}{A_p} - \frac{P_i \times e_p}{W_t} + \frac{M1 + M2}{W_t} + \frac{M3}{W_{cb}} > -3354.1 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 23})$$

d) Yükleme Durumu – 4

En son aşamadır. Hareketli yük dahil tüm yükler mevcuttur. Kiriş ve döşeme ağırlıklarının prefabrik kesit, ilave zati yüklerin ise kompozit kesit tarafından taşındığı kabul edilmiştir. Kayıplar maksimum düzeyde olup kesit gerilmeleri, Eşitlik 24’te alt lifteki ve Eşitlik 25’te üst lifteki koşulları sağlamalıdır.

$$\sigma_{alt} = \frac{P_i}{A_p} + \frac{P_i \times e_p}{W_b} - \frac{M1+M2}{W_b} - \frac{M3+M4}{W_{cb}} < 18000 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 24})$$

$$\sigma_{üst} = \frac{P_i}{A_p} - \frac{P_i \times e_p}{W_t} + \frac{M1+M2}{W_t} + \frac{M3+M4}{W_{cb}} > -3354.1 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eşitlik 25})$$

1.2.2.7. Eğilme Taşıma Gücü Kontrolü

Eğilme mukavemeti kontrolleri AASHTO 9.17'ye göre yapılacaktır. Prefabrik ve kompozit kiriş için taşıma gücü açıklık ortası için hesaplanmıştır. Taşıma kapasitesi hesaplarında kesit içindeki betonarme donatılarının katkısı ihmal edilmiştir. Öngermeli kirişlere sahip köprülerde eğilme taşıma gücü, prefabrik kesit ve kompozit kesit için ayrı ayrı olmak üzere her iki durum içinde hesaplanmalıdır. Ayrıca bir kesit için hesabı yapılan moment, normal kuvvet ve kesme kuvvetine dair taşıma gücü aşağıda belirtilen azaltma katsayıları ile çarpılarak boyutlandırmaya tabi taşıma gücü elde edilir. Eğilme taşıma gücü kontrolleri sonucunda eşdeğer basınç bloğu yüksekliğinin, tabla içinde kalıp kalmamasına göre kiriş kesiti, dikdörtgen ya da tablalı kesit olarak dikkate alınacaktır.

Boyutlandırmaya esas taşıma gücü, bir kesit için hesabı yapılan moment, normal kuvvet ve kesme kuvvetine dair taşıma gücünün aşağıda verilen azaltma katsayıları ile çarpılmasıyla ifade edilir. Taşıma gücü azaltma katsayısı (Φ), öngermeli elemanların kesme taşıma gücü hesabında $\Phi = 0.90$, öngermeli elemanların eğilme taşıma gücü hesabında $\Phi = 1.00$ olarak alınabilir (Aktaş, 2010).

1.2.2.8. Öngerme Donatı Oranı Kontrolü

Öngermeli kirişlerde meydana gelebilecek çatlakları sınırlandırmak ve sünekliliği sağlamak amacı ile minimum ve maksimum donatı oranları tahkiki yapılmaktadır.

1.2.2.8.1. Maksimum Donatı Kontrolü

AASHTO 9.18.1'e göre öngermeli kirişlerde, öngerme donatısının kopma dayanımına eriştiği durum için tasarlandıklarından donatı miktarları ($0.36 \times \beta_1$)' den küçük olmalıdır. Prefabrik ve kompozit kiriş, dikdörtgen kesit olarak çalıştığından dolayı tahkikler Eşitlik 26'da verilen denkleme uygun yapılacaktır. Bu durumda; kompozit kesit için $0.116 \leq 0.26$ şartını, prefabrik kesit için $0.118 \leq 0.26$ şartını sağlamalıdır.

$$p^* \times f_{su}^* / f'_c \leq 0.36\beta_1 \quad (\text{Eşitlik 26})$$

Bu eşitlikte:

p^* : Öngerme çeliği alanının beton alanına oranını,

f_{su}^* : Öngerme kablosundaki ortalama gerilmeyi,

f'_c : Karakteristik beton basınç dayanımını göstermektedir.

Bu durumda; kompozit kesit için $0.116 \leq 0.26$ şartını, prefabrik kesit için $0.118 \leq 0.26$ şartını sağlamaktadır.

1.2.2.8.2. Minimum Donatı Kontrolü

AASHTO 9.18.2'ye göre öngermeli kiriş kesitinde donatı miktarı çatlama momentinin 1.2 katı kadarınca taşıma kapasitesi oluşturabilmelidir. Bu durumda; $\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ olmalıdır. İlgili tahkikler kompozit kesit için Eşitlik 27'de prefabrik kesit için Eşitlik 28'de verilmiştir.

$$M_{cr} = W_{cb} \times (f_r + f_{pe}) - (M_1 + M_2) \times (W_{cb} / W_b - 1) \quad (\text{Eşitlik 27})$$

$$M_{cr} = W_b \times (f_r + f_{pe}) \quad (\text{Eşitlik 28})$$

Bu eşitliklerde:

f_r : Donatısız çekme emniyet gerilmesinin 0.623 katını,

M_{cr} : Çatlama momentini göstermektedir.

1.2.2.9. Kesme Hesapları

Hesaplar AASHTO 9.20'ye göre yapılmıştır. Öngermeli kirişte kesme hesapları mesnet ekseninden H/2 metre kadar uzaklıkta incelenmiştir. Öngermeli betonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi (V_c) ve kayma donatısının kesme kuvveti taşıma kapasitesi (V_s) karşılaştırıldığında Eşitlik 29'da verilen şartı sağlamalıdır.

$$V_u \leq \Phi (V_c + V_s) \quad (\text{Eşitlik 29})$$

Öngermeli betonun taşıma kapasitesi (V_c) olarak V_{ci} ve V_{cw} değerlerinden minimum olanı kabul edilir (Eşitlik 30).

$$V_c = \min (V_{ci}, V_{cw}) \quad (\text{Eşitlik 30})$$

AASHTO 9.20.2.2'ye göre betonda kesme kuvveti ve moment etkilerinin sonucunda çatlamların meydana gelmesi halinde kesme kuvveti taşıma kapasitesi (V_{ci}), Eşitlik 31'de gösterildiği gibi ifade edilir.

$$V_{ci} = (0.0498 \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d + V_d) + (V_i \times M_{cr} / M_{max}) \quad (\text{Eşitlik 31})$$

Bu eşitlikte:

b' : Prefabrike kiriş gövde kalınlığını,

d : Faydalı yüksekliği,

V_d : Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan kesme kuvvetini,

M_d : Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan momenti,

V_u : Faktörlü ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan kesme kuvvetini,

M_u : Faktörlü ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan momenti,

V_i : ($V_u - V_d$) Kesitteki faktörlü dış yüklerden oluşan maksimum kesme kuvvetini,

M_{max} : ($M_u - M_d$) Kesitteki faktörlü dış yüklerden oluşan maksimum momentini ifade etmektedir.

Gövdedeki asal çekmelerin neticesinde çatlamaların oluşması durumunda betonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi (V_{cw}) ise Eşitlik 32’de verilmiştir.

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_c'} + 0.3 \times f_{pc}) \times b' \times d + V_p \quad (\text{Eşitlik 32})$$

Bu eşitlikte:

V_p : Kiriş boyunca öngerme kabloları kirişe yatay vaziyette yerleştirildiğinden dolayı öngerme kuvvetinin düşey bileşenini (0 alınabilir),

f_{pc} : Kayıplardan sonra beton ağırlık merkezindeki meydana gelen gerilmeyi gösterir. Eşitlik 33’te verilmiştir.

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e \times (y_{calt} - y_{alt})}{I_{xb}} + \frac{(M1 + M2) \times (y_{calt} - y_{alt})}{I_{xb}} \quad (\text{Eşitlik 33})$$

Bu eşitlikte:

y_{alt} : Prekast kirişte tarafsız eksen,

y_{calt} : Kompozit kirişte tarafsız eksen ifade etmektedir.

AASHTO 9.20.3.1' e göre kayma donatısının yüklenmesi gerektiği minimum kesme kuvveti Eşitlik 34 ve 35’te verilmiştir.

$$V_s = \frac{A_v \times f_{sy} \times d}{s} \quad (\text{Eşitlik 34})$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c \quad (\text{Eşitlik 35})$$

1.2.2.10. Sehim Hesapları

Sehim, eğilme etkisi altındaki bir yapı elemanının eğilme göstermeden önceki çubuk eksen durumu ile elastik eğri durumu arasındaki deformasyon miktarıdır. Anılan kuvvet altında yapı elemanın yaptığı yer değiştirme olarak anılmaktadır (URL-2).

Sehim tahkikleri maksimum sehimin meydana geleceği açıklık ortası için yapılacaktır. Zamana bağımlı tahkik edilen sehim hesapları PCI yayınlarında ifade edilen katsayı metoduna uygun vaziyette yapılacaktır. Zamana bağımlı davranışın neticesi olarak meydana gelecek sehimlerin hesaplanması için hesabı gerçekleştirilen elastik sehimler Tablo 4’te seçilen uygun katsayılarla çarpılacaktır.

AASHTO 9.11.3.1'e göre, üstyapıya etkileyen hareketli yükler ve bu yüklerden kaynaklanan dinamik etki altında, köprü üstyapısında meydana gelen maksimum sehim, açıklığın 1/800'den küçük olmalıdır.

Tablo 4. Tipik elemanlarda uzun zamanda oluşacak sehim ve ters sehimlerin hesabında kullanılacak katsayılar (PCI, 1985).

SEHİM		Kompozit Başlıksız Kesit	Kompozit Başlıklı Kesit
MONTAJDA	1-Sehim (↓) Çarpanı: Öngerme anında kiriş zati ağırlığından dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır.	1.85	1.85
	2-Ters Sehim (↑) Çarpanı: Öngerme anında öngerme kuvvetinden dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır.	1.80	1.80
	3-Sehim (↓) Çarpanı: Öngerme anında kiriş zati ağırlığından dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır.	2.70	2.40
SERVİSTE	4-Ters Sehim (↑) Çarpanı: Öngerme anında öngerme kuvvetinden dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır.	2.45	2.20
	5-Sehim (↓) Çarpanı: Kirişe gelen ilave yüklerden dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır.	3.00	3.00
	6-Sehim (↓) Çarpanı: Kompozit başlıktan dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır.	-	2.30

1.3. Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz

1.3.1. Zamana Bağlı Malzeme Özellikleri

Beton kullanılan yapı sistemlerinde elastik deformasyonların yanında zamana bağlı deformasyonların da olduğu bilinmektedir. Beton döküldükten sonra ilk olarak çevre ve beton arasında nem etkisi ile büzülme gerçekleşir. Büzülme; yükten bağımsız olup betonun kalitesine ve dolayısı ile zamana bağlı bir davranış gösterir. Beton, yük etkisi altında da deformasyon yapar ve bu zamana bağlı davranış sünme olarak adlandırılır. Sünme; betonun özelliklerine, yük durumuna ve zamana bağlı bir davranıştır. Zamana bağlı etkileri modellemek için CEB (1990), ACI 209 (1997) gibi birçok yönetmelik kullanılmaktadır (Seçer ve Kural, 2009).

1.3.1.1. Basınç Dayanımı

Betonun t yaşındaki basınç dayanımı çimento tipine, sıcaklığa ve kür şartlarına bağlı olarak değişmektedir. Betonun herhangi bir yaştaki basınç dayanımı Eşitlik 36 ve 37’de verildiği gibi ifade edilir (CEB-FIP, 1990).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (\text{Eşitlik 36})$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (\text{Eşitlik 37})$$

Bu eşitliklerde:

$\beta_{cc}(t)$: Betonun yaşına bağlı bir katsayıyı,

$f_{cm}(t)$: t günlük bir betonun basınç dayanımı,

f_{cm} : Betonun 28 günlük basınç dayanımını,

t : Betonun gün cinsinden yaşını,

$t_1=1$ günü,

s : Çimento tipine bağlı olarak değişen 0.20, 0.25 ve 0.38 gibi bir katsayıyı ifade etmektedir.

1.3.1.2. Betonun Yaşı

Betonun elastisite modülü zamanla birlikte değişmektedir. Elastisite modülü Eşitlik 38’de verilmektedir (Erkan, 2011).

$$E_{ci}(t) = E_{ci} \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (\text{Eşitlik 38})$$

Bu eşitlikte:

$\beta_{cc}(t)$: Betonun yaşına bağlı olarak belirlenen bir katsayıyı,

E_{ci} : Betonun 28 günlük elastisite modülünü,

$E_{ci}(t)$: t günlük betonun elastisite modülünü ifade etmektedir.

1.3.1.3. Betonun Büzülmesi

The CEB-FIP şartnamesine göre betonun toplam büzülme şekildegıştirmesi Eşitlik 39’da verilmiştir (CEB-FIP, 1990).

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cso} \beta_s(t - t_s) \quad (\text{Eşitlik 39})$$

Bu eşitlikte:

β_s : Zamana bağlı devam eden büzülmeyi gösteren bir katsayıyı,

ϵ_{cso} : Kavramsal büzülme katsayısını,

t : Betonun gün cinsinden yaşını,

t_s : Beton için büzülmenin başladığı andan itibaren gün cinsinden yaşını,

Kavramsal büzülme katsayısı Eşitlik 40, 41, 42 ve 43’te verilen bağıntılar ile hesap edilebilmektedir.

$$\epsilon_{cso} = \epsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (\text{Eşitlik 40})$$

$$\epsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10 \beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \quad (\text{Eşitlik 41})$$

$$\begin{aligned} \beta_{RH} &= -1.55 \beta_{sRH} & 40\% \leq RH < 90\% \\ \beta_{RH} &= 0.25 & RH \geq 99\% \end{aligned} \quad (\text{Eşitlik 42})$$

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_o} \right)^3 \quad (\text{Eşitlik 43})$$

Bu eşitliklerde:

β_{sc} : Çimento tipine bağlı olarak 4 ve 8 arasında değişen bir katsayıyı,

f_{cm} : Betonun 28 günlük basınç dayanımını (10 MPa),

RH %: Atmosferdeki nem oranını,

RH_o : 100%’ü göstermektedir.

Zamana bağlı olarak devam eden büzülme ise Eşitlik 44’te verilmiştir.

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)/t_1}{350(h/h_o) + (t - t_s)/t_1}} \quad (\text{Eşitlik 44})$$

Bu eşitlikte:

h: mm cinsinden ifade edilen kavramsal bir boyutu,

$h_o=100$ mm'yi

t_1 :1 günü,

u: Atmosfer ile temas eden çevre uzunluğunu ifade etmektedir.

1.3.1.4. Betonun Sünmesi

Sünme etkisi CEB-FIP şartnamesinde sünme modeli olarak adlandırılan bir yaklaşımla hesaplanmaktadır (Erkan, 2011). Bu yaklaşımda, t_o anında sabit bir gerilme Eşitlik 45'te gösterilmiştir.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_o) = \frac{\sigma_c(t_o)}{E_{ci}} \phi(t, t_o) \quad (\text{Eşitlik 45})$$

Bu eşitlikte:

$\sigma_c(t_o)$: t_o anındaki yüklemeye karşılık gelen gerilmeyi,

$\Phi(t, t_o)$ ise sünme katsayısını göstermektedir. Bu katsayı Eşitlik 46'da ifade edilmiştir.

$$\Phi(t, t_o) = \beta_c(t - t_o) \Phi_o \quad (\text{Eşitlik 46})$$

Bu eşitlikte:

β_c : Yüklemeden sonra devam eden sünmeyi,

t: Betonun gününü,

t_o : Yükleme anındaki betonun yaşını göstermektedir.

Sünme katsayısı Eşitlik 47, 48, 49, 50'ye göre hesaplanmalıdır.

$$\Phi_o = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta_o \quad (\text{Eşitlik 47})$$

$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{RH_o} \right)}{0.46 \left(\frac{h}{h_o} \right)^{1/3}} \quad (\text{Eşitlik 48})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}}} \quad (\text{Eşitlik 49})$$

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_o}{t_1}\right)^{0.2}} \quad (\text{Eşitlik 50})$$

Zamana bağımlı olarak devam eden sünme Eşitlik 51 ve 52’de verilen şekilde ifade edilmektedir.

$$\beta_c(t - t_o) = \left[\frac{(t - t_o) / t_1}{\beta_H + (t - t_o) / t_1} \right] \quad (\text{Eşitlik 51})$$

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_o} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_o} + 250 \leq 1500 \quad (\text{Eşitlik 52})$$

Buradaki bütün parametreler yukarıda açıklanmaktadır.

1.3.1.5. Çeliğin Gevşemesi

CEB-FIP(1990) şartnamesine göre, öngermeli çeliğin gevşemesi 3 gruba ayrılmaktadır. Birinci grup, tel ve halat grupları için normal gevşemeyi; ikinci grup, tel ve halat grupları için gelişen ve devam eden gevşemeyi; son grup ise demir çubuklar ve donatılar için gevşemeyi göstermektedir. 30 yıla kadarki gevşeme tahmini Eşitlik 53’te gösterilmiştir.

$$\rho_t = \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^k \quad (\text{Eşitlik 53})$$

Bu eşitlikte:

k: $\sim \log(p_{1000}/p_{100})$ yaklaşımında k 1. grup için 0.12, ikinci grup için 0.19 katsayılarını,

p_t : t saat sonraki gevşemeyi,

p_{100} : 100 saat sonraki gevşemeyi,

p₁₀₀₀: 1000 saat sonraki gevşemeyi göstermektedir. Normalde, gevşemenin uzun süreli değerleri için uzun süreli testler yapılmaktadır. 50 yıl üzeri gevşeme değerleri için 1000 saatlik gevşemenin 3 katı dikkate alınmaktadır (Erkan, 2011).

1.3.2. Karayolu Köprüsünün (Çirmiş) Proje ve İnşa Aşamaları

Bu tez çalışması kapsamında uygulama modeli olarak belirlenen Çirmiş Köprüsü'nün yapımına ilk olarak 1993 tarihinde başlanılmıştır. Zamanla birlikte köprü taşıyıcı sistemlerinde yıpranma ve deformasyonlar oluşmasından dolayı köprünün yıkım kararı alınmıştır. Yeni köprünün projelendirilmesinde, öncelikli olarak açıklık bazında eski köprüyle uyumlu bir şekilde çalışmaya gidilmiştir. Fakat ayak yapısı hususunda orta ayak sayısını azaltmak amacıyla teknolojinin de gelişmesiyle birlikte daha farklı yöntemler denenmiştir. Proje firmasına ihale edilen iş için firma öneri projeleri hazırlamıştır. Öneri projeleri bu işte güzergâhın aynı konum üzerine konumlandırılması gibi sebeplerden dolayı fazla alternatif içermediğinden öneri projesi onaylanıp avam projeye dönüp kesin proje çalışmalarına başlanılmıştır. Proje kesinleşip statik hesap kontrolleri, geoteknik raporları ve gerekli hesapları Karayolları Genel Müdürlüğü onayından geçtikten sonra ihale aşamaları gerçekleşmiştir. İhaleyi alan firma belirlenip ilk olarak sahaya gidilip aplikasyon çalışmalarına başlanılmıştır. Hâlihazırda mevcut eski köprünün yıkım çalışmalarına başlanılmıştır. Eski köprü ana bir yol taşıdığından dolayı bir servis yolu dizayn edilip araç trafiği o alana aktarılmıştır.

Mevcut köprünün rölemleri alınıp eski proje ile karşılaştırılıp yıkım ataşmaları oluşturularak köprü yıkımına başlanılmıştır. Yıkımdan çıkan donatı malzemeleri Karayolları 101. Şube Şefliği'ne teslim edildikten sonra temel aplikasyonları belirlenip temel kazılarına başlanılmıştır. Projede belirtilen sondajlardaki zemin sınıfına ulaşım ulaşmadığı yerinde kontrol edilip üniform bir temel yapısı elde edilince belirtilen kayaç sınıfına ulaşılmıştır.

Köprü inşasına grobeton dökülerek başlanılmış akabinde de projesine uygun bir şekilde temel donatısı hazırlanmıştır. Temel donatısının içinde elevasyon ve ricat filizleri de mevcut halde hazır olunca müşavir firma ile kontroller sağlanıp beton döküm kararı verildikten sonra temeller hazır hale getirilmiştir. Sırasıyla A1, A2, P1, P2 akslarının temelleri tamamlanmıştır. Akabinde, A1 ve A2 akslarının elevasyonlarının yapımına başlanılmıştır. Elevasyon donatısı hazırlanırken önce elevasyonun ön yüz kalıbı temelin üzerine sabitlenir. Arka yüzü açık bir şekilde donatı bağlanmasına başlanılır, arka yüzü kapatılmadan donatı kontrolleri yapıp arka yüzü kapatıldıktan sonra kalıp dayamaları, takviyeleri yapıp kalıp kontrolü de yerinde ölçü ile

sağlanılmıştır. Aynı zamanda elevasyonun köşe koordinatları etüt ekibi ile sürekli olarak kontrol edilmiştir. Beton döküm kararı verildikten sonra, A1 ve A2 aksı elevasyonları önce 1. kademe sonra 2. kademe şeklinde dökülmüştür.

Kenar ayaklar tamamlandıktan sonra kenar ayakların arkasına köprü giriş çıkışlarındaki oturma problemlerine sebebiyet vermemesi için dolgu sistemi olarak yaklaşım plağının hemen altında istifli taş dolgu yapılmıştır. İstifli taş dolgu üzerine yaklaşım plağı gusesinin tam ön eksenine oturacak şekilde grobeton, yaklaşım plağının üzerine denk gelecek şekilde projede belirtilen kalınlıkta bir betonarme plaka oluşturulmuştur. Betonarme plağın üzerine normal yol dolgusu ile köprü kırmızı kotuna kadar çıkılmıştır.

Orta ayak temelleri içinde aynı durumlar söz konusudur. Temel imalatları bittikten sonra kolon kalıpları ile kolonların beton dökümü sıralı bir şekilde yapılmıştır. Tüm beton dökümü işlemlerinde Karayolları Teknik Şartnamesi' ne uygun şekilde beton numuneleri alınıp dayanıklılık kontrolleri yapılmıştır. Bütün bu işlemler tamamlandıktan sonra köprünün ayak yapı imalatları tamamlanmıştır.

Standart öngermeli betonarme kirişli köprülerde, köprü temelleri, ayakları inşa edildikten sonra prefabrik öngermeli betonarme kirişleri yerlerine oturtmak için başlık kirişleri inşa edilmiştir. Betonarme kirişler prefabrik bir şekilde üretilip vinç vasıtasıyla açıklıklardaki yerlerine elastomer mesnetler üzerine koordinatlarına uygun bir şekilde yerleştirilmiştir. Bu köprüde prekast kirişler bitişik olarak dizayn edilmiştir.

Köprü giriş ve çıkışında D80 (8cm) kapasiteye sahip genişleme derzleri mevcuttur. Profil şekli projede belirtilen şekilde ve dayanımda içerisindeki suyu taşıyacak olan akar eğimine göre sağa sola aktaracak lastik contası da belirli kritere sahip bir şekilde uygulanmıştır. Tabliye kalıbı inşası ile birlikte köprü üzerinde suyu drene edecek borular olan garguylar projede gösterilen yerde ve tipte uygulanarak bırakılmıştır. Daha sonra tabliyenin tamamlanmasıyla tretuvarlar ve yaya korkulukları da imal edilerek direk güzergâhtaki kırmızı kota uygun bir şekilde üst yapı tamamlanıp köprü trafiğe açılmıştır.

1.4. Sismik Tasarım Bilgileri

Performansa dayalı sismik tasarım, yapının deprem sırasında ve sonrasında göstereceği davranışın, yapıdan beklenen ölçütlerde olmasını sağlayan tasarımıdır. Bu tasarım birden fazla yer hareket seviyesi ve performans kriterleri seçilerek yapının bu kriterleri sağlayacak şekilde tasarlanması esasına dayanmaktadır. Performans ölçütleri yapının kullanım özellikleri ile doğrudan ilişkilidir (Arısoy, 2005). AASHTO Bölüm

IA’da yer alan “Sismik Tasarım” doğrultusunda köprüye etkiyen deprem kuvvetleri belirlenmiştir.

1.4.1. Hesap Verileri

Açıklığı 150 metreye kadar olan betonarme ve çelik köprülerin sismik tasarımı AASHTO Bölüm IA’da verilen tasarım şartlarına göre yapılmalıdır. Kablolu köprüler, asma köprüler, zemine gömülü tipte köprüler, kemer tipi köprüler ile hareketli mesnetli köprüler bu yönetmelik kapsamına dâhil edilmez. Tek açıklıklı köprüler ve deprem davranış kategorisi (DDK) A sınıfına giren köprülerde kapsamlı bir deprem hesabına ihtiyaç yoktur.

1.4.2. Yapı Önem Katsayısı

İvme katsayısı 0.29’dan büyük olan tüm köprülerde önem sınıflandırması, deprem davranış kategorisini (DDK) saptamak amacıyla AASHTO I-A 3.3’te Tablo 5’teki gibi verilmiştir.

Tablo 5. Köprü önem katsayısı (AASHTO, 2002).

Köprü Sınıfı	Önem Katsayısı (I)
Önemli Köprüler	1
Diğer Köprüler	2

1.4.3. Deprem Davranış Kategorisi

Her köprü, AASHTO I-A 3.4’te Tablo 6’da gösterildiği gibi etkin yer ivme katsayısı (A_0) ve yapı önem katsayısı (I)’na bağlı olarak A’dan D’ye kadar dört deprem davranış kategorisinden (DDK) birine atanacaktır. Minimum analiz ve tasarım şartları DDK’ya bağlı olarak belirlenecektir.

Tablo 6. Deprem davranış kategorisi (DDK) (AASHTO, 2002).

İvme Katsayısı	Önem Sınıfı	
A	1	2
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

1.4.4. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

AASHTO I-A 3.7'ye göre deprem davranış kategorisi B, C ve D olarak sınıflandırılan köprülerin, köprü elemanları ve bağlantıları için tasarımda kullanılacak deprem yükleri, elastik kuvvetlerin uygun taşıyıcı sistem davranış katsayısına (R) bölünmesi ile belirlenir. Tablo 7'de çeşitli köprü elemanları için R değerleri verilmiştir.

Tablo 7. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (AASHTO, 2002).

Alt Yapı ⁽¹⁾	R
Duvar Tipi - Orta Ayak ⁽²⁾	
Betonarme Kazıklı Ayaklar	
a) Yalnız Düşey Kazık	3.0
b) Birkaç Eğik Kazık	2.0
Tek Kolonlu Ayaklar	
Çelik veya beton-çelik bileşik kazıklı ayaklar	
a) Yalnız Düşey Kazık	5.0
b) Bir veya Birkaç Eğik Kazık	3.0
Çok Kolonlu Ayaklar	5.0
Bağlantılar ⁽³⁾	R
Üst yapı ile kenar ayak arasında	0.8
Üst yapının bir açıklığındaki genişleme derzi	0.8
Kolonlar, kitle ayaklar veya kazık ayaklar ile başlık kirişi veya üstyapı arasında ⁽⁴⁾	1.0
Kolonlar veya kitle ayak ile temeller arasında ⁽⁴⁾	1.0
(1) Alt yapının iki dik eksenini için de R faktörü kullanılacaktır.	
(2) Duvar tipi orta ayak, serbest yüksekliğin plandaki büyük boyuta oranı 2.5'ten küçük olan elemanlardır. Bu tip elemanların hesabı, zayıf yöndeki kolonlar için verilen şartlar dikkate alınarak bir kolon gibi gerçekleştirilir.	
(3) DDK, C ve D sınıfında bulunan köprülerin bağlantılarının, kolonlu ayaklarda veya kolonlarda plastik mafsallara getiren pekleşmeli moment tesirlerinin dikkate alınarak hesaplanması tavsiye edilir. Bu kuvvetler çoğunlukla R faktörünün 1 olması durumundaki kuvvetlerden önemli oranda küçüktürler.	
(4) Bağlantılar, bir yapısal bileşenden diğer yapısal bileşene aksel ve kesme aktaran mekanik bağlantıları ifade etmektedir. Genellikle deprem takozları ve mesnetler gibi moment içermeyenler. Bu çizelgedeki belirtilen R katsayıları sadece tutulmuş eksenlerdeki elastik kuvvetlere uygulanır.	

1.5. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz, viyadük veya köprünün deprem yer hareketi etkisindeki hareket denkleminin, nonlinear iç kuvvet-şekil değiştirme bağlantıları kullanılarak zaman tanım alanında doğrudan entegrasyonudur. Bu durumda zaman tanım alanındaki analiz türü için yukarıda tanımı yapılan doğrusal olmayan davranış modelleri aynen geçerlidir. Ayrıca her bir kesit için histeresis ilişkilerinin de tanımlanması gereklidir (Aydınoğlu, 2005).

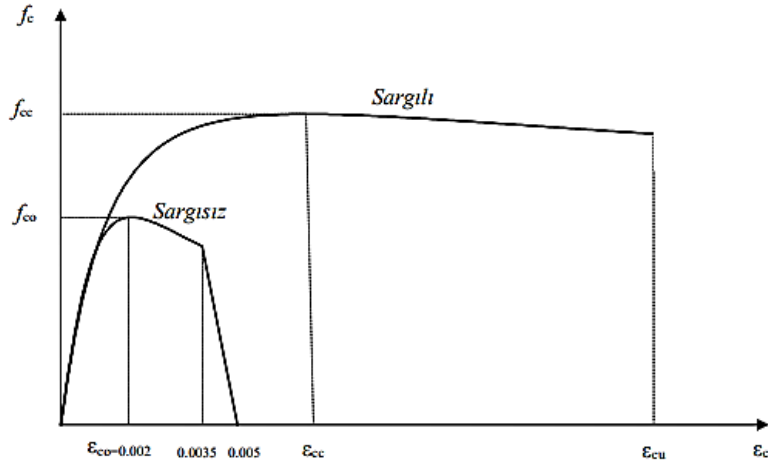
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analizde ise ilk olarak doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz hesabı yapılacaktır. Gerçekleştirilen hesap sonucunda elde edilen doğrusal olmayan şekil değiştirmeler ve iç kuvvetler, deprem hesabının başlangıcında hesaba eklenir. Yapıda doğrusal davranış gösterdiği kabul edilir elemanlarda oluşan dinamik enerji kaybını temsili hareket denklemlerinde viskoz sönüm matrisi kullanılır.

1.5.1. Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi

1.5.1.1. Doğrusal Olmayan Elastik Yöntemde Beton ve Çelik Modeli

Betonun gerilme ve şekil değiştirme arasında bulunan ilişki birçok faktöre bağlıdır. Bu eğrisi (σ - ϵ) üzerine çalışılmış birden çok model vardır (Geliştirilmiş Kent ve Park, Mander, Saatçioğlu ve Ravzi, Sheikh ve Üzümeri vb). Tüm bu modellerde ifade edilen betonarme kesitlerde kullanılan donatının kalitesi ve miktarına göre betonda sargılama dayanıma bağlı birim deformasyon değeri ile sünekliliği artmaktadır (Özmen vd., 2007)

Bu çalışma kapsamında Mander beton modeli dikkate alınmıştır. Mander beton modeli tasarlanırken TBDY 2018’de verilen bağıntılardan faydalanılmıştır. TBDY 2018’de doğrusal olmayan yöntemler ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede, başkaca bir modelin seçilmediği durumlarda kullanılmak üzere, sargılı ve sargısız beton için Şekil 5’te verilen gerilme-şekil değiştirme bağıntıları tanımlanmıştır.



Şekil 5. Mander sargılı sargısız malzeme özellikleri (TBDY, 2018).

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekil değiştirmesi ϵ_c 'nin fonksiyonu olarak Eşitlik 54'teki bağıntı ile verilmektedir.

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

(Eşitlik 54)

Bu bağıntıdaki sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki Eşitlik 55'te verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad ; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_c}{f_{co}}} - 2 \frac{f_c}{f_{co}} - 1.254$$

(Eşitlik 55)

Buradaki f_e etkili sargılama basıncı, dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için Eşitlik 56'da verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw}$$

(Eşitlik 56)

Bu eşitliklerde:

f_{yw} : Enine donatının akma dayanımını,

ρ_x ve ρ_y : İlgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını,

k_e : Eşitlik 57'de tanımlanan sargılama etkinlik katsayısı oranını göstermektedir.

$$k_c = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (\text{Eşitlik 57})$$

Bu eşitlikte:

a_i : Kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki mesafeyi,

A_s : Boyuna donatı alanını,

b_o ve h_o : Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını,

s : Boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, göstermektedir.

Eşitlik 54'teki normalize edilmiş beton birim şekil değiştirmesi x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar Eşitlik 58 ve 59'da verilmiştir.

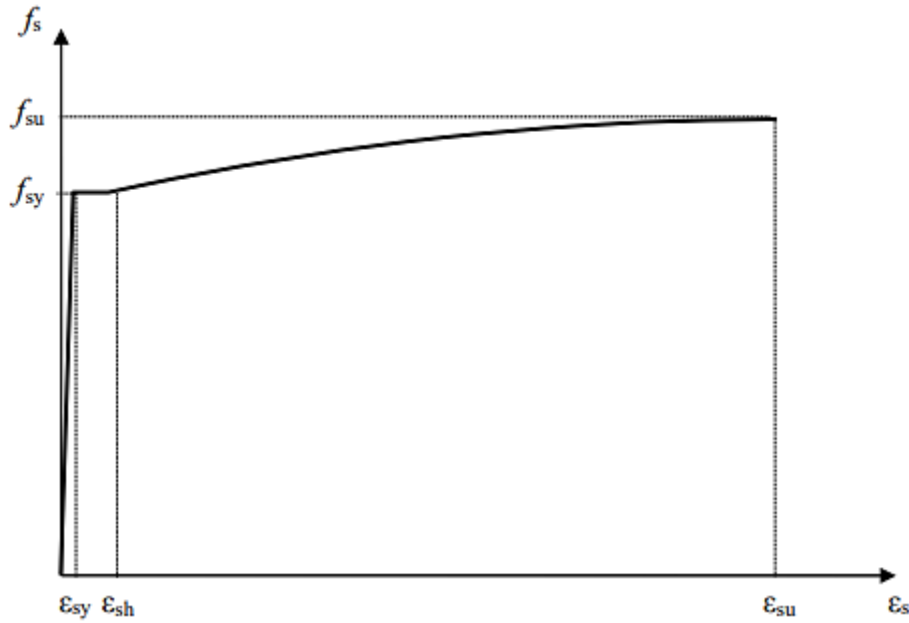
$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad ; \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad ; \quad \epsilon_{co} \cong 0.002 \quad (\text{Eşitlik 58})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad E_c \cong 5000 \sqrt{f_{co}} \quad [MPa] \quad ; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (\text{Eşitlik 59})$$

Donatı çeliği için ise doğrusal olmayan yöntemler ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede kullanılmak üzere, Eşitlik 60'daki gerilme-şekil değiştirme bağıntıları tanımlanmıştır (Şekil 6).

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \epsilon_s & (\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}) \\ f_s &= f_{sy} & (\epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}) \\ f_s &= f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)^2}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})^2} & (\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}) \end{aligned} \quad (\text{Eşitlik 60})$$

Donatı çeliğinin elastiklik modülü $E_s = 2 \times 10^5$ MPa'dır. Ayrıca S420 donatısı için; f_{sy} 420 MPa, ϵ_{sy} 0.0021, ϵ_{sh} 0.008, ϵ_{su} 0.10, f_{su} 550 MPa'dır (TBDY, 2018).



Şekil 6. Donatı çeliği malzeme özellikleri (TBDY, 2018).

1.5.1.2. Plastik Mafsal Hipotezi

Köprü ve viyadüklerin nonlinear davranışlarının modellenmesinde, geleneksel plastik mafsal hipotezinden yararlanılması öngörülmektedir. Bu hipotez plastik şekil değiştirmelerin yapı elemanlarının belirli bölgelerinde “yığılı (konsantre)” biçimde oluşacağı ve bu bölge boyunca sabit olarak alınabileceği varsayımına dayanır. Plastik mafsal olarak adlandırılan noktasal eleman ise bu bölgenin tam ortasına yerleştirilir. Plastik mafsal hipotezi, gerek binalarda, gerekse köprü ve viyadüklerde deprem etkisi altında yapılan nonlinear analiz ile şekil değiştirmeye göre performans değerlendirmesi uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır (Aydinoğlu, 2005).

1.5.1.3. Plastik Mafsal Boyu

Plastik mafsal hipotezi uyarınca plastik şekil değiştirmelerin yığılı ve sabit olarak oluşacağı varsayılan bölgenin uzunluğu, diğer deyişle plastik mafsal boyunun tanımlanması için literatürde pek çok ampirik bağıntı mevcuttur. Köprü ve viyadük ayakları için yaygın olarak kullanılan ve köprü deprem yönetmeliklerinde yer alan bağıntı Eşitlik 61’de verilmiştir (Aydinoğlu, 2005).

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye} \times d_{bl} \geq 0.044f_{ye} \times d_{bl} \quad (\text{Eşitlik 61})$$

Bu eşitlikte:

d_{bl} : Ayak kesitindeki tipik donatının çapını (mm),

f_{ye} : Ayak kesitindeki tipik donatının karakteristik akma dayanımını (MPa),

L: Kolon boyunu veya ayak tabanı ile moment sıfır noktası arasındaki uzunluğu (mm),

L_p : Plastik mafsalsal boyunu (mm) göstermektedir.

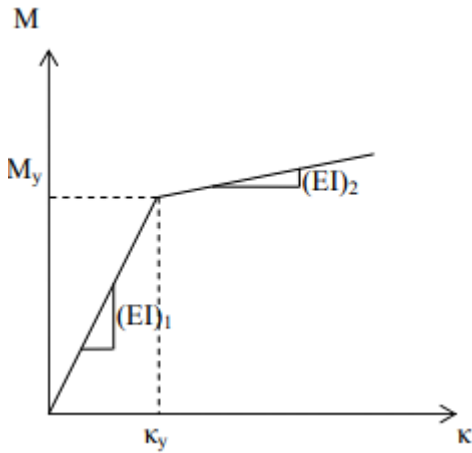
1.5.1.4. Plastik Mafsalsal Kesitinde Moment-Eğrilik Bağıntısı

Her bir plastik mafsalsal kesitinde, “Mander sargılı / sargısız beton modeli” ve pekleşmeyi de içeren donatı çeliği gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinden yararlanılarak eksenel kuvvete bağlı moment-eğrilik diyagramları çizilecek ve bu diyagramlar uygun biçimde “iki doğrulu (bilineer)” moment-eğrilik diyagramlarına dönüştürülecektir (Şekil 7). İki doğrulu diyagramdaki ilk doğrunun eğimi (Eşitlik 62), doğrusal olmayan analizin ilk aşamasında yapılacak olan doğrusal analizde “eşdeğer kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği)” olarak göz önüne alınacaktır.

$$(EI)_1 = M_y / K_y \quad (\text{Eşitlik 62})$$

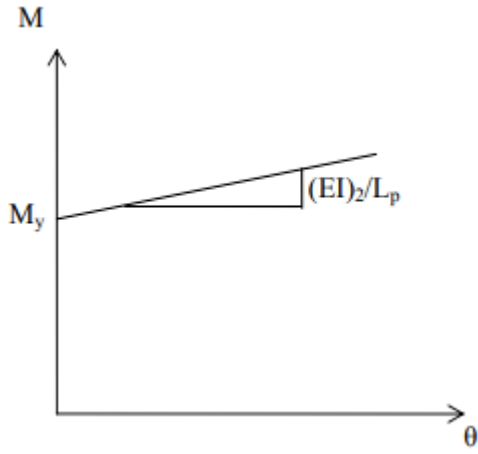
Bu eşitlikte:

M_y : İlgili kesitteki eşdeğer akma momentini göstermektedir.



Şekil 7. İki doğrulu moment-eğrilik diyagramı (Aktaş, 2010).

İki doğrulu moment-eğrilik diyagramının ikinci doğrusunun eğimi $(EI)_2$ ise plastik mafsalsal boyu L_p 'ye bölünerek, plastik mafsalsal temsil eden “moment-plastik dönme” diyagramının eğimi olarak tanımlanır (Şekil 8).



Şekil 8. Moment-plastik dönme diyagramı (Aktaş, 2010)

1.5.1.5. Akma Yüzeyleri

Viyadük ve köprülerin düşey konsol ayaklara sahip olması ve üst yapının neopren vb. mesnetlerle altyapıya oturması halinde, ayakların eksenel kuvvetleri pratik olarak deprem etkisinden bağımsız olarak sadece düşey yüklerden oluşacağından her ayak için tek bir moment-plastik dönme veya moment-eğrilik diyagramının çizimi yeterli olacaktır. Ancak ayaklar birer çerçeve olarak düzenlenirse, eksenel kuvvetlerin tasarım adımları sırasında M_y momentini aralıksız olarak etkileyeceğinden dolayı akma durumundaki moment eksenel kuvvet ilişkisini temsil eden kesit akma yüzeylerinin çizilmesi yeterli olacaktır. Bu yüzeyler, tek doğrultulu deprem davranışı durumunda akma eğrilerine (moment-eksenel kuvvet karşılıklı etki diyagramları) indirgenirler. Betonarme kesitler de akma yüzeylerinin tayin edilmesi durumunda, maksimum beton basınç birim şekil değiştirmesi 0.0035, donatı çeliğinin ulaşabileceği maksimum birim şekil değiştirme ise 0.015 alınabilir (Aydınoglu, 2005).

1.5.1.6. Etkin Kesit Rijitlikleri

Yığılı plastik davranış modeli dikkate alınarak modellenen yapı sistemini meydana getiren elemanların etkin kesit rijitlikleri TBDY 2018’de belirtilen Eşitlik 63’te gösterilen denkleme göre belirlenir.

$$(EI)_e = \frac{M_y \times L_s}{\Theta_y \times 3} \quad (\text{Eşitlik 63})$$

Bu eşitlikte:

L_s : Kesme açıklığını,

M_y : Çubuk elemanda oluşan plastik mafsallara ait etkin akma momentlerinin ortalamalarını,

Θ_y : Çubuk elemanda oluşan plastik mafsallar ait etkin akma dönmelerinin ortalamalarını göstermektedir. Bu değer Eşitlik 64'te verilen şekilde hesaplanır.

$$\theta_y = \frac{\Phi_y L_s}{3} + 0.0015\eta \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\Phi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad (\text{Eşitlik 64})$$

Bu eşitlikte:

d_b : Temel donatılarının çap değerini,

f_{ce} : Betonun basınç dayanımını,

f_{ye} : Donatı çeliklerinin akma dayanımını

h : Hesabı yapılacak kesit yüksekliğini,

η : Kolon ve kirişlerde 1, perdelerde ise 0.5 katsayısını ifade etmektedir.

Rijitlik azaltma katsayısı ise Eşitlik 65'te verilmiştir.

$$\text{Rijitlik azaltma katsayısı} = \frac{(EI)_e}{(EI)_0} \quad (\text{Eşitlik 65})$$

1.6. Köprü Önem Sınıfı ve Performans Hedefi

Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Tasarım Esasları Bölüm 3.2.1'de standart karayolu köprüleri deprem anında ve deprem sonrasında kendilerinden beklenen performans ve önem düzeyi açısından üç ana sınıfa ayrılmıştır.

a) KÖS = 1: Önemli köprüler

- Stratejik önemde, savunma ve güvenlik bakımından önemli köprüler.

- Deprem sonrası acil müdahale açısından kritik köprüler: Yerleşim bölgesinde yer alan 10 km yarıçaplı daire içindeki hastane, acil müdahale merkezleri, liman ve hava alanlarına doğrudan ulaşım imkanı sağlayan ve alternatifi bir güzergahı olmayan standart köprüler.

- Ayakları sürekli su içinde olup yapım sonrası müdahale imkanı olmayan (deniz, göl, baraj gölü) köprüler.

b) KÖS = 2: Normal köprüler

- KÖS = 1 ve KÖS = 3 haricinde yer alan tüm standart köprülerdir.

c) KÖS = 3: Basit köprüler

- Deprem sonrası acil ulaşım açısından önemli olmayan, kurpta yer almayan, en fazla üç açıklıklı, tali, toplam açıklığı 100 m'den ve ayak yüksekliği 10 m'den az olan standart köprülerdir.

- Standart yaya köprüleri.

Köprü yapısal performans düzeyleri ilgili rapordaki Bölüm 3.6'ya göre, özel ve standart köprüler için geçerli olmak üzere dört adet olarak tanımlanmıştır.

a) Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi: Köprü ana taşıyıcı sistemini oluşturan yapı elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir.

b) Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi: Köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı ve kolayca onarılabilecek hasar düzeyine karşı gelmektedir.

c) Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi: Köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan kontrollü hasar düzeyine karşı gelmektedir.

d) Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi: Köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın meydana geldiği göçme öncesi duruma karşı gelmektedir.

Köprü önem sınıfına göre ve deprem davranış kategorisine göre performans hedefi, ilgili rapordaki Bölüm 3.6'ya göre Tablo 8'de verilmiştir.

Tablo 8. Köprü performans hedefi

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Köprü Performans Hedefi		
	Köprü Önem Sınıfı		
	KÖS = 1	KÖS = 2	KÖS = 3
DD – 3	—	KK	KK
DD – 2a	KK	—	—
DD – 1	KH	GÖ	—

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Bu kısımda çalışma kapsamında uygulama modeli olarak seçilen üç açıklıklı, öngörme kirişli karayolu köprüsüne ait geometrik ve malzeme parametreleri verilip, üst yapı tasarım hesapları AASHTO ve TS 3233 (1979) yönetmelikleri dikkate alınarak açıklanmıştır.

2.1. Karayolu Köprüsü

Çalışma kapsamında model olarak belirlenen Çirmiş Köprüsü, Gümüşhane ili Şiran ilçesi ile Giresun ili Alucra ilçesini birbirine bağlayan 040-02 Kontrol Kesim No'lu karayolunun Çirmiş suyu ile kesiştiği nokta olan 14. km'sinde geçişi sağlayan köprüdür. İlk olarak köprünün yapımına 1993 tarihinde başlanılmıştır. Köprünün ilk yapımındaki aks açıklığı 5 x 15.70 metre olup döşeme uzunluğu 81.70 metredir. Çirmiş Köprüsü'nde zamanla birlikte ilk olarak tretuvarlarda alkali silika reaksiyonu probleminin oluşması nedeniyle deformasyonlar gerçekleşmeye başlamıştır. Önlem amaçlı bu bölgelerde yenileme çalışmaları yapılmıştır. Fakat sonradan bu problem kolonda, talveg kotu birleşimlerinde ve başlık kirişlerinde yıpranmalara yol açtığından dolayı köprü yerinde incelenip yıkım kararı alınmıştır.

Toplam 96 metre uzunluğunda, 18 metre genişliğinde bir platforma sahip, 9.960 m³ ocak ariyet kazısı ile birlikte 7.500 m³ köprü temel kazısı olacak şekilde 2.400 m³ demirli beton, 1.550 m³ ocak taşı ile istifli taş dolgu, 490 ton nervürlü çelik kullanılması planlanan yeni bir köprü yapımına ise Temmuz 2020 tarihinde başlanılmıştır.

2.1.1. Köprü Geometrik Verileri

Uygulama modeli olarak seçilen köprü tek tabliyeye ve I kesitli prefabrik basit kirişlere sahip öngermeli betonarme bir köprüdür. Toplam 3 eşit açıklığa sahip köprünün ana açıklığı ve kenar açıklıkları 32'şer metredir. Köprünün toplam uzunluğu ve genişliği sırasıyla 96 m ve 18 m'dir. Platform genişliği 12 m olup her iki platform kenarında 3'er metre kaldırım bulunmaktadır.

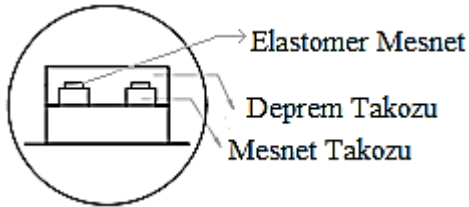
Şekil 10 -11'de görüldüğü gibi köprü kenar ayakları 5.72 m yüksekliğine sahip perde tipinde iki taşıyıcı kenar ayağa sahiptir. Köprünün kenar ayak temelleri 25 x 10 m² kesit alanına ve 1.5 m derinliğe sahip donatılı kütle betonudur. Ayrıca köprünün 8 orta ve 2 kenar ayak olmak üzere 10 ayağı tabliyenin ana taşıyıcı sistemlerini oluşturmaktadır. P1 aksındaki 4 orta ayağı 6.60 m ve P2 aksındaki 4 orta

ayağı da 5.60 m yüksekliğindedir. Orta ayaklar $2.5 \times 1 \text{ m}^2$ kesit alanına, temelleri ise $25 \times 8 \text{ m}^2$ kesit alanına ve 1.5 m derinliğe sahip demirli kütle betondur. Orta ayak kolonları inşa edildikten sonra prefabrik öngermeli betonarme kirişleri yerlerine oturtmak için inşa edilen başlık kirişleri $1.5 \times 1.10 \text{ m}^2$ kesit alanına ve 18 m uzunluğa sahip demirli kütle betonudur.

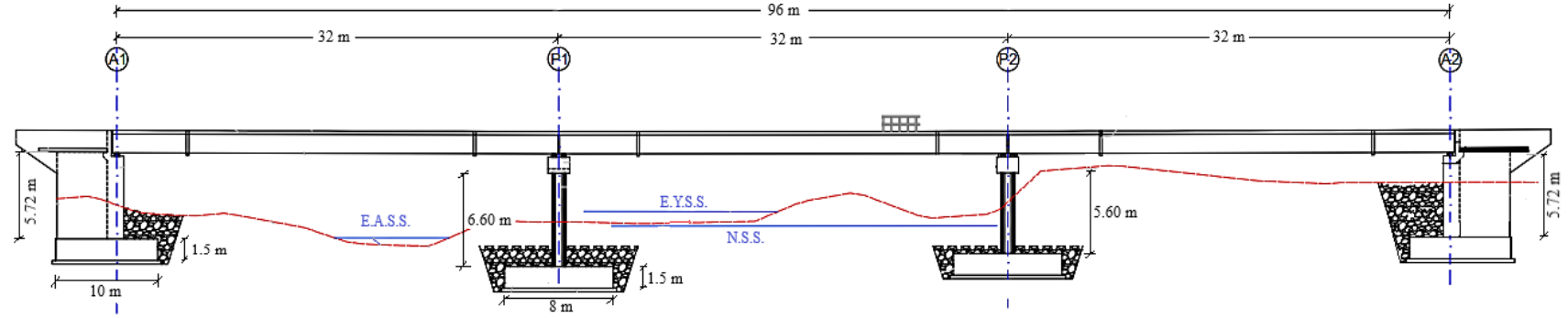
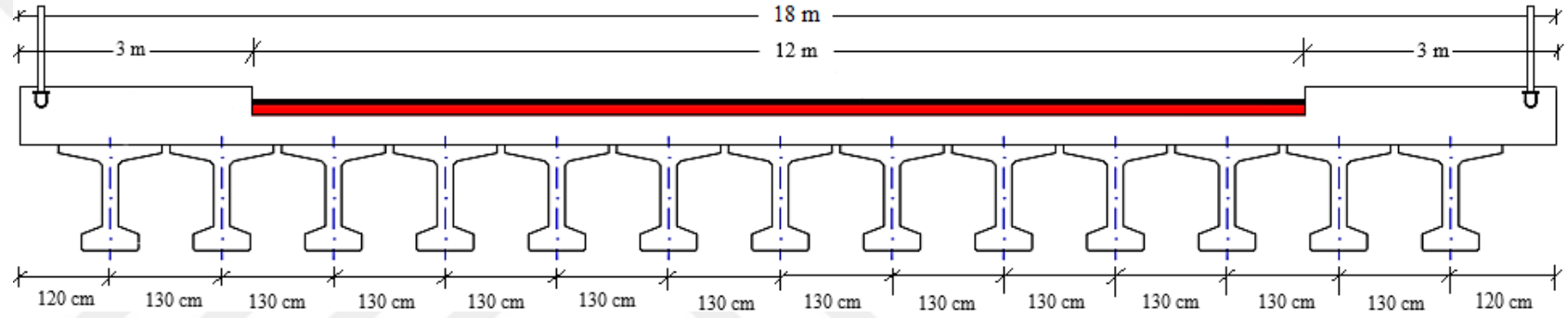
Köprü yapımında kullanılan prekast köprü kirişleri tabliye boyunca olup I profillere sahiptirler. Köprü kirişleri, köprünün bir ucundan diğer ucuna kadar sürekli bir şekilde boyuna doğrultuda uzanmaktadır. Profilin üst başlığının et kalınlığı 10 cm, alt başlığın et kalınlığı ise 20 cm'dir. Profil yüksekliği 130 cm olup üst başlık genişliği 127.5 cm alt başlığı ise 70 cm genişliğindedir. Her platformda toplam 13 adet kiriş bulunmaktadır. Şekil 9'da görüldüğü gibi başlık kirişi ile öngermeli kirişlerin bağlantısı ise elastomer mesnetler aracılığıyla sağlanmıştır.

Köprü 96 m uzunluğunda ve 18 m genişliğinde tek tabliyeye sahiptir. Tabliye için 25 cm kalınlıkta demirli döşeme betonu imalatı tamamlanıp 6 cm asfalt kaplama yapılacaktır. Köprü yapımı tamamlandıktan sonra tabliye üzerinde trafik akışı biri gidiş ve biri de geliş olmak üzere iki şeritten sürdürülmesi planlanmaktadır.

Köprü enkesiti, boykesiti ve detaylandırmalarına ait genel görünüşler Şekil 10 ve Şekil 11'de verilmektedir.



Şekil 9. Elastomer mesnet yerleşimi



2.1.2. Malzeme Verileri

2.1.2.1. Betonarme Beton Sınıfı

Köprü temelleri, ayakları, başlık kirişi ve tabliye inşasında kullanılan ve de tasarım hesaplarında ele alınan C30 beton sınıfına ait malzeme özellikleri;

Birim ağırlık, w_c : 25 kN/m³

Karakteristik beton basınç dayanımı, f'_c : 30 MPa

Elastisite modülü, E_c : 29303.16 MPa

2.1.2.2. Öngermeli Kiriş Beton Sınıfı

Öngermeli kiriş imalatları ve tasarım hesaplarında kullanılan C45 beton sınıfına ait servis durumu ve aktarma anındaki malzeme özellikleri Bölüm 2.1.2.2.1 ve Bölüm 2.1.2.2.2' de verilmektedir.

2.1.2.2.1. Servis Durumunda

Birim ağırlık, w_c : 25 kN/m³

Karakteristik beton basınç dayanımı, f'_c : 45 MPa

a) Efektif öngerme kuvveti ve kalıcı ölü yükler altında beton basınç emniyet gerilmesi, $0.4f'_c$: 18 MPa (AASHTO 9.15.2.2)

b) Hareketli yükler ve efektif öngerme kuvveti ile kalıcı ölü yüklerin toplamalarının yarısı altında beton basınç emniyet gerilmesi, $0.4f'_c$: 18 MPa (AASHTO 9.15.2.2)

c) 1. ve 2. durumların dışında kalan tüm durumlar için beton basınç emniyet gerilmesi, $0.6f'_c$: 27 MPa (AASHTO 9.15.2.2)

Çekme emniyet gerilmesi (donatısız), $0.25\sqrt{f'_c}$: 1.677 MPa (AASHTO 9.15.2.2)

Çekme emniyet gerilmesi (donatılı), $0.50\sqrt{f'_c}$: 3.354 MPa (AASHTO 9.15.2.2)

Elastisite modülü (E_c), $(w_c1.5) \times 0.0428 \times (f'_c0.5)$: 35889 MPa (AASHTO 8.7.1)

2.1.2.2.2. Aktarma Anında

Karakteristik beton basınç dayanımı, f'_c : 33.75 MPa

Beton basınç emniyet gerilmesi, 20.25 MPa

Çekme emniyet gerilmesi (donatısız), $0.25\sqrt{f'_c}$: 1.452 MPa (AASHTO 9.15.2.1)

Çekme emniyet gerilmesi (donatılı), $0.62\sqrt{f'_c}$: 3.602 MPa (AASHTO 9.15.2.1)

Elastisite modülü (E_c), $(w_c1.5) \times 0.0428 \times (f'_c0.5)$: 31081 MPa (AASHTO 8.7.1)

2.1.2.3. Betonarme Çeliği

Betonarme çeliği sınıfı, S420

Çelik çekme emniyet gerilmesi, f_s : 168 MPa

Karakteristik çelik akma dayanımı, f_y : 420 MPa

Elastisite modülü, E_s : 200000 MPa (AASHTO 8.7.2)

2.1.2.4. Öngerme Çeliği

Öngerme çeliği sınıfı, 0.6

Karakteristik çelik kopma dayanımı, f_s' : 1862 MPa

Öngerme uygulama oranı, 0.75 (AASHTO 9.15.1)

Hesaplarda kullanılacak çelik dayanımı, 1397 MPa

Kablo kesit alanı, 140 mm²

Müsaade edilen ilk öngerme kuvveti, P_1 : 195.5 kN

Elastisite modülü, E_s : 193000 MPa

Öngerme kablosu tip faktörü, 0.28 (AASHTO 9.1.2)

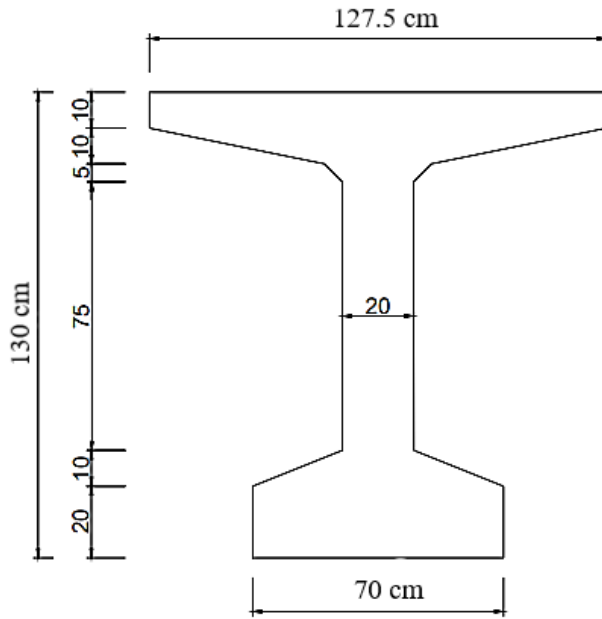
2.2. Üst Yapı (Öngermeli Kiriş) Tasarım Hesapları

Öngermeli kirişlerin boyutlandırılıp köprü üstyapı hesaplarının yapılabilmesi için öncelikli olarak projelendirilecek kirişin enkesit alanı, ağırlık merkezi, atalet ve mukavemet momentleri gibi bazı kesit özelliklerinin hesaplanması gerekmektedir. Köprü üstyapısını meydana getiren öngermeli prefabrik kirişler ve köprü tabliyesi köprüye etkiyen yükleri yükleme aşamalarına göre öngermeli kirişler tek başına veya köprü tabliyesi ile birlikte taşımaktadır. Bu durumda öngermeli kirişin yalnızca çalıştığı kesite prefabrik kesit, tabliye ile beraber çalıştığı kesite ise kompozit kesit adı verilmektedir.

2.2.1. Kiriş Geometrik Özellikleri

2.2.1.1. Öngermeli Kiriş Kesit Özellikleri

Köprü yapımında kullanılan öngermeli prekast köprü kirişleri tabliye boyunca uzanıp I profillere sahiptirler. Köprü genişliği 18 metre olup kirişler arasındaki mesafe akslar arası 1.30 metredir. Bu durumda karayolu köprüsünde kullanılacak kiriş sayısı $18 / 1.30 = 13.84 \sim 13$ adet olarak seçilmiştir. Prefabrik kirişe ait enkesit detayları Şekil 12’de, geometrik özellikler Tablo 9’da gösterilmiştir.



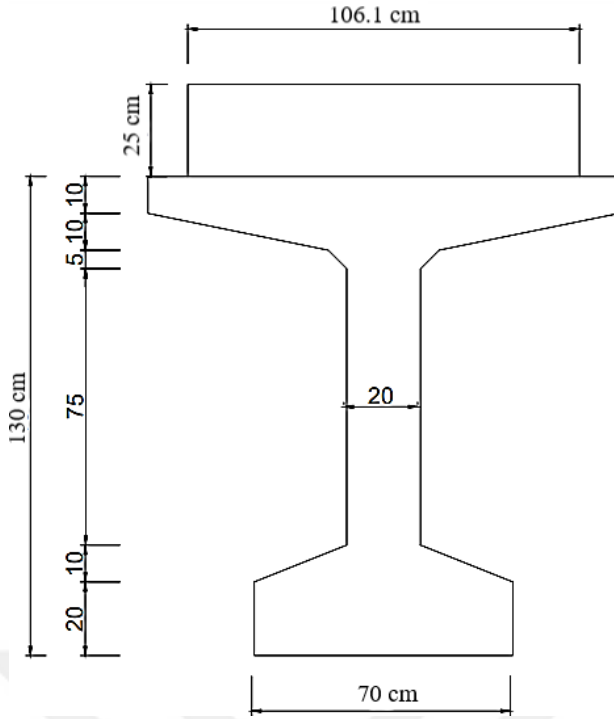
Şekil 12. Prekast kiriş enkesit detayı

Tablo 9. Prekast kiriş geometrik özellikleri

Kiriş Tipi	En Kesit Alanı	Tarafsız Eksen		Atalet Momenti		Mukavemet Momenti	
	(cm ²)	(cm)		(cm ⁴)		(cm ³)	
	A	y _{alt}	y _{üst}	I _{xb}	I _{yb}	W _b	W _t
Prefabrik	0.5538	0.7048	0.5952	0.12470	0.03018	0.17692	0.20951

2.2.1.2. Kompozit Kiriş Kesit Özellikleri

Kompozit kirişin etkili tabla genişliği; kiriş aks aralığı ile döşeme betonu ve öngermeli kiriş betonunun elastisite modülleri arasındaki oranın çarpılması ile hesaplanır. Bu durumda etkili tabla genişliği 1.061 m olarak hesaplanmıştır. Kompozit kiriş ait enkesit detayları Şekil 13'te, geometrik özellikler Tablo 10'da gösterilmiştir.



Şekil 13. Kompozit kiriş enkesit detayı

Tablo 10. Kompozit kiriş geometrik özellikleri

Kiriş Tipi	En Kesit Alanı	Tarafsız Eksen		Atalet Momenti		Mukavemet Momenti	
	(cm ²)	(cm)		(cm ⁴)		(cm ³)	
	A	y _{alt}	y _{üst}	I _{xc}	I _{yc}	W _{cb}	W _{ct}
Kompozit	0.8190	0.9380	0.6120	0.21909	0.05505	0.23356	0.60527

2.2.2. Yük Analizi

Köprü üstyapısına etkiyen yükler sabit yükler ve hareketli yükler olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Üst yapı tasarım analizlerinde yapı sistemini meydana getiren elemanların öz ağırlıkları sabit yükler sınıfında, yapının üzerinden geçtiği kabul edilen taşıt yükleri ve yaya yükleri hareketli yükler sınıfında değerlendirilmiştir.

2.2.2.1. Sabit Yükler

Kiriş zati ağırlığı	: $0.55375 \times 25 = 13.844$ kN/m
Tabliye zati ağırlığı	: $18 \times 0.25 \times 25 / 13 = 8.654$ kN/m
Kaplama zati ağırlığı	: $0.06 \times 12 \times 23 / 13 = 1.274$ kN/m
Bordür zati ağırlığı	: $6 \times 0.25 \times 25 / 13 = 2.885$ kN/m
Korkuluk zati ağırlığı	: $2 \times 1.5 / 13 = 0.231$ kN/m

2.2.2.2. Yaya Yüğü

Yaya Yüğü : $6 \times 3 / 13 = 1.385 \text{ kN/m}$

2.2.2.3. Hareketli Yüğüler

2.2.2.3.1. Standart Kamyon Yüğü

Standart kamyon yüğü sınıfı olarak bu çalışmada H30S24 kamyon yüğü alınmıştır. Eşitlik 4'te verilen bağıntı ile titreşim faktörü 1.217, Eşitlik 1'de verilen bağıntı ile de tekerlek yüğü enine dağılım katsayısı ise 0.77 olarak hesaplanmıştır.

Kamyon ağırlığı, W: 300 kN

Tek ön teker yüğü (P1): $30 \times 1.217 \times 0.77 = 28.11 \text{ kN}$

Tek arka teker yüğü (P2): $120 \times 1.217 \times 0.77 = 112.44 \text{ kN}$

2.2.2.3.2. Eş Değer Şerit Yükleme

Standart kamyon yüğüne eşdeğer şerit yükleme eğilme ve kesme hesapları için Şekil 4'te gösterilmiştir. Enine dağılım katsayısı ile titreşim faktörü katsayısı etkiltilerek öngermeli kirişin şerit genişliğince eşdeğer şerit yüklemeinden alacağı yüklerin hesabı aşağıda yapılmıştır.

Kesme etkisi için tekil yüğü: $(195 \times \text{enine dağı. kat.}) \times \text{tit. kat.} = 182.73 \text{ kN}$

Eğilme etkisi için tekil yüğü: $(135 \times \text{enine dağı. kat.}) \times \text{tit. kat.} = 126.51 \text{ kN}$

Yayılı yüğü: $15 \times \text{tit. kat.} / \text{şerit gen.} = 6.09 \text{ kN/m}$

2.2.3. Kesit Tesirlerinin Hesaplanması

Köprü üstyapısına etkiyen zati yüklerin ve hareketli yüklerin meydana getirdiğı kesit tesirleri Tablo 11 ve Tablo 12'de verilmiştir.

Tablo 11. Sabit yüklerin oluşturduğu moment tesirleri

x (metre)	Mesnetten Mesafe (x)						
	0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.00	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
Yüğü Değerleri							
M1 (kNm)	0.00	140.68	637.93	1134.10	1488.51	1701.15	1772.03
M2 (kNm)	0.00	87.95	398.78	708.94	930.48	1063.40	1107.71
M3 (kNm)	0.00	58.64	265.88	472.68	620.39	709.02	738.56

Tablo 11’de M1 kiriş zati ağırlığından, M2 tabliye ağırlığından, M3 ise ilave yüklerden (kaplama, bordür, korkuluk ve yaya yükleri) meydana gelen moment tesirlerini temsil etmektedir.

Tablo 12. Hareketli yüklerin oluşturduğu moment tesirleri

x (metre)	Mesnetten Mesafe (x)						
	0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.00	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
Yük Değerleri							
M _k (kNm)	0.00	134.93	631.58	1115.97	1453.16	1643.46	1724.82
M _s (kNm)	0.00	103.00	483.04	903.72	1262.04	1558.00	1791.16
M4 (kNm)	0.00	134.93	631.58	115.97	1453.16	1643.46	1791.16

Tablo 12’de M_k; standart kamyon yükünden, M_s; şerit yükünden, M4; Maksimum (M_h, M_s) ise hesaplarda kullanılacak hareketli yüklerden meydana gelen moment tesirlerini temsil etmektedir.

Mesnet yüzünden H/2 uzaklıkta sabit ve hareketli yüklerden meydana gelen kesme kuvvetleri ise Tablo 13’te gösterilmiştir.

Tablo 13. Sabit ve hareketli yüklerden oluşan kesme kuvvetleri

V1 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	Vk (kN)	Vs (kN)	V4 (kN)
212.51	132.84	88.57	225.45	156.74	225.45

2.2.4. Öngerme Kablo Sayısının Belirlenmesi

Bölüm 1.2.2.3’ te verilen eşitlik hesaplarına göre;

Tüm kayıplardan sonra kiriş alt lifinde gerekli öngerme gerilmesi (σ_b):

$$\frac{2879.74}{0.17692} + \frac{2529.72}{0.23356} + \sigma_b = 3.354 \text{ Mpa ise } \sigma_b = 23754.2 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

Kiriş açıklık ortası alt kenarında kayıplardan sonra öngerme kablolarınca alınacak kuvvet (P_s):

$$-23.7542 = - \frac{P_s}{0.5538} - \frac{0.5773 \times P_s}{0.17692} \text{ ise } P_s = 4.686 \text{ Mpa veya } 4686 \text{ kN/mm}^2 \text{ olarak}$$

hesaplanmıştır.

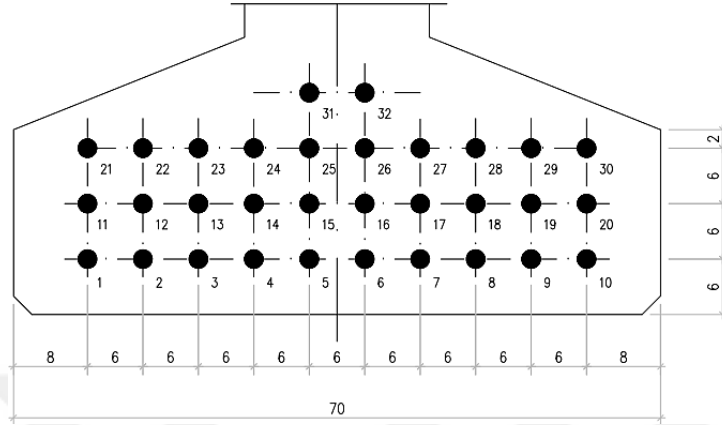
Öngerme aşamasında bir kablo için müsaade edilen öngerme kuvveti (P_1) öngerme uygulama oranının kablo kesit alanıyla çarpılması sonucunda

$$(0.75 \times 1862 \times 140) 195.51 \text{ kN olarak elde edilir.}$$

P₁: 195.51 kN olarak belirlenmiştir. Eşitlik 7 yardımı ile;

$$\text{Kablo Sayısı} = 4686 / (195.51 \times (1 - 0.2284))$$

Kablo Sayısı = 31.063 ise bu durumda gerekli öngerme kablosu sayısı (N) 32 adet olarak belirlenmiştir.



Şekil 14. Mesnet ekseninde öngerme kabloları düzeni

Şekil 14'te mesnet ekseninde öngerme kablolarının yerleşimi gösterilmiştir. Bu yerleşimde öngerme kabloları merkezinin kiriş alt kenarından mesafesi;

$$x = (10 \times 6 + 10 \times 12 + 10 \times 18 + 2 \times 20) / 32 = 12.75 \text{ cm'dir.}$$

Kablo ekzantristesi Eşitlik 66 yardımı ile bulunur.

$$e = y_{alt}' - x$$

(Eşitlik 66)

Bu durumda e_p: 0.5773 m, e_c: 0.8105 m olarak hesaplanır.

2.2.5. Öngerme Kayıplarının Hesaplanması

Bölüm 1.2.2.4'te belirtilen şekilde öngerme kayıpları hesaplanacaktır.

2.2.5.1. Rötreden Meydana Gelen Öngerme Kayıpları

Eşitlik 9 yardımı ile rötreden kaynaklı öngerme kayıpları hesaplanmıştır. Bu durumda rötire kaybı;

$$SH = 177 - (1.03 \times 75) = 39.75$$

$$\% \text{ Kayıp} = SH / \text{Hesapta kullanılacak çelik dayanımı}$$

$$\% \text{ Kayıp: } 39750 / 1397 = 2.846\% \text{ olarak elde edilir.}$$

2.2.5.2. Elastik Kısalmadan Meydana Gelen Öngerme Kayıpları

Elastik kısalmadan meydana gelen öngerme kayıplarının hesaplanması Eşitlik 10, 11 ve 12’de gösterilmiştir. Bu durumda elastik kısılma kaybı;

$$P_a: 0.69 \times 32 \times 0.00014 \times 1862000 = 5755.81 \text{ kN ise;}$$

$$f_{cir} = (5755.81 / 0.5538) + (5755.81 \times 0.57732 / 0.1247) - (1772.03 \times 0.5773 / 0.1247) \text{ ise } f_{cir} = 17572.74 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak bulunmuştur.}$$

$$ES: (193000000 / 31080691.35) \times 17572.74 \text{ ise } ES: 109120.44 \text{ kN/m}^2 \text{’dir.}$$

$$\% \text{ Kayıp} = ES / \text{Hesapta kullanılacak çelik dayanımı}$$

$$\% \text{ Kayıp: } 109120.44 / 1397 = 7.811\% \text{ olarak elde edilir.}$$

2.2.5.3. Sünmeden Meydana Gelen Öngerme Kayıpları

Sünmeden meydana gelen öngerme kayıplarının hesaplanmasına Eşitlik 13 ve 14’te yer verilmiştir. Bu durumda sünme kaybı;

$$f_{cds} = (1107.71 \times 0.5773) / 0.1247 + (738.56 \times 0.8105) / 0.2191 \text{ ise } f_{cds} = 7860.25 \text{ kN/m}^2 \text{’dir.}$$

$$CR_c = (12 \times 17572.74) - (7 \times 7860.25) \text{ ise } CR_c = 155851.13 \text{ kN/m}^2 \text{’dir.}$$

$$\% \text{ Kayıp} = CR_c / \text{Hesapta kullanılacak çelik dayanımı}$$

$$\% \text{ Kayıp: } 155851.13 / 1397 = 11.56\% \text{ olarak elde edilir.}$$

2.2.5.4. Öngerme Donatısının Gevşemesinden Meydana Gelen Öngerme Kayıpları

Öngerme donatısının gevşemesinden dolayı meydana gelen öngerme kaybı Eşitlik 15’te gösterilmiştir. Bu durumda;

$$CR_s = 34000 - 0.1 \times 109120.44 - 0.05(39750 + 155851.13) \text{ ise } CR_s = 13307.9 \text{’dur.}$$

$$\% \text{ Kayıp} = CR_s / \text{Hesapta kullanılacak çelik dayanımı}$$

$$\% \text{ Kayıp: } 13307.9 / 1397 = 0.953\% \text{ olarak elde edilir.}$$

2.2.5.5. Toplam Öngerme Kaybı

Yukarıda verilen bütün kayıplar meydana geldiğinde toplam kayıp (f_s) 22.84 % olarak bulunmuştur.

2.2.6. Gerilme Kontrolleri ve Öngerme Kablolarının Kılıflanması

Öngermeli kirişlerde betona öngerme kuvveti aktarıldıktan sonra başlangıç öngerme kuvveti ve kayıplardan sonra gerçekleşecek efektif öngerme kuvvetleri

bulunduktan sonra mesnet eksenini ve açıklık ortasındaki gerilmeler hesap edilip öngerme kablolarının kılıflanmasına karar verilecektir. Eşitlik 16 yardımıyla başlangıç öngerme kuvveti, Eşitlik 17 yardımıyla da kayıplardan sonra gerçekleşecek efektif öngerme kuvvetleri bulunmuştur.

$$P_i = 32 \times 195.51 \times 0.922 = 5767.64 \text{ kN}$$

$$P_e = 32 \times 195.51 \times 0.772 = 4827.38 \text{ kN}$$

2.2.6.1. Öngerme Kablolarının Yerleşimi

Öngermeli prefabrik kirişe konulacak olan 32 adet öngerme kablolarının yerleşim düzeni ve diğer parametreleri Tablo 14'te verilmiştir.

Tablo 14. Öngerme kablolarının yerleşimi

Kablo Sıra No	Kiriş Tabanından Olan Mesafe	Mesnetten Mesafesi (m)						
		0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
		0	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
Kablo Adetleri								
1	0.06	10	10	10	10	10	10	10
2	0.12	10	10	10	10	10	10	10
3	0.18	10	10	10	10	10	10	10
4	0.24	2	2	2	2	2	2	2
5	0.30	0	0	0	0	0	0	0
6	0.36	0	0	0	0	0	0	0
		32	32	32	32	32	32	32
		0.128	0.128	0.128	0.128	0.128	0.128	0.128
		0.577	0.577	0.577	0.577	0.577	0.577	0.577
		0.811	0.811	0.811	0.811	0.811	0.811	0.811
		5767.64	5767.64	5767.64	5767.64	5767.64	5767.64	5767.64
		4827.38	4827.38	4827.38	4827.38	4827.38	4827.38	4827.38

2.2.6.2. Mesnet Ekseninde Oluşan Gerilmeler

Kiriş alt ve üst lifinde mesnet ekseninde meydana gelen gerilmeler sırasıyla Eşitlik 67 ve Eşitlik 68'de verilmektedir.

$$\sigma_{alt} = (P_i / A_p) + (P_i \times e_p / W_b) - (M1 / W_b) \quad (\text{Eşitlik 67})$$

$$\sigma_{üst} = (P_i / A_p) - (P_i \times e_p / W_t) + (M1 / W_t) \quad (\text{Eşitlik 68})$$

Bu durumda;

$$\sigma_{alt} = (5767.64 / 0.5538) + (5767.33 \times 0.5773 / 0.17692) - (0 / 0.17692)$$

$$\sigma_{alt} = 29233.79 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{üst} = (5767.64 / 0.5538) - (5767.33 \times 0.5773 / 0.20951) + (0 / 0.20951)$$

$$\sigma_{üst} = -5477.08 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

2.2.6.3. Açıklık Ortasında Oluşan Gerilmeler

Kiriş alt ve üst lifinde açıklık ortasında meydana gelen gerilmeler aşağıdaki bağıntılarda verilmektedir.

$$\sigma_{alt} = (5767.64 / 0.5538) + (5767.33 \times 0.5773 / 0.17692) - (1772.03 / 0.17692)$$

$$\sigma_{alt} = 19217.79 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{üst} = (5767.64 / 0.5538) - (5767.33 \times 0.5773 / 0.20951) + (1772.03 / 0.20951)$$

$$\sigma_{üst} = 2980.89 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

2.2.6.4. Öngerme Kablolarının Kılıflanması

Öngerme anındaki mesnet ekseninde ve açıklık ortasında kiriş alt ve üst lifinde oluşan beton gerilmeleri kontrol edilerek kılıflanmaya karar verilecektir.

a) Mesnet Eksenindeki Gerilmeler:

Kiriş alt lifinde;

$\sigma_{alt} = 29233.79 \text{ kN/m}^2 > 20250 \text{ kN/m}^2$ olduğu için kılıflanma yapılması gerekmektedir.

Kiriş üst lifinde;

$\sigma_{üst} = -5477.08 \text{ kN/m}^2 > -3602 \text{ kN/m}^2$ olduğu için kılıflanma yapılması gerekmektedir.

b) Açıklık Ortasındaki Gerilmeler:

Kiriş alt lifinde;

$\sigma_{alt} = 19217.79 \text{ kN/m}^2 < 20250 \text{ kN/m}^2$ olduğu için kılıflanma yapılmasına ihtiyaç duyulmamaktadır.

Kiriş üst lifinde;

$\sigma_{üst} = 2980.89 \text{ kN/m}^2 > -3602 \text{ kN/m}^2$ olduğu için kılıflanma yapılmasına ihtiyaç duyulmamaktadır.

2.2.6.5. Kılıflanacak Kablo Sayısının Belirlenmesi

Kılıflanacak öngermeli kablo sayısının tespiti, öngerme esnasında mesnet ekseninde kiriş üst kenarında meydana gelen gerilmeler dikkate alınarak yapılmıştır. Eşitlik 69’da verilen denklem ile kılıflanacak kablo sayısı tespit edilmektedir.

$$\text{Kılıflanacak kablo sayısı: } (\sigma_t - \sigma_i) \times \text{kablo sayısı} / \sigma_i \quad (\text{Eşitlik 69})$$

Bu eşitlikte:

σ_i : Öngerme anında müsaade edilen beton gerilmesini,

σ_t : Öngerme kuvvetinden dolayı mesnet ekseninde meydana gelen beton gerilmesini temsil etmektedir.

$$\text{Kılıflanacak kablo sayısı: } (29233.79 - 20250) \times 32 / 20250$$

Kılıflanacak kablo sayısı: 14.19 değerini alır. Bu da 14 adet kablo kılıflanmasının yeteri miktarda olacağını göstermiştir.

2.2.6.6. Kılıflanma Boyunun Belirlenmesi

Mesnetleme ekseninden d mesafede 32 adet öngerme kablosunun meydana getirdiği beton basınç gerilmesi % 0.07811’ lik elastik kısalma kaybı dikkate alınarak hesaplama yapılacaktır. Halat kılıflanma boyu hesabı, öngerme esnasında mesnetten d mesafede kiriş alt lifindeki gerilmeler göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Eşitlik 70 ve Eşitlik 71’de bu koşullar verilmiştir. Öngerme aşamasında kiriş alt lifinde müsaade edilen beton basınç gerilmesi -20.25 MPa’dır.

$$\sigma = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \times e}{W_b} \quad (\text{Eşitlik 70})$$

$$\frac{M_1(d)}{W_{alt}} + \sigma \geq -22.50 \text{ MPa} \quad (\text{Eşitlik 71})$$

Bu eşitlikler çözümlendiğinde $\sigma = 29.235 \text{ MPa}$, $M_1(d) = 1590 \text{ kNm}$ olarak hesaplanır. Halat kılıflanma boyu (d) ise Eşitlik 72’de gösterilmiştir.

$$M_1(d) = (g_1 \times (L - d) \times d) / 2 \quad (\text{Eşitlik 72})$$

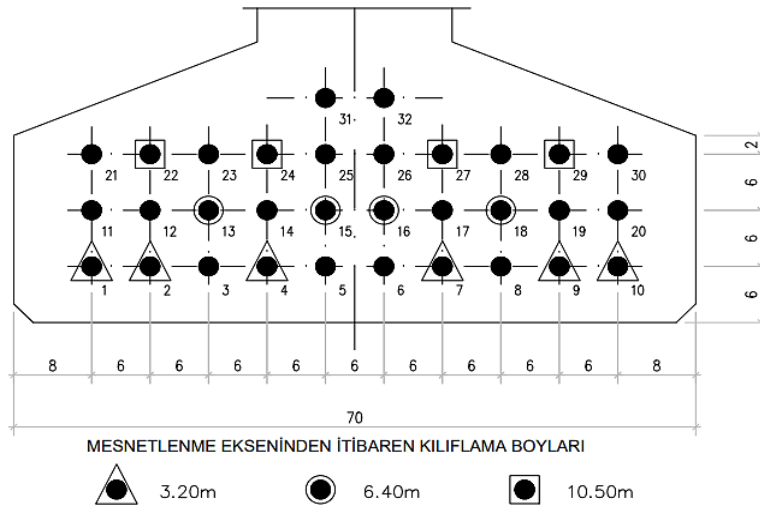
Halat kılıflama boyu $1590 = (13.844 \times (32 - d) \times d) / 2$ denkleminin çözümünden $d = 10.872$ m olarak bulunur.

2.2.6.7. Kılıflanmadan Sonra Öngerme Kablolarının Yerleşimi

Öngermeli prefabrik kirişe konulacak olan 32 adet öngerme kablolarının kılıflanmalarından sonra oluşan yeni yerleşim düzeni ve diğer parametreleri Tablo 15'te verilmiştir. Ayrıca Şekil 15'te ise mesnetleme ekseninden itibaren kılıflama boyları gösterilmiştir.

Tablo 15. Kılıflamadan sonra öngerme kablolarının yerleşimi

Kablo Sıra No	Kiriş Tabanından Olan Mesafe	Mesnetten Mesafesi (m)						
		0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
		0	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
Kablo Adetleri								
1	0.06	4	6	6	10	10	10	10
2	0.12	6	6	6	6	10	10	10
3	0.18	6	6	6	6	6	10	10
4	0.24	2	2	2	2	2	2	2
5	0.30	0	0	0	0	0	0	0
6	0.36	0	0	0	0	0	0	0
Toplam Kablo Adedi		18	20	20	24	28	32	32
Tabana Ortalama Mesafe		0.140	0.132	0.132	0.120	0.120	0.128	0.128
e_p (m)		0.565	0.573	0.573	0.585	0.585	0.577	0.577
e_c (m)		0.798	0.806	0.806	0.818	0.818	0.811	0.811
P_i (kN)		3244.68	3604.77	3604.77	4325.72	5046.68	5767.64	5767.64
P_e (kN)		2716.81	3017.11	3017.11	3620.53	4223.95	4827.38	4827.38



Şekil 15. Mesnetleme ekseninden itibaren kılıflama boyları

2.2.7. Kesit Gerilmelerinin Kontrolü

Kesit gerilmelerinin tahkiki kirişin yükleme aşamalarına göre dört aşamada gerçekleştirilmiştir. İlgili eşitliklerde gösterilen koşullar Bölüm 1.2.2.6’da belirtilmiştir.

2.2.7.1. Öngermeli Kirişte Kılıflamadan Önce Oluşan Kesit Gerilmelerinin Kontrolü

Öngermeli kirişin 4 yükleme durumuna göre kılıflama yapılmadan önce prekast kesitte meydana gelen gerilme tahkikleri Tablo 16’da verilmiştir.

Tablo 16. Öngermeli kirişte oluşan kesit gerilmeleri

Öngermeli Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri							
x (metre) =	0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.00	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
Yük Değerleri							
M1 (kNm)	0	140.68	637.93	1134.10	1488.51	1701.15	1772.03
M2 (kNm)	0	87.95	398.78	708.94	930.48	1063.40	1107.71
M3 (kNm)	0	58.64	265.88	472.68	620.39	709.02	738.56
M4 (kNm)	0	134.93	631.58	115.97	1453.16	1643.46	1791.16
Yükleme Durumu - 1							
P_i / A_p	10414.66	10414.66	10414.66	10414.66	10414.66	10414.66	10414.66
Alt Lifte < 20250 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_b$	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36
$M1 / W_b$	0.00	795.16	3605.75	6410.24	8413.46	9615.36	10016.00
$\Sigma \sigma$	29225.02	28429.86	25619.26	22814.78	20811.56	19609.66	19209.02
Üst Lifte > -3602 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_t$	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34
$M1 / W_t$	0.00	671.47	3044.87	5413.11	7104.72	8119.66	8457.97
$\Sigma \sigma$	-5469.68	-4798.21	-2424.81	-56.57	1635.04	2649.98	2988.29

Tablo 16. (Devamı)

Öngermeli Kirişte Oluşan Gerilme Değerleri							
x (metre) =	0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.00	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
Yükleme Durumu - 2							
Alt Lifte < 18000 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_b$	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36
$M1 + M2 / W_b$	0.00	1292.28	5859.77	10417.36	13672.79	15625.99	16277.07
$\Sigma\sigma$	29225.02	27932.74	23365.25	18807.66	15552.23	13599.03	12947.94
Üst Lifte > -3354.1 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_t$	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34
$M1 + M2 / W_t$	0.00	1091.26	4948.26	8796.91	11545.94	13195.31	13745.12
$\Sigma\sigma$	-5469.68	-4378.42	-521.42	3327.23	6076.26	7725.63	8275.44
Yükleme Durumu - 3							
Alt Lifte < 18000 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_b$	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36	18810.36
$M1 + M2 / W_b$	0.00	1292.28	5859.77	10417.36	13672.79	15625.99	16277.07
$M3 / W_{cb}$	0.00	251.07	1138.38	2023.81	2656.23	3035.71	3162.19
$\Sigma\sigma$	29225.02	27681.67	22226.87	16783.85	12895.99	10563.32	9785.76
Üst Lifte > -3354.1 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_t$	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34	15884.34
$M1 + M2 / W_t$	0.00	1091.26	4948.26	8796.91	11545.94	13195.31	13745.12
$M3 / W_{ct}$	0.00	96.88	439.28	780.94	1024.98	1171.41	1220.22
$\Sigma\sigma$	-5469.68	-4281.54	-82.14	4108.17	7101.24	8897.05	9495.66
Yükleme Durumu - 4							
Alt Lifte < 18000 kN/m ²							
P_e / A_p	8716.83	8716.83	8716.83	8716.83	8716.83	8716.83	8716.83
$P_e \times e_p / W_b$	15743.83	15743.83	15743.83	15743.83	15743.83	15743.83	15743.83
$M1 + M2 / W_b$	0.00	1292.28	5859.77	10417.36	13672.79	15625.99	16277.07
$M3 + M4 / W_{cb}$	0.00	828.78	3842.52	2520.34	8878.02	10072.27	10831.14
$\Sigma\sigma$	24460.66	22339.60	14758.37	11522.96	1909.85	-1237.60	-2647.55
Üst Lifte > -3354.1 kN/m ²							
$P_e \times e_p / W_t$	13294.82	13294.82	13294.82	13294.82	13294.82	13294.82	13294.82
$M1 + M2 / W_t$	0.00	1091.26	4948.26	8796.91	11545.94	13195.31	13745.12
$M3 + M4 / W_{ct}$	0.00	319.81	1482.74	972.54	3425.83	3886.66	4179.49
$\Sigma\sigma$	-4577.99	-3166.93	1853.01	5191.45	10393.77	12503.98	13346.62

Tablo 16’da kırmızı değerlerden de anlaşılacağı üzere kılıflanmadan önce prekast kirişte tüm yükleme durumlarında beton basınç gerilmeleri mesnet ekseninden kiriş orta noktasına kadar yer alan bölgelerin kısmında emniyet gerilmelerinden daha büyük çıkmaktadır. Kiriş son durumdaki gerilmeler bakımından emniyette değildir.

2.2.7.2. Kılıflanmadan Sonra Oluşan Kesit Gerilmelerinin Kontrolü

Öngermeli kirişin 4 yükleme durumuna göre kılıflama yapıldıktan sonra prekast kesitte meydana gelen gerilme tahkikleri Tablo 17’de verilmiştir.

Tablo 17. Öngermeli kirişte kılıflanmadan sonra oluşan kesit gerilmeleri

Öngermeli Kirişte Kılıflanmadan Sonra Oluşan Gerilme Değerleri							
x (metre) =	0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.00	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
Yük Değerleri							
M1 (kNm)	0	140.68	637.93	1134.10	1488.51	1701.15	1772.03
M2 (kNm)	0	87.95	398.78	708.94	930.48	1063.40	1107.71
M3 (kNm)	0	58.64	265.88	472.68	620.39	709.02	738.56
M4 (kNm)	0	134.93	631.58	115.97	1453.16	1643.46	1791.16
Yükleme Durumu - 1							
Alt Lifte < 20250 kN/m ²							
P_i / A_p	5858.94	6509.15	6509.15	7810.98	9112.82	10414.66	10414.66
$P_i \times e_p / W_b$	10362.00	11674.96	11674.96	14303.34	16687.25	18810.36	18810.36
$M1 / W_b$	0.00	795.16	3605.75	6410.24	8413.46	9615.36	10016.00
$\Sigma\sigma$	16220.93	17388.95	14578.36	15704.07	17386.60	19609.66	19209.02
Yükleme Durumu - 1							
Üst Lifte > -3602 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_t$	8750.15	9858.88	9858.88	12078.40	14091.49	15884.34	15884.34
$M1 / W_t$	0.00	671.47	3044.87	5413.11	7104.72	8119.66	8457.97
$\Sigma\sigma$	-2891.21	-2678.25	-304.85	1145.68	2126.05	2649.98	2988.29
Yükleme Durumu - 2							
Alt Lifte < 18000 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_b$	10362.00	11674.96	11674.96	14303.34	16687.25	18810.36	18810.36
$M1 + M2 / W_b$	0.00	1292.28	5859.77	10417.36	13672.79	15625.99	16277.07
$\Sigma\sigma$	16220.93	16891.83	12324.34	11696.95	12127.28	13599.03	12947.94
Yükleme Durumu - 2							
Üst Lifte > -3354.1 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_t$	8750.15	9858.88	9858.88	12078.40	14091.49	15884.34	15884.34
$M1 + M2 / W_t$	0.00	1091.26	4948.26	8796.91	11545.94	13195.31	13745.12
$\Sigma\sigma$	-2891.21	-2258.46	1598.54	4529.48	6567.27	7725.63	8275.44
Yükleme Durumu - 3							
Alt Lifte < 18000 kN/m ²							

Tablo 17. (Devamı)

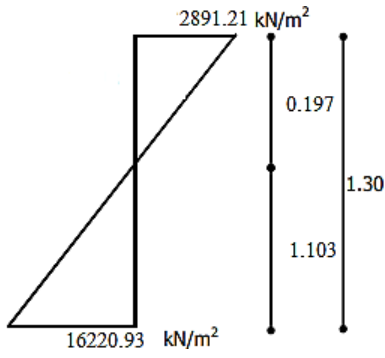
Öngermeli Kirişte Kılıflanmadan Sonra Oluşan Gerilme Değerleri							
x (metre) =	0L	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.00	0.65	3.20	6.40	9.60	12.80	16.00
$P_i \times e_p / W_b$	10362.00	11674.96	11674.96	14303.34	16687.25	18810.36	18810.36
$M1 + M2 / W_b$	0.00	1292.28	5859.77	10417.36	13672.79	15625.99	16277.07
$M3 / W_{cb}$	0.00	251.07	1138.38	2023.81	2656.23	3035.71	3162.19
$\Sigma\sigma$	16220.93	16640.76	11185.96	9673.15	9471.04	10563.32	9785.76
Üst Lifte > -3354.1 kN/m ²							
$P_i \times e_p / W_t$	8750.15	9858.88	9858.88	12078.40	14091.49	15884.34	15884.34
$M1 + M2 / W_t$	0.00	1091.26	4948.26	8796.91	11545.94	13195.31	13745.12
$M3 / W_{ct}$	0.00	96.88	439.28	780.94	1024.98	1171.41	1220.22
$\Sigma\sigma$	-2891.21	-2161.58	2037.81	5310.42	7592.25	8897.05	9495.66
Yükleme Durumu - 4							
Alt Lifte < 18000 kN/m ²							
P_e / A_p	4905.76	5448.01	5448.01	6537.62	7627.22	8716.82	8716.82
$P_e \times e_p / W_b$	8676.22	9771.67	9771.67	11971.58	13966.84	15743.82	15743.82
$M1 + M2 / W_b$	0.00	1292.28	5859.77	10417.36	13672.79	15625.99	16277.07
$M3 + M4 / W_{cb}$	0.00	828.78	3842.52	2520.34	8878.02	10072.27	10831.14
$\Sigma\sigma$	13581.98	13098.63	5517.39	5571.49	-956.75	-1237.62	-2647.57
Üst Lifte > -3354.1 kN/m ²							
$P_e \times e_p / W_t$	7326.61	8251.65	8251.65	10109.36	11794.25	13294.81	13294.81
$M1 + M2 / W_t$	0.00	1091.26	4948.26	8796.91	11545.94	13195.31	13745.12
$M3 + M4 / W_{ct}$	0.00	319.81	1482.74	972.54	3425.83	3886.66	4179.49
$\Sigma\sigma$	-2420.85	-1392.57	3627.36	6197.71	10804.74	12503.98	13346.62

Tablo 17’de yer alan değerlerden görüleceği üzere kılıflamadan sonra prekast kirişte tüm yüklenme durumlarında beton basınç gerilmeleri mesnet ekseninden kiriş orta noktasına kadar yer alan tüm bölgelerde emniyet gerilmelerinden daha küçük çıkmaktadır. Kiriş son durumdaki gerilmeler bakımından emniyetlidir.

2.2.7.3. Betonarme Donatısının Hesaplanması

Öngermeli kirişte kılıflamadan sonra kalan çekme gerilmeleri normal çelik ile karşılanacaktır.

a) Kiriş üst başlığına kullanılacak çekme donatısının hesaplanmasında çekme bloğu mesafesi (x), Şekil 16’da verilen kiriş üst başlığı çekme donatısı hesabına dair gerilme durumu ile hesaplanır.



Şekil 16. Kiriş üst başlığı çekme donatısı hesabına dair gerilme durumu

Böylelikle;

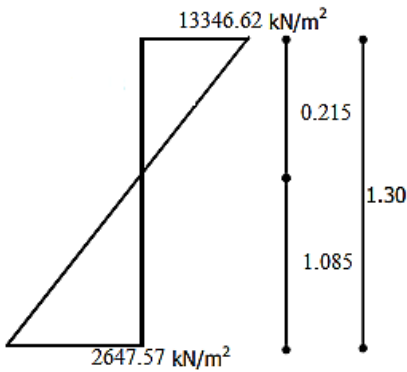
$$\frac{2891.21}{16220.93} = \frac{x}{130-x} \text{ denkleminde } x = 19.7 \text{ cm olarak bulunur.}$$

Gerekli donatı alanı ise Eşitlik 73'te verilmiştir.

$$A_s = T / f_s \quad (\text{Eşitlik 73})$$

Bu durumda, $A_s = 3700.65 / 168 = 22.03 \text{ cm}^2$ ise seçilen: 5Φ24 (22.62 cm²)'dir.

b) Kiriş alt başlığına kullanılacak çekme donatısının hesaplanmasında çekme bloğu mesafesi (x), Şekil 17'de verilen kiriş üst başlığı çekme donatısı hesabına dair gerilme durumu ile hesaplanır.



Şekil 17. Kiriş alt başlığı çekme donatısı hesabına dair gerilme durumu

Yapılan hesaplar sonucu $A_s = 3703.38 / 168 = 22.04 \text{ cm}^2$ ise Seçilen: 5Φ24 (22.62 cm²)

2.2.8. Eğilme Taşıma Gücü Kontrolü

Eğilme taşıma gücü kontrolü Bölüm 1.2.2.7'de belirtilen şekilde yapılacaktır.

2.2.8.1. Kompozit Kesit Taşıma Gücü Kontrolü

AASHTO 9.17.4.1'e göre sınır yük durumunda öngerme kablосundaki ortalama gerilme, f_{su}^* Eşitlik 74'te hesaplanır. Ayrıca öngerme çeliği alanının beton alanına oranı Eşitlik 75'te verilmiştir.

$$f_{su}^* = f_s' \times [1 - (g^* / \beta_1) \times (p^* \times f_s' / f_c')] \quad (\text{Eşitlik 74})$$

$$p^* = A_s^* / (b \times d) \quad (\text{Eşitlik 75})$$

Bu eşitliklerde:

A_s^* : Öngerme donatıları toplam alanını, 0.00448 m²

β_1 : Beton mukavemet faktörünü, 0.730

b: Etkili tabla genişliğini, 1.061 m

b': Prefabrike kiriş gövde kalınlığını, 20.00 cm

d: Faydalı yüksekliği, (Kesit yüksekliği – x) 1.4225m

f_s' : Öngerme çeliği kopma dayanımını, 1862000 kN/m²

g^* : Öngerme çeliği tip faktörünü, 0.28 (AASHTO 9.1.2)

f_c' : 28 günlük beton basınç dayanımını, 45000 kN/m²

p^* : Öngerme çeliği alanının beton alanına oranını, 0.00296

x: Öngerme kabloları merkezinin kiriş alt kenarına mesafesini, 12.75 cm ifade etmektedir.

Eşitlik sağlandığında; f_{su}^* : 1774527.06 kN/m² veya 1774.53 MPa olarak bulunur.

Dikdörtgen kesit hesabı için sağlanması gereken şart Eşitlik 76'da verilmiştir.

$$(A_s^* \times f_{su}^*) / (0.85 \times f_c' \times b) < t \quad (\text{Eşitlik 76})$$

Bu eşitlikte:

t: Tabla yüksekliğini, 42.5 cm ifade etmektedir. Böylelikle;

$$(44.8 \times 1774.53) / (0.85 \times 45 \times 106.1) = 19.59 \text{ cm} < 41.25 \text{ cm} \text{ şartını}$$

sağladığından dolayı kompozit kiriş kesitini dikdörtgen kesit gibi düşünebiliriz. Hesap AASHTO 9.17.2'ye göre yapılmıştır. Bu durumda dikdörtgen kesit için moment taşıma kapasitesi Eşitlik 77'de belirtilmiştir.

$$\Phi M_n = [A_s^* \times f_{su}^* \times d \times (1 - 0.60 \times (p^* \times f_{su}^*) / f_c')] \times \Phi \quad (\text{Eşitlik 77})$$

Bu eşitlikte:

Φ : taşıma kapasitesi azaltma katsayısı AASHTO 9.14'e göre öngermeli kirişler için 1.00'dır.

$$\Phi M_n = [44.8 \times 1774.53 \times 142.25 \times (1 - 0.60 \times (0.00296 \times 1774.53) / 45)] \times 1.00$$

$$\Phi M_n = 10156.72 \text{ kNm olarak hesaplanmıştır.}$$

Zati yükler ve hareketli yük birleşimlerinden oluşan faktörlü moment Eşitlik 78 ile ifade edilir.

$$M_u = 1.3 \times (M_{DL} + 1.67M_{LL}) \quad (\text{Eşitlik 78})$$

Bu eşitlikte:

M_{DL} : Kiriş zati ağırlığı, tabliye, enleme kirişi yüklerinden dolayı oluşan momentlerin toplamını,

M_{LL} : Araç yükünden dolayı açıklık ortasında oluşan momenti belirtmektedir.

$$M_{DL} = M_1 + M_2 + M_3 = 3618.30 \text{ kNm}, M_{LL} = M_4 = 1791.16 \text{ kNm}$$

$$M_u = 8592.39 \text{ kNm olarak elde edilir.}$$

Sonuç olarak moment taşıma kapasitesi, zati ve hareketli yüklerin birleşiminden oluşan faktörlü momentten büyük olmasından dolayı kesit yeterlidir.

$$10156.72 > 8706.55 \text{ (Kesit Yeterlidir).}$$

2.2.8.2. Prekast Kesit Taşıma Gücü Kontrolü

Eşitlik 74-78'de verilen bağıntılara göre tahkik yapılmıştır. Prekast kesit taşıma gücü tahkikatına göre parametereler;

$$A_s^*: \text{Öngerme donatıları toplam alanı, } 0.00448 \text{ m}^2$$

$$\beta_1: \text{Beton mukavemet faktörü, } 0.730$$

$$b: \text{Etkili tabla genişliği, } 1.275 \text{ m}$$

$$b': \text{Prefabrike kiriş gövde kalınlığı, } 20.00 \text{ cm}$$

$$d: \text{Faydalı yüksek, (Kesit yüksekliği - x) } 1.1725 \text{ m}$$

$$f_s': \text{Öngerme çeliği kopma dayanımı, } 1862000 \text{ kN/m}^2$$

$$g^*: \text{Öngerme çeliği tip faktörü, } 0.28 \text{ (AASHTO 9.1.2)}$$

$$f_c': \text{28 günlük beton basınç dayanımı, } 45000 \text{ kN/m}^2$$

$$p^*: \text{Öngerme çeliği alanının beton alanına oranı, } 0.003$$

$$t: \text{Tabla yüksekliği, } 17.5 \text{ cm}$$

$$x: \text{Öngerme kabloları merkezinin kiriş alt kenarına mesafesi, } 12.75 \text{ cm}$$

$$\Phi: \text{Taşıma kapasitesi azaltma katsayısı, } 1 \text{ olarak belirlenmiştir. Bu durumda;}$$

$$f_{su}^* = 1773344.99 \text{ kN/m}^2 = 1773.34 \text{ MPa'dır.}$$

Dikdörtgen kesit hesabı için sağlanması gereken şart;

$(44.8 \times 1773.34) / (0.85 \times 45 \times 127.5) = 16.29 \text{ cm} < 17.5 \text{ cm}$ şartını sağladığından dolayı kompozit kiriş kesitini dikdörtgen kesit gibi düşünebiliriz. Hesap AASHTO 9.17.2'ye göre yapılmıştır. Bu durumda dikdörtgen kesit için moment taşıma kapasitesi Eşitlik 77'de ifade edilmiştir.

$$\Phi M_n = [44.8 \times 1773.34 \times 117.25 \times (1 - 0.60 \times (0.003 \times 1773.34) / 45)] \times 1.00 \text{ ise}$$

$$\Phi M_n = 8654.25 \text{ kNm olarak hesaplanmıştır.}$$

Zati yükler ve hareketli yük birleşimlerinden oluşan faktörlü moment Eşitlik 78'te yerine konulursa;

$$M_{DL} = M_1 + M_2 = 2879.74 \text{ kNm, } M_{LL} = 0 \text{ kNm ise}$$

$$M_u = 3743.66 \text{ kNm'dir.}$$

Sonuç olarak moment taşıma kapasitesi, zati ve hareketli yüklerin birleşiminden oluşan faktörlü momentten büyük olmasından dolayı kesit yeterlidir.

$$8654.25 > 3743.66 \text{ (Kesit Yeterlidir).}$$

2.2.9. Öngerme Donatı Oranı Kontrolü

Öngermeli kirişlerde meydana gelebilecek çatlakları sınırlandırmak ve sünekliği sağlamak amacı ile minimum ve maksimum donatı oranları tahkiki yapılmıştır.

2.2.9.1. Maksimum Donatı Kontrolü

Eşitlik 26'da belirtilen bağıntı incelendiğinde,

Kompozit kesit için: $0.116 \leq 0.26$ şartını sağlamaktadır.

Prefabrik kesit için: $0.118 \leq 0.26$ şartını sağlamaktadır.

2.2.9.2. Minimum Donatı Kontrolü

Eşitlik 27 incelendiğinde kompozit kesit için,

$$M_{cr} = 0.23356 \times (4179.21 + 24460.66) - (2879.74) \times (0.23356 / 0.17692 - 1)$$

$$M_{cr} = 5767.19 \text{ kNm, } 1.2 M_{cr} = 6920.63 \text{ kNm}$$

$$10156.72 \text{ kNm} > 6920.63 \text{ kNm} \text{ koşul sağlanmıştır.}$$

Eşitlik 28 incelendiğinde prefabrik kesit için,

$$M_{cr} = 0.17692 \times (4179.21 + 24460.66)$$

$$M_{cr} = 5066.97 \text{ kNm, } 1.2 M_{cr} = 6080.36 \text{ kNm}$$

$$8654.25 \text{ kNm} > 6080.36 \text{ kNm} \text{ koşul sağlanmıştır.}$$

2.2.10. Kesme Hesapları

Öngermeli kirişte kesme hesapları mesnet ekseninden H/2 m kadar uzaklıkta incelenmiştir. Kesme kuvveti hesapları bu bölgede yapılacağından dolayı bu bölgede meydana gelen moment tesirleri ve kesme kuvvetleri Tablo 18 ve Tablo 19’da verilmiştir.

Tablo 18. Mesnet ekseninden H/2 m uzaklıkta meydana gelen kesme kuvvetleri

V1 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	V4 (kN)
212.51	132.84	88.57	225.45

Tablo 19. Mesnet ekseninden H/2 m uzaklıkta meydana gelen moment tesirleri

M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	M4 (kNm)
140.68	87.95	58.64	134.93

Faktörlü kesme kuvveti V_u : $1.3 (433.92 + 1.67 \times 225.45) = 1053.55$ kN olarak hesaplanmıştır.

Eşitlik 31’de belirtilen betonda moment ve kesme etkilerinin neticesinde, çatlamların meydana gelmesi halinde kesme kuvveti taşıma kapasitesi;

$$V_{ci} = (0.0498 \times \sqrt{f'_c} \times b' \times d + V_d) + (V_i \times M_{cr} / M_{max}) \text{ olarak ifade edilmiştir.}$$

Bu eşitlikte:

b' : Prefabrike kiriş gövde kalınlığı, 20 cm

d : Faydalı yükseklik, $1.55 - 0.132 = 1.418$ m

V_d : Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan kesme kuvveti, 433.92 kN

M_d : Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan moment, 287.27 kNm

V_u : Faktörlü ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan kesme kuvveti, 1053.55 kN

M_u : Faktörlü ölü yüklerden dolayı kesitte oluşan moment, 666.38 kNm

M_{max} : Kesitteki faktörlü dış yüklerden oluşan maksimum moment, $(M_u - M_d)$ 397.11 kNm

V_i : Kesitteki faktörlü dış yüklerden oluşan maksimum kesme kuvveti, $(V_u - V_d)$ 619.63 kN

Kesitte eğilme çatlağına neden olan faktörlü dış yüklerden kaynaklanan moment Eşitlik 79’da belirtilmiştir.

$$M_{cr} = (0.498 \times \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \times W_{cb} \quad (\text{Eşitlik 79})$$

Efektif öngerme kuvvetinden dolayı kesit alt lifindeki beton gerilmesi Eşitlik 80’de gösterilmiştir.

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e}{W_b} \quad (\text{Eşitlik 80})$$

Bu eşitlik sağlandığında $f_{pe} = 15.22$ MPa olarak bulunur.

Faktörsüz ölü yüklerden dolayı kesit alt lifindeki beton gerilmesi Eşitlik 81’de verilmiştir.

$$f_d = \frac{M1 + M2}{W_b} + \frac{M3}{W_{cb}} \quad (\text{Eşitlik 81})$$

$f_d = 1.54$ MPa olarak hesap edilir. Bu durumda kesitte eğilme çatlağına neden olan faktörlü dış yüklerden kaynaklanan moment,

$$M_{cr}: (0.498 \times \sqrt{45} + 15.22 - 1.54) \times 0.23356 = 2.371 \text{ MPa'dır.}$$

$$V_{ci}: (0.0498 \times \sqrt{45} \times 20 \times 141.8 + 433.92) + (619.63 \times 2371 / 397.11) = 5080.92 \text{ kN}$$

Kiriş boyunca öngerme kabloları kirişe yatay vaziyette yerleştirildiğinden dolayı öngerme kuvvetinin düşey bileşeni (V_p) sıfır (0) alınır.

Eşitlik 33’te parametreler yerine konulduğunda kayıplardan sonra beton ağırlık merkezindeki meydana gelen gerilme, f_{pc} : 2.64 MPa olarak hesaplanmıştır.

Eşitlik 32’de gövdedeki asal çekmelerin neticesinde çatlamaların oluşması durumunda betonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi,

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{45} + 0.3 \times 2.64) \times 20 \times 141.8 + 0$$

$$V_{cw} = 776.32 \text{ kN'dur.}$$

Öngermeli betonun taşıma kapasitesi olarak V_{ci} ve V_{cw} değerlerinden minimum olanı kabul edileceğinden dolayı;

$$V_c = \min(V_{ci}, V_{cw}), V_c = \min(5080.92, 776.32) \text{ ise } V_c = 776.32 \text{ olarak alınmıştır.}$$

$$V_u = 1053.55 \text{ kN} > \Phi \times V_c = 659.87 \text{ kN olduğundan etriye hesabı gereklidir.}$$

Öngermeli kiriş kesme taşıma gücü hesabında dayanım azaltma faktörü, $\Phi = 0.85$ alınmıştır.

Kayma donatısının yüklenmesi gerektiği minimum kesme kuvveti Eşitlik 35’e göre hesaplanır. Bu durumda V_s : 463.15 kN, $A_v = 1.286$ s olarak belirlenmiştir.

$$1 \text{ adet } \varnothing 12 \text{ (çift kollu) etriye için } A_v = 226 \text{ mm}^2, s = 175.74 \text{ mm}$$

AASHTO 9.20.3.3' e göre minimum etriye alanı Eşitlik 82'de belirtilmiştir.

$$\text{Min. } A_v = (3.52 \times b' \times s) / f_{sy} \quad (\text{Eşitlik 82})$$

$$\text{Min. } A_v = 17 \text{ mm}^2 < A_v = 226 \text{ mm}^2 \text{ şartı sağlanmıştır.}$$

2.2.11. Sehim Hesapları

Sehim hesapları Bölüm 1.2.2.10'da belirtilen şekilde tahkik edilmiştir. Aşağıda verilen Eşitlik 83-89'da belirtilen sembollerin ifadesi bir önceki bölümlerde açıklanmıştır.

2.2.11.1. Başlangıç Dönemi

İlk öngerme kuvvetinden meydana gelen sehim Eşitlik 83'te verilmiştir.

$$\Delta 1 = P_i \times e \times L^2 / (8 \times E_{ci} \times I_{xb}) \quad (\text{Eşitlik 83})$$

$$\Delta 1 = 5.76764 \times 0.577 \times 32^2 / (8 \times 31081 \times 0.124699) = 0.1099 \text{ m}$$

$$\Delta 1 = 10.99 \text{ cm}, \mu = 1.8$$

$$\Delta 1.\mu = 10.99 \times 1.8 = 19.782 \text{ cm } (\uparrow)$$

Kiriş zati ağırlığından meydana gelen sehim Eşitlik 84'te verilmiştir.

$$\Delta 2 = 5 \times M_1 \times L^2 / (48 \times E_{ci} \times I_{xb}) \quad (\text{Eşitlik 84})$$

$$\Delta 2 = 5 \times 1.77203 \times 32^2 / (48 \times 31081 \times 0.124699) = 0.0487 \text{ m}$$

$$\Delta 2 = 4.87 \text{ cm}, \mu = 1.85$$

$$\Delta 2.\mu = 4.87 \times 1.85 = 9.0095 \text{ cm } (\downarrow)$$

$$\Delta N = \Delta 1 + \Delta 2$$

$$\Delta N_b = 10.7725 \text{ cm } (\uparrow)$$

2.2.11.2. İnşaat Dönemi

Efektif öngerme kuvvetinin oluşturduğu sehim Eşitlik 85'te verilmiştir.

$$\Delta 1 = P_e \times e \times L^2 / (8 \times E_c \times I_{xb}) \quad (\text{Eşitlik 85})$$

$$\Delta 1 = 4.82738 \times 0.577 \times 32^2 / (8 \times 35889 \times 0.124699) = 0.0797 \text{ m}$$

$$\Delta 1 = 7.97 \text{ cm}, \mu = 2.2$$

$$\Delta 1. \mu = 7.97 \times 2.2 = 17.534 \text{ cm } (\uparrow)$$

Kiriş zati ağırlığından meydana gelen sehîm Eşitlik 86’da verilmiştir.

$$\Delta 2 = 5 \times M1 \times L^2 / (48 \times E_c \times I_{xb}) \quad (\text{Eşitlik 86})$$

$$\Delta 2 = 5 \times 1.77203 \times 32^2 / (48 \times 35889 \times 0.124699) = 0.0422 \text{ m}$$

$$\Delta 2 = 4.22 \text{ cm}, \mu = 2.4$$

$$\Delta 2. \mu = 4.22 \times 2.4 = 10.128 \text{ cm } (\downarrow)$$

Döşeme ağırlığından meydana gelen sehîm Eşitlik 87’de verilmiştir.

$$\Delta 3 = 5 \times M2 \times L^2 / (48 \times E_c \times I_{xb}) \quad (\text{Eşitlik 87})$$

$$\Delta 3 = 5 \times 1.10771 \times 32^2 / (48 \times 35889 \times 0.124699) = 0.0264 \text{ m}$$

$$\Delta 3 = 2.64 \text{ cm}, \mu = 2.3$$

$$\Delta 3. \mu = 2.64 \times 2.3 = 6.072 \text{ cm } (\downarrow)$$

$$\Delta N = \Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 3$$

$$\Delta N_{ins} = 1.334 \text{ cm } (\uparrow)$$

2.2.11.3. İşletme Dönemi

Ek yüklerin oluşturduğu sehîm Eşitlik 88’de verilmiştir.

$$\Delta 4 = 5 \times M3 \times L^2 / (48 \times E_c \times I_{xc}) \quad (\text{Eşitlik 88})$$

$$\Delta 4 = 5 \times 0.73856 \times 32^2 / (48 \times 35889 \times 0.219087) = 0.01 \text{ m}$$

$$\Delta 4 = 1 \text{ cm}, \mu = 3.0$$

$$\Delta 4. \mu = 1.00 \times 3.0 = 3.00 \text{ cm } (\downarrow)$$

$$\Sigma \Delta = 1.334 - 3 = -1.666 \text{ cm } (\uparrow) < 6.67 \text{ m } (L / 480) \text{ koşul sağlanmıştır.}$$

Hareketli Yüklerden (H30S24) meydana gelen sehîm Eşitlik 89’da verilmiştir.

$$\Delta 1 = 5 \times M4 \times L^2 / (48 \times E_c \times I_{xc}) \quad (\text{Eşitlik 89})$$

$$\Delta 1 = 5 \times 1.79116 \times 32^2 / (48 \times 35889 \times 0.219087) = 0.0243 \text{ m}$$

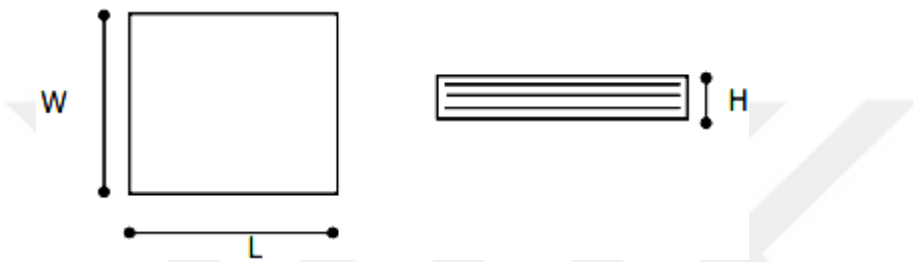
$$\Delta 1 = 2.43 \text{ cm } (\downarrow) < 4.00 \text{ cm } (L / 800) \text{ koşul sağlanmıştır.}$$

Toplam Yüklerden Dolayı Oluşan Sehim:

$$\Delta_{\text{sonuç}} = \Sigma \Delta + \Delta l = 0.764 < 4.00\text{cm} (L / 800) \text{ koşul sağlanmıştır.}$$

2.2.12. Elastomer Mesnet Rijitlik Hesapları

AASHTO LRFD 2017 Bölüm 14.7.5'e göre rijitlik hesapları gerçekleştirilmiştir. Mesnet rijitliklerin hesabı için 7 katmanlı ve boyutları şekil 18'de, malzeme zellikleri Tablo 20'de ifade edilen elastomer mesnet kullanılmıştır. Elastomer mesnetin efektif kayma modülü (G_{eff}) AASHTO LRFD 2017 şartnamesinde tanımlandığı gibi 1000 kN/m^2 olarak alınmıştır.



şekil 18. Elastomer mesnet boyutları

Tablo 20. Elastomer mesnet özellikleri

Özellik	l	Birim
Elastomer mesnet sayısı (n_{bp})	13	adet
Kayma modülü (G_{eff})	1	Mpa
Mesnet uzunluğu (L)	300	mm
Mesnet genişliği (W)	400	mm
Mesnet alanı (A)	120000	mm^2
Elastomer tabaka kalınlığı (h_{ri})	8	mm
Tabaka sayısı (n_{tabaka})	7	adet
Toplam elastomer kalınlığı (h_{bp})	72	mm
elik levha kalınlığı (h_{s})	2	mm
elik levha sayısı	8	adet
Dış elastomer kalınlığı (h_{os})	5	mm
Toplam elastomer yüksekliği (H)	82	mm
Atalet momenti (I)	124699	cm^4
Elastisite modülü (E_{c})	688.22	Mpa
şekil katsayısı (S)	10.71	

Elastomer mesnet rijitlik hesaplarında kullanılacak denklemler Eşitlik 90-94'te verilmiştir (Akoğul ve elik, 2007).

$$K_h = \frac{G_{eff} \times A}{h_{bp}} \quad (\text{Eşitlik 90})$$

$$K_v = \frac{E_c \times A}{h} \quad (\text{Eşitlik 91})$$

$$K_\Theta = 0.8 \times \frac{E_c \times I}{h_{bp}} \quad (\text{Eşitlik 92})$$

$$E_c = 6 \times G \times S^2 \quad (\text{Eşitlik 93})$$

$$S = \frac{L \times W}{2 \times h_{ri} \times (L+W)} \quad (\text{Eşitlik 94})$$

Bu eşitliklerde ifade edilen semboller Tablo 20’de açıklanmıştır.

Elastomer mesnetlerin köprü eksenindeki ve köprü eksenine dik rijitlikleri bu formüller yardımı ile hesaplanıp aşağıda verilmiştir.

X yönündeki yatay rijitliği (K_h): 1.666,67

Y yönündeki enine rijitliği (K_y): 1.666,67

Z yönündeki düşey rijitliği (K_v): 1.007.151,22

Dönme rijitliği (K_Θ): 9.535,66

2.3. Köprünün Bilgisayar Modeli

Çirilmiş Köprüsü’nün statik davranışını saptamak amacıyla köprünün üç boyutlu sonlu eleman modeli SAP2000 programında tasarlanmıştır. Köprünün üç boyutlu sonlu eleman modeli oluşturulurken aşağıda belirtilen modelleme kriterleri dikkate alınmıştır.

Köprü üst yapısı, bitişik nizamda prekast I kirişlere sahip üstyapı olarak modellenmiştir. Köprü kirişleri, kolonları, başlık kirişleri ve kenar ayaklar çubuk elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Ayrıca köprü orta ve kenar ayakları köprü temelleri tarafından taşınacak şekilde tasarlanmıştır. Köprü temelleri alan elemanlarla tanımlanmıştır.

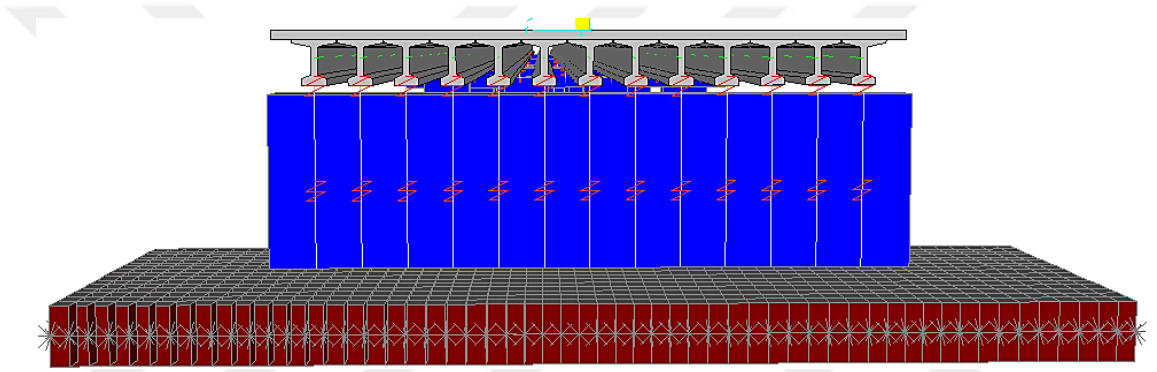
Köprü orta açıklık ve kenar ayak mesnetleri yüksek rijitliklere sahip yaylarla tanımlanmıştır.

Kenar ayaklar ve orta ayaklar köprü kirişlerinin elastomer mesnetler üzerine yerleştirileceği düzende yani kenar ayaklar ve orta ayaklar köprü kirişlerini alttan destekleyecek şekilde tasarlanmıştır.

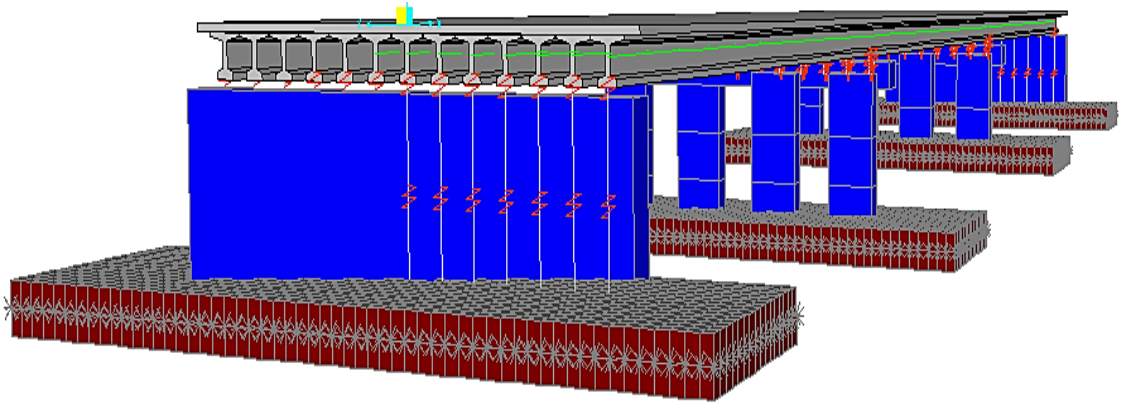
Prefabrik kirişler ile imalat yapıldığından dolayı köprü kirişlerinin açıklıklar arası elastomer mesnetler üzerine yerleştirileceği varsayılarak tasarım yapılmıştır. Elastomer mesnetler başlık kirişleri üzerine planda verilen düzende ve de elastomer mesnetlerin orta ve kenar ayaklarda yerleşim derinliği uygun koordinatlara yapılmıştır. Elastomer mesnet rijitlik hesapları sonucunda çıkan değerler programa aktarılmıştır.

Öngerme kabloları bir yapı elemanı, tendonlar kullanılarak simüle edilmiştir ve üstyapı segment uçlarına proje verilerinde belirtilen başlangıç ve bitiş lokasyonlarında bağlanmıştır.

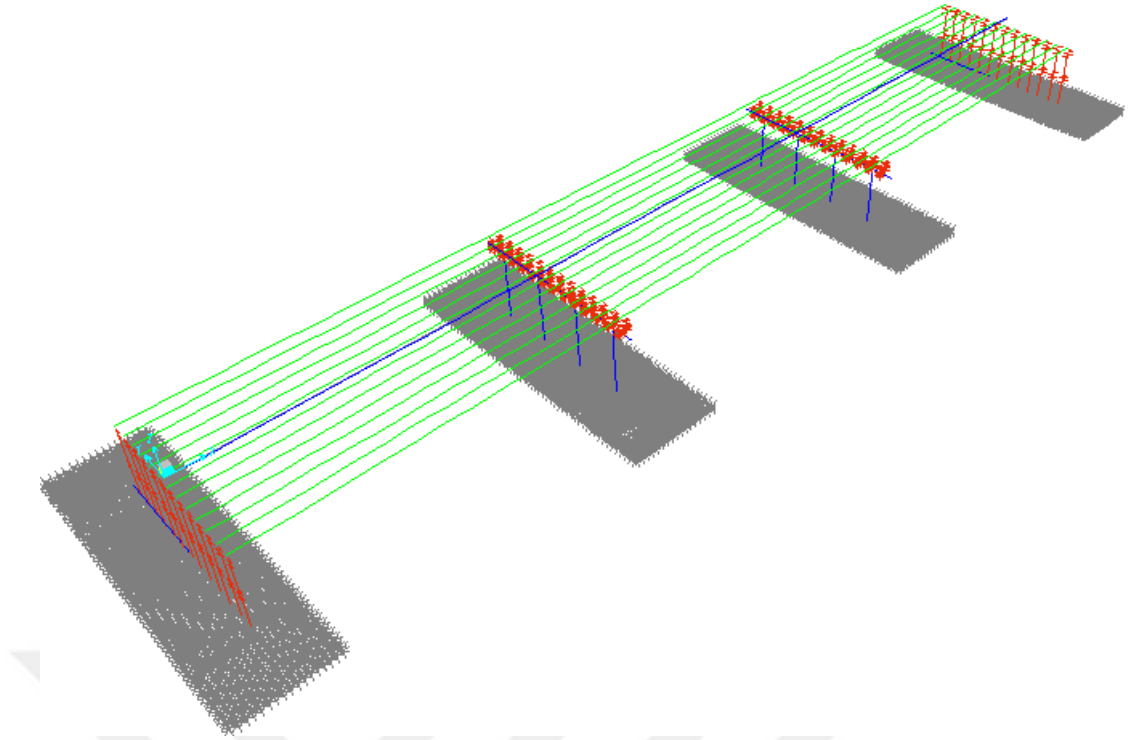
Modellenen tabliye kesiti ve prekast kirişlerin görünümü Şekil 19’da, köprünün üç boyutlu modeli Şekil 20’de, sonlu elemanlar modeli ise Şekil 21’de verilmiştir.



Şekil 19. Tabliye kesiti ve prekast kirişler



Şekil 20. Köprünün üç boyutlu modeli



Şekil 21. Köprünün sonlu elemanlar modeli

2.4. Köprü Modelinde Kullanılan Yük Durumları

Bu bölümde köprüye üst yapısına uygulanan sabit ve hareketli yükler ile yük atamalarının uygulanmasına yer verilmiştir. Köprü modeline uygulanan yük durumları Şekil 22’de gösterilmiştir.

Define Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
VEHICLE	BRIDGE LIVE	0	
ASFALT KAPLAMA	OTHER	0	
KÖRKÜLÜK	OTHER	0	
BÖRDÜR	OTHER	0	
FREN KUVVETİ	OTHER	0	
YAYA	PEDESTRIAN LL	0	
ISI DEĞİŞİMİ	TEMPERATURE	0	
PRESTRESS	PRESTRESS	0	

Click To:

Add New Load Pattern

Modify Load Pattern

Modify Lateral Load Pattern...

Delete Load Pattern

Show Load Pattern Notes...

OK

Cancel

Şekil 22. Köprü modeline uygulanan yükler

2.4.1. Zati Yüklerin Belirlenmesi

Çirilmiş Köprüsü tasarım modelinde köprü elemanlarının geometrik ve malzeme verileri dikkate alınarak köprünün üst yapısının bir metresine uygulanan yükler Tablo 21’de verilmiştir.

Tablo 21. Zati yüklerin belirlenmesi

Yapı Elemanları	Meydana Gelen Yükler
Tabliye	$0.25 \times 18 \times 25 = 112.5 \text{ kN/m}$
Asfalt Kaplama	$0.06 \times 12 \times 23 = 16.56 \text{ kN/m}$
Bordür	$6 \times 0.25 \times 25 = 37.5 \text{ kN/m}$
Korkuluk	$0.231 \times 1.5 = 0.35 \text{ kN/m}$
Prefabrik Kiriş	$13 \times 25 \times 0.554 = 180.05 \text{ kN/m}$

2.4.2. Hareketli Yüklerin Belirlenmesi

Hareketli yükler, “1.2.1.2. Hareketli Yükler” bölümünde belirtilen AASHTO yönetmeliğine uygun olarak hesaplanmış, en kritik durum hesaplarda dikkate alınmıştır. Hareketli yüklerin kirişlere dağılımı Bölüm 1.2.1.2.2’de belirtilen eşitliklerin yardımları ile yapılmıştır.

Eşitlik 1’de ifade edilen yük katsayısı (S/D), bu oran ile yükler kirişlere dağıtılacaktır. Eşitlik 2’de;

$$D = (1750 - 152N_L) + 213 N_L(1 - 0.2C)^2 \text{ ifadesi ile belirtilmiştir.}$$

$$L = 32.00 \text{ m açıklık için,}$$

$$K = 2.2 \text{ (Tablo 3) ise Eşitlik 3’e göre:}$$

$$C = K(W / L) = 2.2(18 / 32) = 1.2375$$

$$\text{Şerit sayısı, } N_L = 2$$

$$\text{Kiriş aks aralığı, } S = 1.30$$

$$\text{Hareketli yük azaltma katsayısı: 1 (Tablo 2)}$$

$$\text{Titreşim faktörü, } \emptyset = 1.217 \text{ (Eşitlik 4)}$$

$$D = (1750 - 152 \times 2) + 213 \times 2(1 - 0.2 \times 1.2375)^2$$

$$D = 1689 \text{ mm}$$

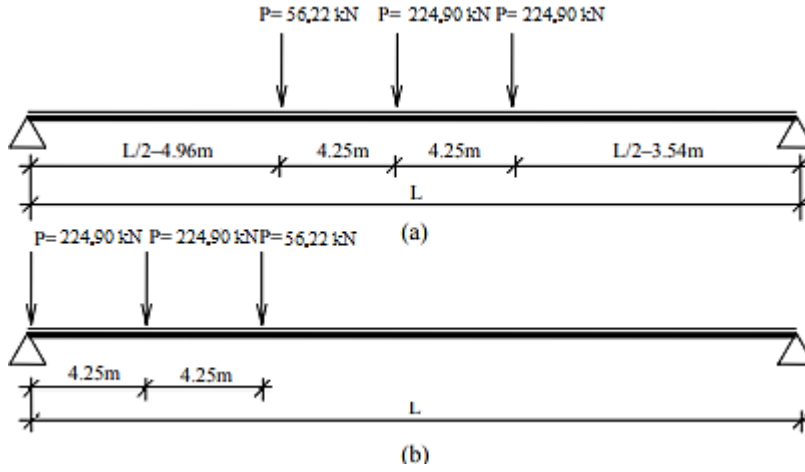
Tekerlek yükü enine dağılım katsayısı: S/D ise $1300/1689 = 0.77$ olarak hesaplanır.

Analizde kullanılan H30-S24 kamyon yükünün basit kiriş üzerinde elverişsiz yerleşimi Şekil 23’te gösterilmiştir.

$$\text{Kamyon ağırlığı, } W: 300 \text{ kN}$$

$$\text{Ön teker yükü, } 60 \times 1.217 \times 0.77 = 56.22 \text{ kN}$$

$$\text{Arka teker yükü, } 240 \times 1.217 \times 0.77 = 224.90 \text{ kN'dur.}$$



Şekil 23. Standart kamyon yükünün basit kiriş üzerinde elverişsiz yerleşimi

H30-S24 standart kamyon yükü Şekil 24 ve Şekil 25'te gösterildiği gibi uygulanmıştır.

General Vehicle Data

Vehicle name: H30S24 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: 0

For Other Responses: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: 0

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0

Lane Interior Edge: 0

Length Effects

Axle: None Modify/Show...

Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0	Zero Width		56,22	One Point	
Leading Load	Infinite		0	Zero Width		56,22	One Point	
Fixed Length	4,25		0	Zero Width		224,9	One Point	
Fixed Length	8,5		0	Zero Width		224,9	One Point	

Add Insert Modify Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Şekil 24. H30-S24 kamyon yükünün uygulanması – 1

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: Set Def Name

Notes:

Load Case Type: Design...

Stiffness to Use:

☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State

☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

MultiLane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1
2	1

Loads Applied:

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	H30S24	1	0	0	All

Lanes Loaded for Assignment 1:

List of Lane Definitions:

Selected Lane Definitions:

Şekil 25. H30-S24 kamyon yükünün uygulanması – 2

2.4.3. Yaya Yükünün Belirlenmesi

Yaya hareketinin meydana gelebileceği 6 m'lik bordür mesafesi boyunca 3 kN/m'lik düzgün yayılı yaya yükü etkilmiştir. Yaya yükü kompozite kesite etkidiği için tüm kirişlerce eşit oranda taşınacağı kabul edilmiştir.

1 kompozit kirişe etkiyen yaya yükü: $18/13 = 1.385$ kN/m

2.4.4. Fren Kuvvetinin Belirlenmesi

AASHTO 3.9'da belirtildiği gibi hareketli yükün 1/20'sinin yatay olarak yol yüzeyinden 1.80 m yükseklikte etkidiği kabul edilerek fren kuvveti hesaplanmıştır.

Araç sınıfı, H30-S24

Şerit sayısı, 2

Hareketli yük azaltma katsayısı, 1

Titreşim faktörü, 1.217

A1P1 – P1P2 – P2A2 Aksları Arası Hareketli Yükler (L:32 m)

P: $((240 \times 32) + (240 \times (32 - 4.25) + 60 \times (32 - 8.5)) \times (2 \times 1 \times 1.217) / 32$

P: 1193.42 kN

Bir mesnete gelen yük: $1193.42 / 13 = 91.80$ kN/mesnet

Fren kuvveti: $91.80 / 20 = 4.59$ kN/mesnet

2.4.5. Isı Değişiminin Belirlenmesi

Betonun ısı genleşme katsayısı: 0.0000108 / C° (AASHTO 8.5.3)

Sıcaklık değişimi Eşitlik 95'te belirtilmiştir.

$$(\Delta L / 2) = \alpha T \times L \times \Delta T \quad (\text{Eşitlik 95})$$

Bu eşitlikte:

αT : Betonun ısı genleşme katsayısını,

L: Köprü uzunluğunu,

ΔT : Sıcaklık farkını ifade etmektedir.

$$(\Delta L / 2) = (0.0000108 \times 96 \times 45) / 2 = 0.0233 \text{ m}$$

Seçilen mesnet 300 x 400 x 72 (mm) ölçülerinde olup efektif kayma modülü 1000 kN/m²'dir. Bir mesnete etkiyen yük Eşitlik 96'da gösterilmiştir.

$$H = ((\Delta L / 2) \times G \times F) / T \quad (\text{Eşitlik 96})$$

Bu eşitlikte:

F: Elastomer mesnet alanını,

T: Elastomer mesnet kalınlığını,

G: Efektif kayma modülünü ifade etmektedir.

$$H = (0.0233 \times 1000 \times 0.12) / 0.072 = 38.83 \text{ kN/mesnet olarak hesaplanmıştır.}$$

2.4.6. Öngerme Kablo Kuvvetlerinin Belirlenmesi

Öngerme uygulama oranı: 0.75

Karakteristik çelik kopma dayanımı (f_s): 1862 MPa

Kablo kesit alanı: 140 mm²

Öngerme kablosu adedi: 32

P₁: 195.51 kN

Bu veriler ele alınarak öngerme kablolarının meydana getirdiği kuvvet Şekil 26'da gösterildiği gibi oluşturulmuştur. Her açıklık için ayrı ayrı oluşturulan öngerme kablo kuvvetleri her kirişte bulunan 32 adet kablo için Şekil 27'de gösterildiği gibi kopyalanmıştır.

Bridge Tendon Data

Tendon Name TEN1

Tendon Load Pattern + PRESTRESS

Tendon Parameters

Prestress Type: Post Tension

Jack From: Start

Material Property: A416Gr270

Tendon Area: 4480

Max Discretization Length: 1524

Design Params... Loss Params...

Tendon Start Location

Span: AÇIKLIK1

Start Location: Start of Span

Span Length: 32000

Distance Along Span: 0

Tendon End Location

Span: AÇIKLIK1

End Location: End of Span

Span Length: 32000

Distance Along Span: 32000

Vertical Layout

Edit Vertical Layout... Quick Start...

Horizontal Layout

Edit Horizontal Layout... Quick Start...

Tendon Layout Display

Double Click Picture For Expanded Display Refresh Plot

Tendon Layout Display Options

Show Elevation ☒ Show Plan ☐ Show Section ☐

Snap To This Item

None ☒ Reference Line ☐ Tendon ☐

Snap To This Span Location

Anywhere Along Span ☒ Every 1/ of Span

Coordinate System

GLOBAL

Tendon Modeling Options

Model As Loads ☐ Model As Elements ☒

Units

KN, mm, C

Move

Move Tendon...

Tabulated Tendon Profile

Show Tabular Data...

OK Cancel

Şekil 26. Öngerme kablo kuvveti ve yükleme verilerinin oluşturulması – 1

Bridge Tendon Layout Display

Elevation Zoom Full S Z

AÇIKLIK1 AÇIKLIK2 AÇIKLIK3

Plan Zoom Full X Y

AÇIKLIK1 AÇIKLIK2 AÇIKLIK3

Section Zoom Full X' Y'

Units

KN, m, C

Coordinate System

GLOBAL

Snap To This Item

None ☒ Reference Line ☐ Tendon ☐

Snap To This Span Location

Anywhere Along Span ☒ Every 1/ of Span

Mouse Pointer Location

Span: Span Dist:

OK Cancel

Şekil 27. Öngerme kablo kuvveti ve yükleme verilerinin oluşturulması – 2

2.5. Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz

2.5.1. Zamana Bağlı Malzeme Deformasyonlarının Dikkate Alınması

Karayolu köprüsünün yapısal davranışına zamana bağlı malzeme deformasyonlarının etkisini saptamak amacıyla yapım aşamalı sonlu eleman modelinde beton malzemesi için basınç dayanımı, yaşı, sünme ve büzülme etkileri, çelik malzemesi için ise çeliğin gevşemesi ele alınmıştır. Çünkü beton ve çelik gibi strüktürel malzemelerin bu özellikleri iklim koşullarına bağımlı bir şekilde sürekli değişkenlik gösterebilmektedir.

SAP2000’de betonun zamana bağlı özellikleri CEB-FIP 90 formülasyonuna göre tanımlanmaktadır. Tablo 22’de malzeme deformasyonlarının ele alınması için seçilmesi gereken CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri verilmiştir. Tablo 23’te ise köprünün analizlerinde dikkate alınması gereken malzeme parametreleri verilmektedir.

Tablo 22. CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri

SAP2000’de CEB-FIP Parametreleri	
Çimento Tipi Katsayısı	0.2 Hızlı Sertleşen Yüksek Mukavemetli Çimento
	0.25 Normal ve Hızlı Sertleşen Çimento
	0.38 Yavaş Sertleşen Çimento
Bağıl Nem (%)	CEB-FIP 90’daki denklemler $40 \leq BN < 99$ için geçerlidir.
Büzülme Katsayısı, B_{sc}	8 Hızlı Sertleşen Yüksek Mukavemetli Çimento
	5 Normal ve Hızlı Sertleşen Çimento
	4 Yavaş Sertleşen Çimento
Büzülme Başlangıç Zamanı (gün)	t_s , Çimento tipi nedeniyle ayar gerektirmemektedir.

Tablo 23. Köprü analizlerinde dikkate alınması gereken malzeme parametreleri

		TAŞIYICI SİSTEM ELEMANLARI		
PARAMETRELER		Tabliye	Ayaklar	Öngermeli Çelik
Malzeme Özelliği		Beton	Beton	Tendon
Zamana Bağlı Özellikler	Elastisite Modülü	+	+	-
	Sünme	+	+	-
	Büzülme	+	+	-
	Sünme Etkileri	Tam	Tam	-
	Çimento Tipi Katsayısı	0.25	0.25	-
	Bağıl Nem (%)	60	60	-
	Kavramsal Boyut (m)	0.1	0.1	-
	Büzülme Katsayısı, Bsc	5	5	-
	Büzülme Başlangıç Zamanı	0	0	-
	Çeliğin Gevşemesi	-	-	+
	Gevşeme Analiz Tipi	-	-	Tam
	Parametre Sınıfı	-	-	1

Köprü modeline yapısal davranışına zamana bağlı malzeme deformasyonlarının etkisini belirlemek için gerçekleştirilecek analizlerde CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri Tablo 23'te verilen değerler neticesinde Şekil 28 ve Şekil 29'da gösterildiği şekilde aktarılmıştır.

Time Dependent Properties for Concrete

Material Name

Material Type

Symmetry Type

Time Dependent Type
☒ CEB-FIP 90
☐ ACI 209R-92

Units

Time Dependence Considered For
☒ Compressive Strength and Stiffness (Modulus of Elasticity)
☒ Creep
☒ Shrinkage

CEB-FIP Parameters
Cement Type Coefficient
Relative Humidity %
Notional Size, h
Shrinkage Coefficient, Bsc
Shrinkage Start Age (days)

Creep Analysis Type
☒ Full Integration
☐ Dirichlet Series With Terms

Show Plot...
OK Cancel

Şekil 28. Köprü kirişleri betonuna CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri aktarılması

Time Dependent Properties for Tendons

Material Name A416Gr270		Material Type Tendon	Symmetry Type Uniaxial
Time Dependent Type ☒ CEB-FIP 90 ☐ ACI 209R-92		Units KN, m, C	CEB-FIP Parameters CEB-FIP Class 1
Time Dependence Considered For ☒ Prestressing Steel Relaxation			
Relaxation Analysis Type ☒ Full Integration ☐ Dirichlet Series With Terms			
Show Plot...			
OK		Cancel	

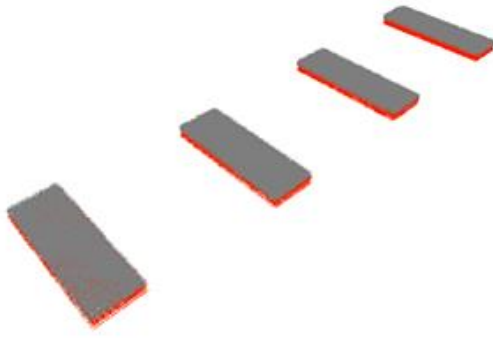
Şekil 29. Öngermeli kiriş donatısına CEB-FIP 90 tasarım kodunun analiz parametreleri aktarılması

2.5.2. Yapım Aşamalarının Dikkate Alınması

Çirmiş Köprüsü'nün yapısal davranışına yapım aşamalarının etkisini belirlemek amacıyla Şekil 30'da verildiği gibi toplam inşaat süresi 101 gün olarak dikkate alındığından dolayı köprünün sonlu eleman modeli 69 adımda oluşturulmuştur. Modellemeler sırasında toplam adım sayısı ve maksimum iterasyon sayısı sırasıyla 200 ve 50 olarak dikkate alınmıştır. Karayolu köprüsünün yapım aşamalarına dair adım adım sonlu eleman modelleri Şekil 31'de verilmiştir.

Staged Construction Tree - YAPIM ASAMASI				
Expand All		Collapse All		
STAGE 1:	Start Time = 0, Days;	Duration = 28, Days;	Provide Output;	Output Name = TEMELLER;
STAGE 2:	Start Time = 28, Days;	Duration = 7, Days;	Provide Output;	Output Name = KENAR AYAK (A1 AKSI);
STAGE 3:	Start Time = 35, Days;	Duration = 7, Days;	Provide Output;	Output Name = KENAR AYAK (A2 AKSI);
STAGE 4:	Start Time = 42, Days;	Duration = 12, Days;	Provide Output;	Output Name = ORTA AYAKLAR (P1 AKSI);
STAGE 5:	Start Time = 54, Days;	Duration = 12, Days;	Provide Output;	Output Name = ORTA AYAKLAR (P2 AKSI);
STAGE 6:	Start Time = 66, Days;	Duration = 7, Days;	Provide Output;	Output Name = BASLIK KIRISI (P1 AKSI);
STAGE 7:	Start Time = 73, Days;	Duration = 7, Days;	Provide Output;	Output Name = BASLIK KIRISI (P2 AKSI);
STAGE 8:	Start Time = 80, Days;	Duration = 7, Days;	Provide Output;	Output Name = ÜST YAPI (A1-P1 AKS AÇIKLIĞI);
STAGE 9:	Start Time = 87, Days;	Duration = 7, Days;	Provide Output;	Output Name = ÜST YAPI (P1-P2 AKS AÇIKLIĞI);
STAGE 10:	Start Time = 94, Days;	Duration = 7, Days;	Provide Output;	Output Name = ÜST YAPI (A2-P2 AKS AÇIKLIĞI);

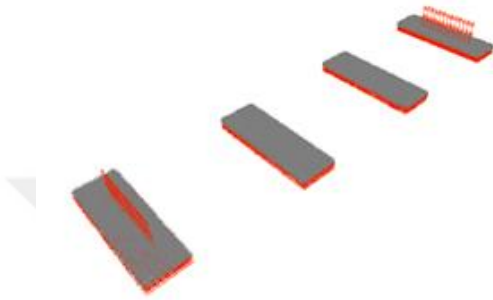
Şekil 30. Yapım aşamalı inşaat süreleri



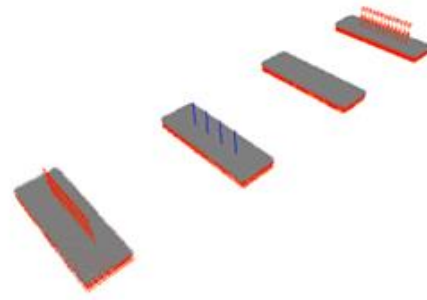
Adım 1: Temellerin inşası



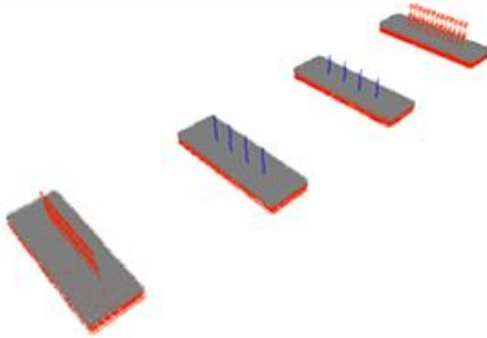
Adım 13: A1 aksı kenar ayak inşası



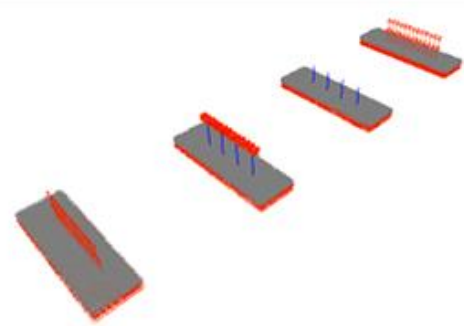
Adım 20: A2 aksı kenar ayak inşası



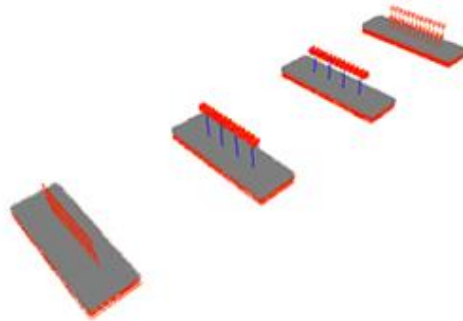
Adım 27: P1 aksı orta ayakların inşası



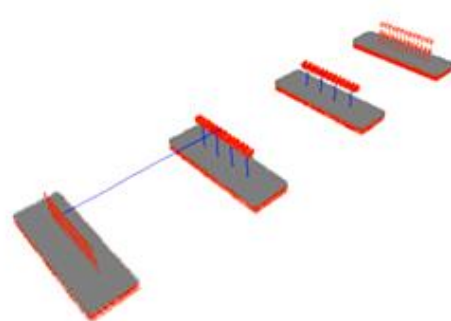
Adım 34: P2 aksı orta ayakların inşası



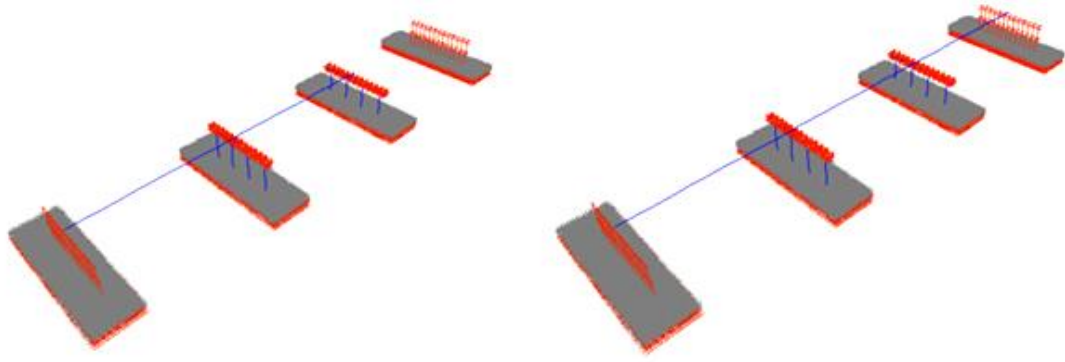
Adım 41: P1 aksı başlık kirişi inşası



Adım 48: P2 aksı başlık kirişi inşası



Adım 55: İlk açıklığın üst yapı inşası



Adım 62: İkinci açıklığın üst yapı inşası Adım 69: Son açıklığın üst yapı inşası

Şekil 31. Yapım aşamalarına dair adım adım sonlu eleman modeli

2.5.3. Yapım Aşamalı Analizlerde Dikkate Alınan Yük Durumları

SAP2000 sonlu eleman programında gerçekleştirilen analizlerde analiz tipi olarak “Nonlinear Staged Construction” ve geometrik doğrusal olmayan parametreler için “P-Delta Etkisi” dikkate alınmıştır. Çirilmiş Köprüsü’nün yapım aşamaları dikkate alınarak gerçekleştirilen analizlerde aşağıda belirtilen yükleme durumları dikkate alınmıştır.

Sabit Yük: Tüm elemanların kendi ağırlıklarıdır.

İlave Sabit Yük: Asfalt, fren kuvveti, bordür, yaya, korkuluk gibi ek olarak etki eden ağırlıklardır.

Haraketli Yük: H30-S24 standart kamyon yüküdür.

Sıcaklık Etkisi: İklimsel farklılıklar nedeniyle meydana gelebilecek ısı değişiminden dolayı oluşan etkilerin sıcaklık değişimi -25 °C ile 20 °C arasında alınmıştır.

Öngerme Kablo Kuvvetleri: Öngerme kablolarının meydana getirdiği yükür.

2.6. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analiz

Bu bölümde köprü modeli üzerinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemle yapım aşamalı analiz gerçekleştirilmiştir. Doğrusal olmayan yapı analizini gerçekleştirmek için plastik mafsallı davranışı uygulama modelinde tanımlanmalıdır.

2.6.1. Plastik Mafsallı Davranışı

Orta ayak modeli tasarımında kolonlar eğik veya birleşik eğilme etkisi altında çalışan betonarme çubuk yapı elemanları ile simüle edilmiştir. Bu nedenle eğilme momenti ve normal kuvvet arasındaki etkileşimin yapılabilmesi için orta ayak kolonlarında P-M2-M3 plastik mafsallı tipi, kenar ayak perdelerinde ise elevasyon duvarı

kesitlerinin çok uzun olması sebebiyle bu kesitlere fiber P-M2-M3 mafsal tipi atanmıştır.

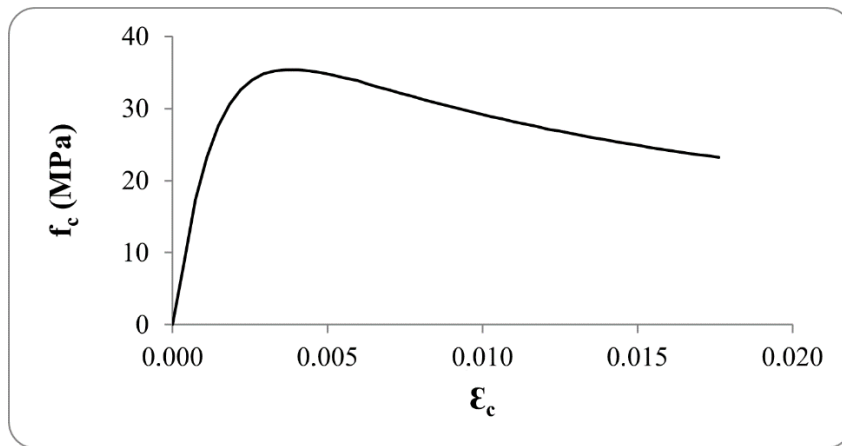
2.6.2. Plastik Mafsal Boyunun Belirlenmesi

Eşitlik 61 yardımıyla yapılan hesaplar sonucunda P1 aksında yer alan 6.60 m yüksekliğindeki orta ayaklar için L_p değeri: 0.676, P2 aksında yer alan 5.60 m yüksekliğindeki orta ayaklar için L_p değeri: 0.596 olarak hesaplanmıştır. Elde edilen bu değerler yapının doğrusal olmayan analizi için kolonların alt ve üst uç kesitlerine atanan plastik mafsal verilerinde kullanılmıştır.

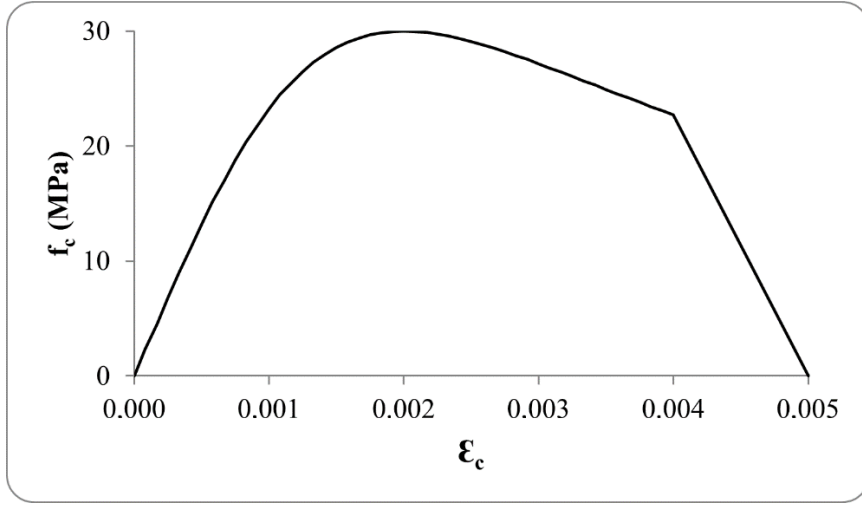
2.6.3. Malzeme Modelleri

Mevcut yapıda orta ve kenar ayaklarda beton sınıfı C30, donatı sınıfı ise S420 olarak kullanılmıştır. TBDY 2018 Ek 5A’da belirtilen bağıntılar dikkate alınarak sargılı ve sargısız beton modelleri ile donatı çeliğinin modeli oluşturulmuştur. Beton modeli olarak “Mander” beton modeline göre nonlinear malzeme tanımlaması yapılmıştır. Kolonların betonarme yapı olmasından dolayı histerezis eğrilerindeki enerji kaybının dikkate alınması için “Takeda” modeli kullanılmıştır. Donatı çeliği olarak doğrusal olmayan malzeme tanımlarında histerezis tipi “Kinematik” olarak belirlenmiştir. Kolon başlık bölgelerinde çekirdek olarak tanımlanan ve fret veya etriye ile sınırlanan beton kütlesi için sargılı beton modeli, çekirdek dışında kalan kabuk betonu için sargısız beton modeli oluşturulmuştur.

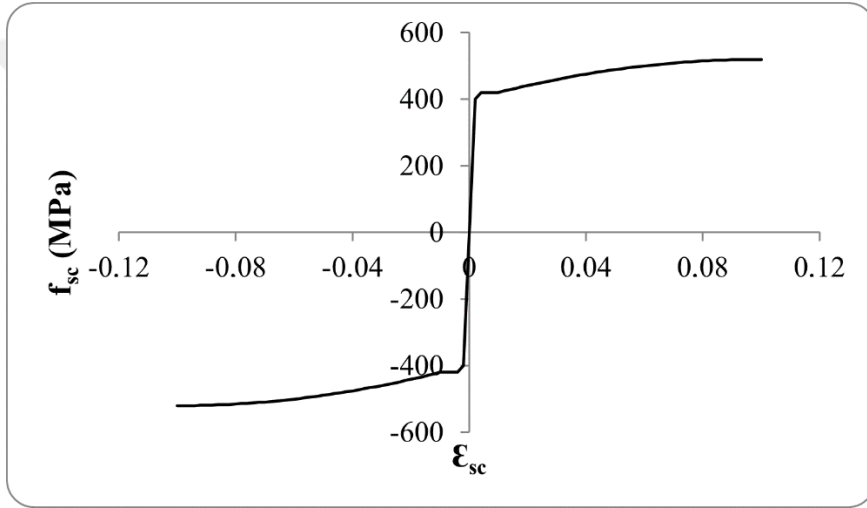
C30 karakteristik beton basınç dayanımına sahip olan orta ayağın programa aktarılan sargılı ve sargısız beton modelleri Şekil 32 ve Şekil 33’te, S420 sınıfı donatı çeliğinin modeli ise Şekil 34’te sunulmuştur.



Şekil 32. Sargılı beton modeli



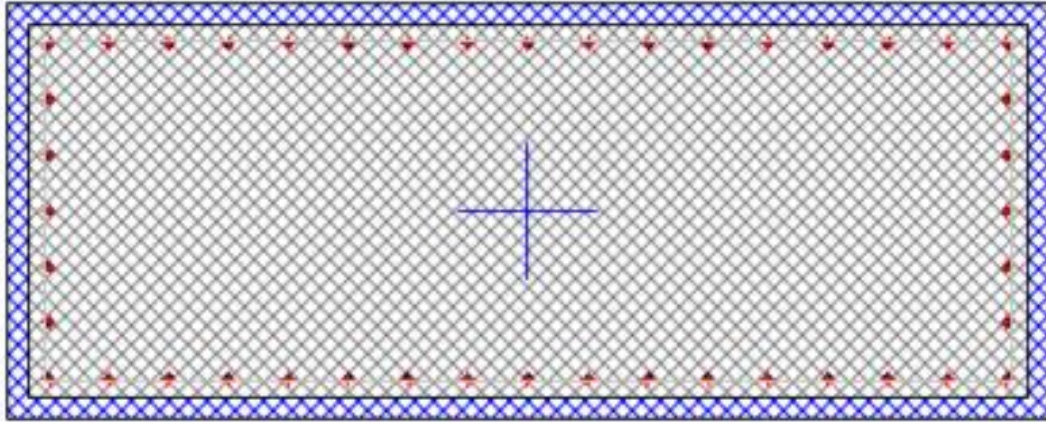
Şekil 33. Sargısız beton modeli



Şekil 34. Donatı çeliği modeli

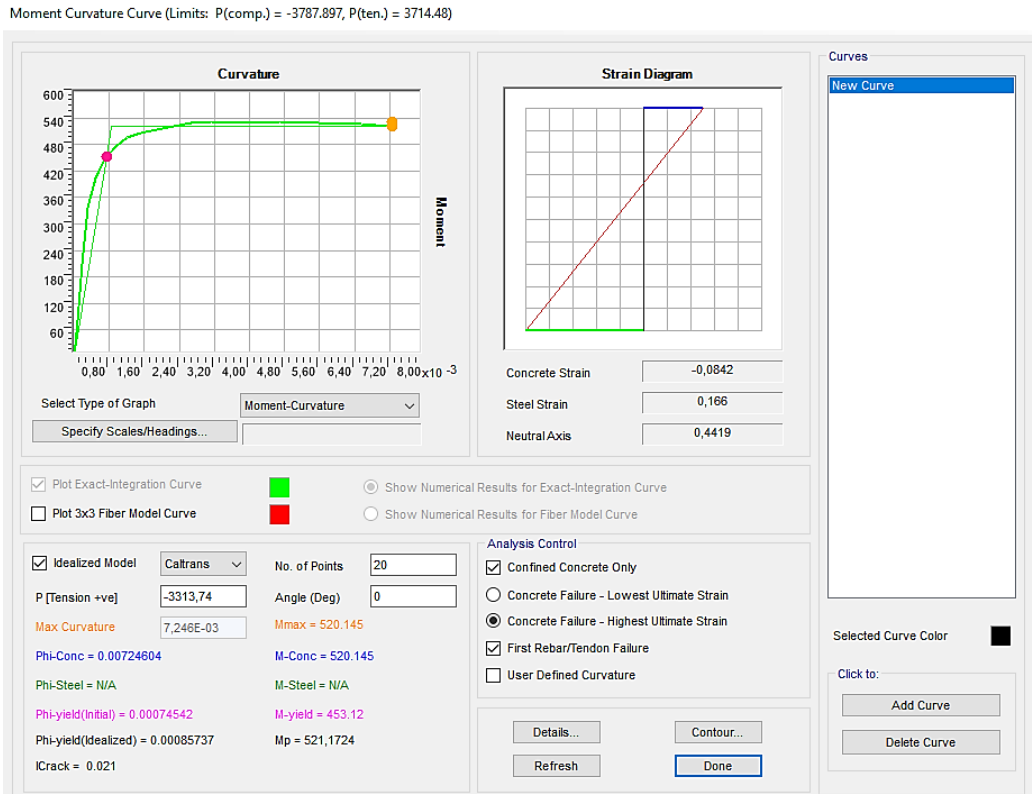
2.6.4. Eğilme Momenti – Eğrilik Bağıntısının Belirlenmesi

Köprü kolonlarına plastik mafsal atanması için orta ayaklara etkiyen eksenel kuvvet değerleri göz önünde bulundurularak moment-eğrilik bağıntılarını elde etmek için SAP 2000 programında “Section Designer” arayüzü kullanılmıştır. Şekil 35’te moment-eğrilik bağıntıları ve akma yüzeyleri elde edilen 250/100 cm boyutlarına sahip kolon kesiti verilmiştir. Kolonun çekirdek bölgesinde sargılı beton kullanılırken çekirdek dışında kalan bölgede ise sargısız beton modeli kullanılmıştır.



Şekil 35. 250/100 cm kolon kesiti

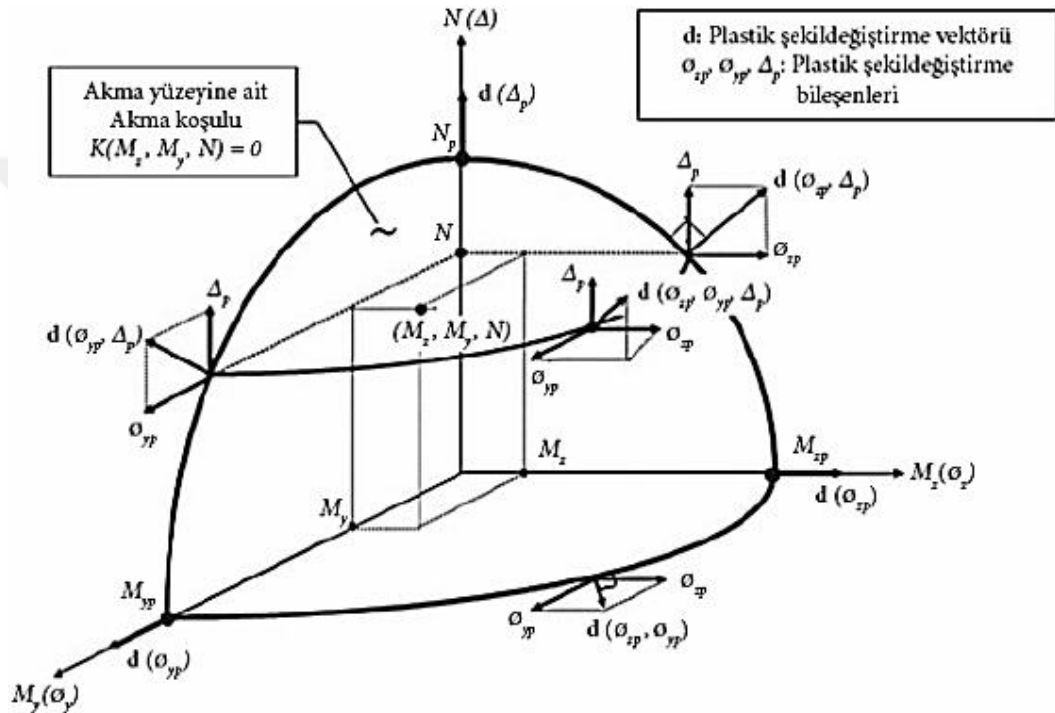
Kolonlarda eksenel kuvvet değerleri dikkate alınarak kesitlerin moment-eğrilik bağıntıları saptanmış olup akma yüzeyleri ise 0° ve 90° açı değerleri için elde edilmiştir. Şekil 36'da eksenel kuvvet değeri ve 0° açı değeri göz önüne alınarak elde edilen eğilme momenti-eğrilik bağıntısı gösterilmiştir.



Şekil 36. Kolon kesiti moment-eğrilik bağıntısı

2.6.5. Akma Yüzeyi Atanması

Köprü orta ayakların enine doğrultuda çerçeve davranışı sergilemesinden dolayı eksenel kuvvet değerleri sürekli akma momentini etkileyebilmektedir. Bundan dolayı doğrusal olmayan yapı analizinde daha güvenilir ve gerçekçi sonuçlar alabilmek için eksenel kuvvet ve moment bağıntısını temsil eden akma yüzeylerinin saptanması gerekmektedir. Bu yüzeyler, bünye bağıntılarının belirlediği eğri gruplarından oluşan, akma (kırılma) koşullarını ifade eden denklemlerin belirlediği kapalı eğriler grubu, akma (kırılma) yüzeyleri olarak tanımlanmaktadır (Şekil 37) (Agus, 2010).



Şekil 37. Eksenel kuvvet-moment ilişkisini ifade eden akma yüzeyleri

“Section Designer” arayüzü kullanılarak orta ayak kolonlarında akma yüzeyinin belirlenmesi için eksenel kuvvet değerine göre değişen moment değerlerini gösteren P-M2-M3 (Normal kuvvet-enine moment-boyuna moment) diyagramı düzenlenmiştir. Belirli açılar için düzenlenen P-M2-M3 etkileşim diyagramı SAP 2000 programına plastik mafsalsı atamasını gerçekleştirmek için tanımlanmıştır P-M2-M3 diyagramı orta ayak kesitleri için 0° ve 90° açı için oluşturulmuştur. M2 ve M3 moment değerleri ilk ve son noktalarda sıfır olacak şekilde düzenlenmiştir. Belirtilen etkileşim diyagramının tüm M2 moment değerleri sıfırdan büyük ve tüm M3 moment değerleri sıfır olmalıdır. Tüm bu şartları 90° altında düzenlenen P-M2-M3 diyagramının sağlaması sebebiyle bu değerler SAP2000 programına aktarılmıştır. Şekil 38’de etkileşim diyagramının tanımlanmasına yer verilmiştir.

P-M2-M3 Interaction Surface Definition for 32 M

Edit

User Interaction Surface Options

☐ Circular Symmetry

☒ Doubly Symmetric about M2 and M3

☐ No Symmetry

Number of Curves:

Number of Points on Each Curve:

Scale Factors (Same for All Curves)

P: M2: M3:

☐ Include Scale Factors in Plots KN, m, C

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-38010,	0	0
11	3714,4802	0	0

Interaction Surface Requirements - Doubly Symmetric

1. A minimum of 3 P-M2-M3 curves are specified.
2. P (tension positive) increases monotonically.
3. $M2 = M3 = 0$ at the first and last points.
4. First curve has all $M3 = 0$ and all $M2 \geq 0$.
5. Then one or more curves has all $M2 > 0$ and all $M3 > 0$.
6. Last curve has all $M2 = 0$ and all $M3 > 0$.
7. As the curve number increases, a specific point number should have an increasing M3 and a decreasing M2.
8. Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

Interaction Curve Data

Current Curve:

Point	P	M2	M3
1	-38010,	0,	0,
2	-38009,	2623,045	0,
3	-36214,	4349,019	0,
4	-30967,	5578,3633	0,
5	-25541,	6331,2885	0,
6	-19816,	6649,8635	0,
7	-15601,	6290,9422	0,
8	-11363,	5539,1733	0,
9	-6839,	4284,6188	0,
10	-1841,	2443,2244	0,
11	3714,4802	0,	0,

Buttons: Insert Curve, Delete Curve, Check Surface

3D Plot

Plan: ☒ Show All Lines ☐ Hide P Direction Lines ☐ Hide M2-M3 Lines

Elevation: ☒ Highlight Current Curve

Aperture:

Buttons: 3D, MM, PM3, PM2

Buttons: OK, Cancel

Şekil 38. P1 aksı orta ayakları etkileşim diyagramının tanımlanması

2.6.6. Kesitlere Plastik Mafsalların Atanması

Kolonlara plastik mafsal atamasında, eksenel kuvvet ve bileşik eğilme etkileri göz önünde bulundurularak bu çubuk elemanlara Şekil 39’da verildiği gibi P-M2-M3 plastik mafsalları atanmıştır. Kenar ayak perde duvar kesitlerinin çok uzun olması bu kesitlere Şekil 40’da verildiği gibi fiber P-M2-M3 plastik mafsalları program tarafından otomatik olarak atanmıştır. Plastik mafsal atamaları elemanların i ve j uçları olarak adlandırılan (0.05 ve 0.95) noktalarından gerçekleştirilmiştir.

Frame Hinge Property Data for 32 M - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length: 0,676

☒ Relative Length

Scale Factor for Curvature (SF)

☐ SF is Equal to Yield Curvature (Steel Objects Only)

☒ User SF: 1,

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero ☐ Is Extrapolated

Symmetry Condition

☐ Moment Curvature Dependence is Circular

☒ Moment Curvature Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3

☐ Moment Curvature Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition

- Specify curves at angles of 0° and 90°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 90°.

Axial Forces for Moment Curvature Curves

Number of Axial Forces: 3

Modify/Show Axial Force Values...

Curve Angles for Moment Curvature Curves

Number of Angles: 2

Modify/Show Angles...

Modify/Show Moment Curvature Curve Data...

Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface Data...

OK Cancel

Şekil 39. P1 aksı orta ayaklara ait plastik mafsal veri girişi

Frame Hinge Property Data for KENAR AYAK - Fiber P-M2-M3

Fiber Definition Options

☒ Default From Section

☐ User Defined

Hinge Length

Hinge Length: 0,605

☒ Relative Length

Define/Show Fibers...

OK Cancel

Şekil 40. A1 ve A2 aksı kenar ayaklara ait fiber plastik mafsal veri girişi

2.6.7. Etkin Kesit Rijitliklerinin Oluşturulması

Yığılı plastik davranış hipotezine göre modellenen kolonlarda moment-eğrilik bağıntısı ve Bölüm 1.5.1.6'da belirtilen formüller yardımı ile rijitlik azaltma katsayısı hesabı yapılmıştır. Taşıyıcı sistemde yer alan 250/100 cm boyutlarına ve simetrik donatı yerleşimine sahip olan, kesiti Şekil 35'te verilen kolon kesitinde oluşan plastik mafsallara ait etkin akma dönmelerinin ortalamaları (Θ_y) Eşitlik 64'e göre;

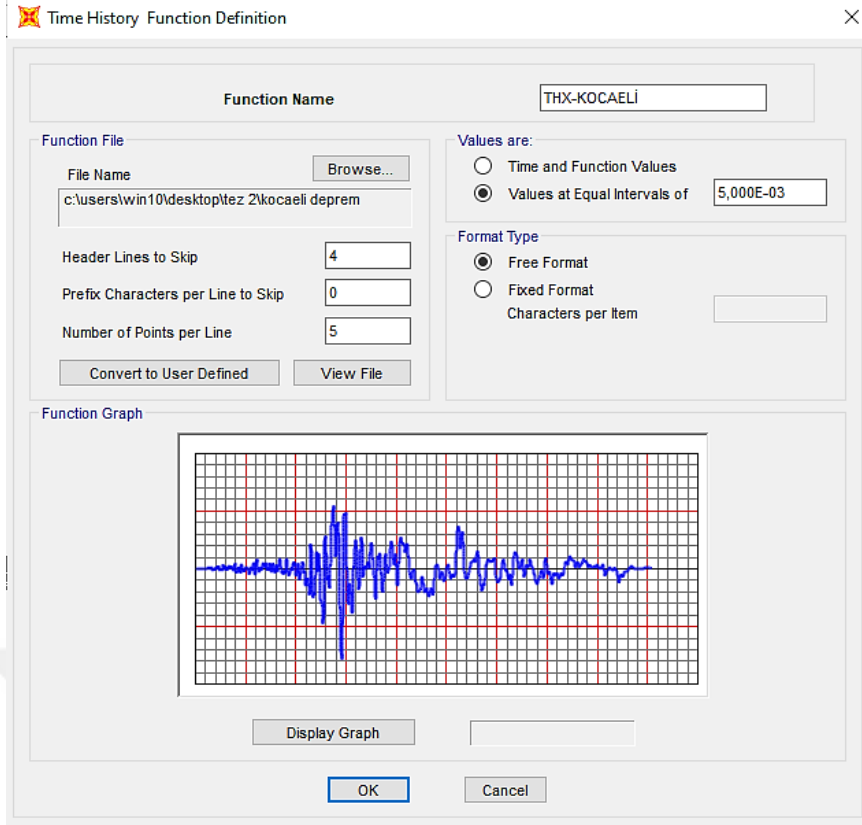
$$\Theta_y = \frac{0.0009 \times 3.3}{3} + 0.0015 \left(1 + 1.5 \times \frac{1}{3.3}\right) + \left(\frac{0.0009 \times 0.026 \times 420}{8\sqrt{30}}\right)$$

Bu durumda Θ_y , 0.0034 rad olarak hesaplanmıştır. Bu durumda Eşitlik 63 yardımı ile etkin kesit rijitliği $(EI)_e$, 2148027 kN/m² olarak bulunur. Eşitlik 65'e göre;

$$\text{Rijitlik azaltma katsayısı} = \frac{2148027}{6104825} = 0.35 \text{ olarak belirlenmiştir.}$$

2.6.8. Deprem Kaydının Seçimi

Zaman tanım alanında gerçekleştirilecek doğrusal olmayan yapı analizinde kullanılmak üzere 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi Düzce İstasyonu DZC180 yatay ivme bileşeni dikkate alınmıştır (PEER, 2014). Yer hareketlerine ait ivme-zaman grafiği, 0.005 sn. adımlarla kaydedilmiş toplam 5437 adet veriden oluşmaktadır. İvme kaydı verileri yer çekimi ivmesi (g) biriminde olup, maksimum yer ivmesinin değeri 0.312 g'dir (Altunışık vd.,2019). SAP2000 programına tanımlanan deprem ivme kaydı Şekil 41'de gösterilmiştir (URL-3).



Şekil 41. Deprem ivme kaydının tanımlanması

2.6.9. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analizin Hesap Yöntemi

Zaman tanım alanında gerçekleştirilecek doğrusal olmayan yapı analiz hesabının başlangıç adımı karayolu köprüsünün doğrusal olmayan yapıım aşamalı analizi kullanılmıştır. Ayrıca bu analizde kullanılan yükler Bölüm 2.5.3'te belirtilen şekilde uygulanmıştır.

Deprem ivme kaydı programa aktarıldıktan sonra zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapı yüklemesinin SAP2000 programında tanımlanması gerekir. Bu yükleme tanımlanırken yüklemenin başlangıç koşulu, yükleme tipi, deprem ivmeleri kaydı ve AASHTO ve TBDY 2018 yönetmeliği dikkate alınarak sismik tasarım bilgileri ile hesaplanan ölçekleme katsayısı programa işlenir. P-Delta seçeneği ikinci mertebe etkilerini dikkate almak için aktif edilir. Gerçekleştirilecek hesapta deprem ivme kaydı için toplam adım sayısı adım aralıkları ile programa tanımlanır. Sayısal integrasyon yöntemi ve yapısal sönüm oranı programa girilerek yükleme işlemi tamamlanmış olur. Bu kapsamda Şekil 42'de programda tanımlanan zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapıım aşamalı yükleme durumu verilmiştir.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: Set Def Name

Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	THX-KOCAE	12,2625
Accel	U1	THX-KOCAELI	12,2625

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size:

Other Parameters:

Damping:

Time Integration:

Nonlinear Parameters:

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear

Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters: ☐ None ☒ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Consider Collapse ☐ Periodic

Mass Source:

Şekil 42. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analize ait yükleme durumu

Ayrıca hesapta dikkate alınan yapısal sönüm için Hiber-Hughes-Taylor orantılı sönüm matrisi seçilmiştir. Bu sönüm matrisinin tanımlanması için yapının ilk iki periyotları ve sönüm oranının programa işlenmesi gerekmektedir. Yapının birinci ve ikinci periyodu sırayla 1.001 sn ve 0.973 sn bulunarak bu değerler programa aktarılmıştır. Tez kapsamında incelenen köprü için sönüm oranı %5 olarak dikkate alınmıştır.

2.7. Köprü Performans Hedefi ve Yapı Elemanlarında Hasar Sınırlarının Belirlenmesi

Tablo 8'e göre, SAP 2000 programında modellenen köprünün 3. önem sınıfına sahip olmasından dolayı kesintisiz kullanım (KK) performans seviyesinde kalınması hedeflenmektedir.

Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Raporu Bölüm 5.6'ya göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyine göre ve yığılı plastik davranış modeline göre yapılan değerlendirmede performans hedeflerine göre izin verilen dönme sınırları Eşitlik 97'de tanımlanmıştır.

$$\theta_p^{G\ddot{O}} = (0.67 \times \Phi_u - \Phi_y) \times L_p \quad (\text{Eşitlik 97})$$

Kontrollü hasar (KH) performans düzeyine göre yapılan değerlendirmede, toplam dönme sınırı Eşitlik 98’de tanımlanmıştır.

$$\theta_p^{KH} = (0.50 \times \Phi_u - \Phi_y) \times L_p \quad (\text{Eşitlik 98})$$

Bu eşitliklerde:

$\theta_p^{G\ddot{O}}$: Göçmenin önlenmesi performans seviyesi için verilen plastik dönme sınırını,

θ_p^{KH} : Kontrollü hasar performans seviyesi için verilen plastik dönme sınırını,

Φ_u : Kesitin göçme öncesi toplam eğriliğini,

Φ_y : Kesitin akma eğriliğini,

L_p : Plastik mafsalsal boyunu göstermektedir.

Eşitlik 97 ve 98 kullanılarak köprü orta ayakları için plastik dönme sınırları belirlenmiş olup zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz sonuçlarından elde edilen orta ayaklara atanan plastik mafsalsal sonuçları ile değerlendirilmiştir.

Buna göre köprü ayaklarında oluşan plastik dönme ile maksimum plastik dönmenin karşılaştırılmasına göre belirlenen performans düzeyi Tablo 24’te verilmiştir.

Tablo 24. Plastik dönme limitleri ve performans seviyesi

Orta Ayak Aks No	Ayak Yüksekliği (m)	Plastik Dönme θ_p (radyan)	Φ_u (1/m)	Φ_y (1/m)	L_p (m)	θ_p^{KH} (radyan)	$\theta_p^{G\ddot{O}}$ (radyan)	Performans Seviyesi
P1	6.6	0.00	0.00765	0.0009	0.676	0.0020	0.0028	KK
P2	5.6	0.00	0.00765	0.0009	0.596	0.0017	0.0025	KK

Tablo 24’te görüldüğü üzere yapı kesintisiz kullanım (KK) performansını sergilemektedir.

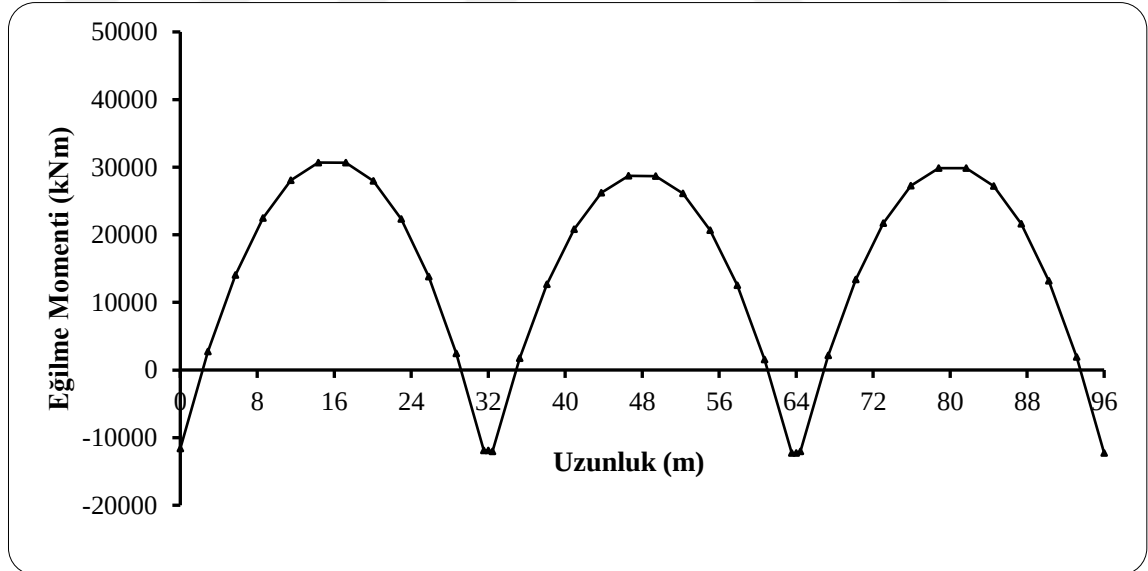
3. BULGULAR VE İRDELEMELER

3.1. Mevcut Karayolu Köprüsünün Doğrusal Statik Analizi

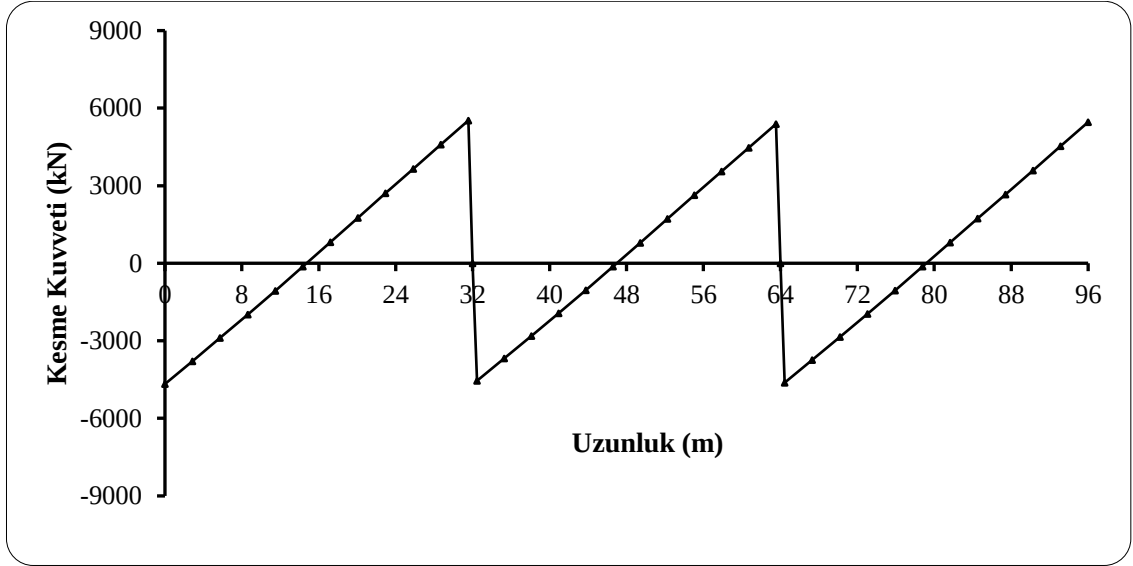
Bu bölümde SAP 2000 sonlu eleman programı ile gerçekleştirilecek statik analizler sonucunda köprü tabliye uzunluğu ve köprü ayak yüksekliği boyunca elde edilen normal kuvvet, kesme kuvveti, eğilme momenti ve yer değiştirme değerleri belirlenmiştir.

3.1.1. Köprü Tabliyesinin Statik Davranışı

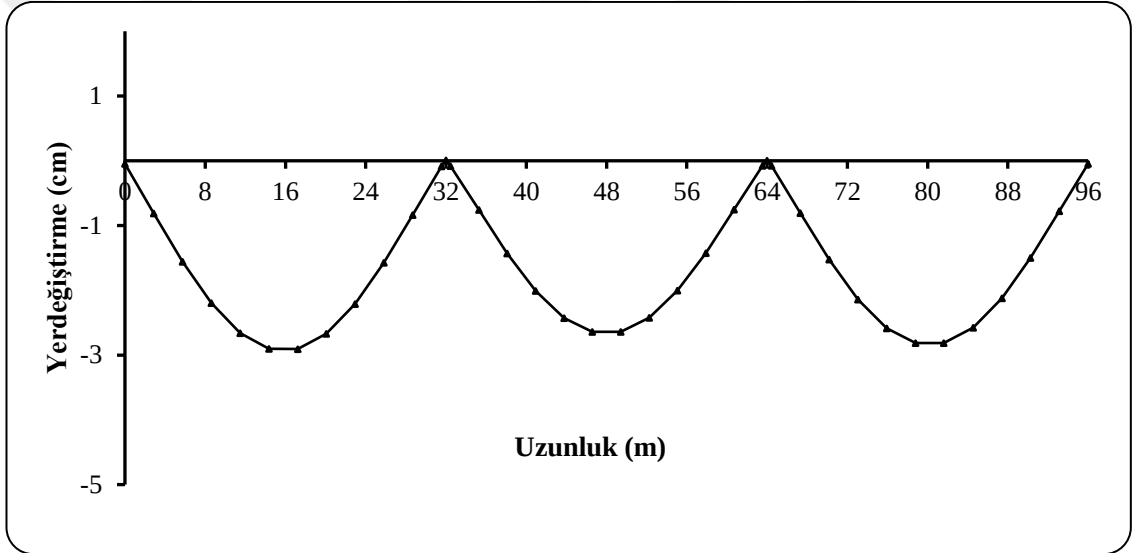
Köprünün statik analizleri neticesinde elde edilen eğilme momenti, kesme kuvveti ve düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğu boyunca değişimi sırasıyla Şekil 43-45'te gösterilmiştir. Şekillerde görüleceği üzere düşey yer değiştirmeler her bir açıklık ortasında artmakta orta açıklıkta yer değiştirme değeri 2.91 cm'dir. Eğilme momenti değerleri ise her açıklık ortasında maksimum değerlere çıkıp köprü ayakları üzerinde minimum değerlere inmektedir. Kesme kuvveti ise ayaklar üzerinde maksimum değere ulaşır köprü açıklık ortasında minimum değere düşmektedir.



Şekil 43. Eğilme momentleri değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (Statik analiz)



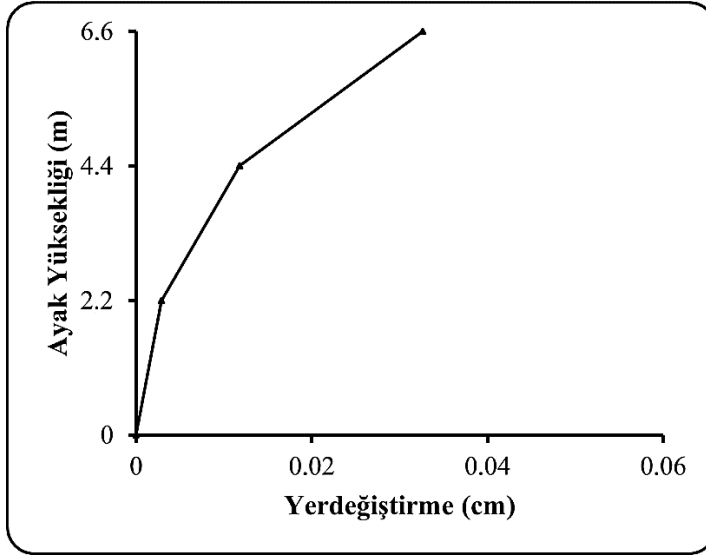
Şekil 44. Kesme kuvveti değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (Statik analiz)



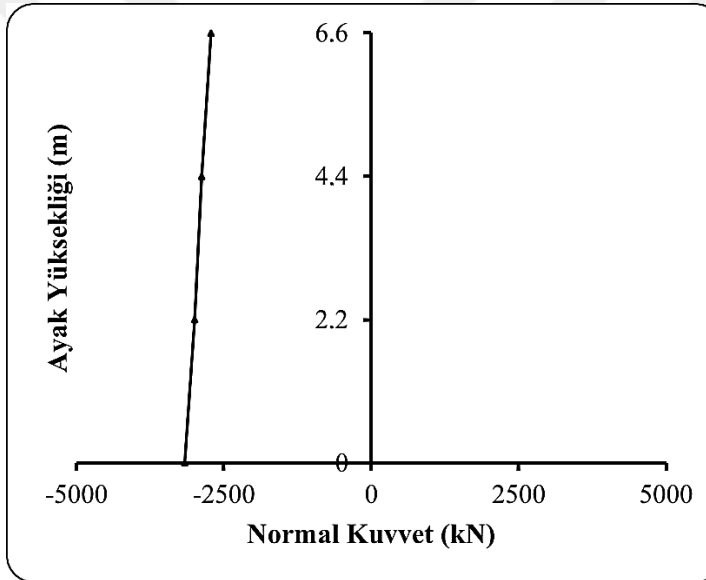
Şekil 45. Düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (Statik analiz)

3.1.2. Köprü Orta Ayaklarının Statik Davranışı

Köprünün statik analizleri neticesinde elde edilen yatay yer değiştirmelerin ve normal kuvvet değerlerinin orta ayak yüksekliği boyunca değişimi Şekil 46 ve Şekil 47'de sırasıyla gösterilmiştir. Şekil 46 incelendiğinde ayak yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmeler artmakta olup ayak uç noktasında yer değiştirme değeri 0.03 cm olarak elde edilmiştir. Ayrıca normal kuvvet değerleri ise ayak yüksekliği boyunca minimal değişimler göstermesi rağmen birbirine yakın değerlere sahiptir.



Şekil 46. Yatay yer değiştirme değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (Statik analiz)



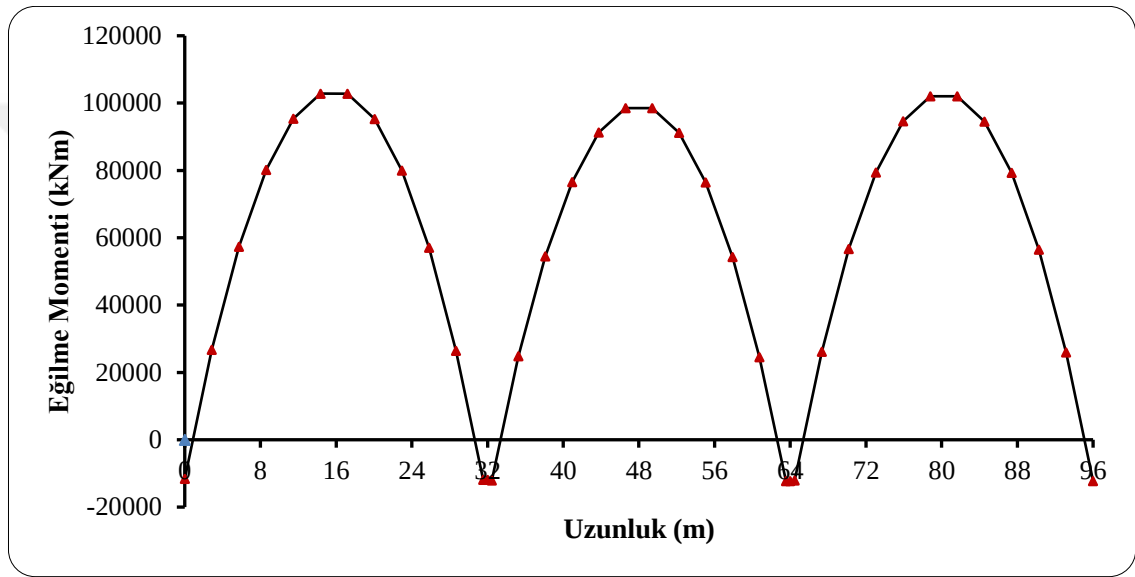
Şekil 47. Normal kuvvet değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (Statik analiz)

3.2. Köprünün Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analizi

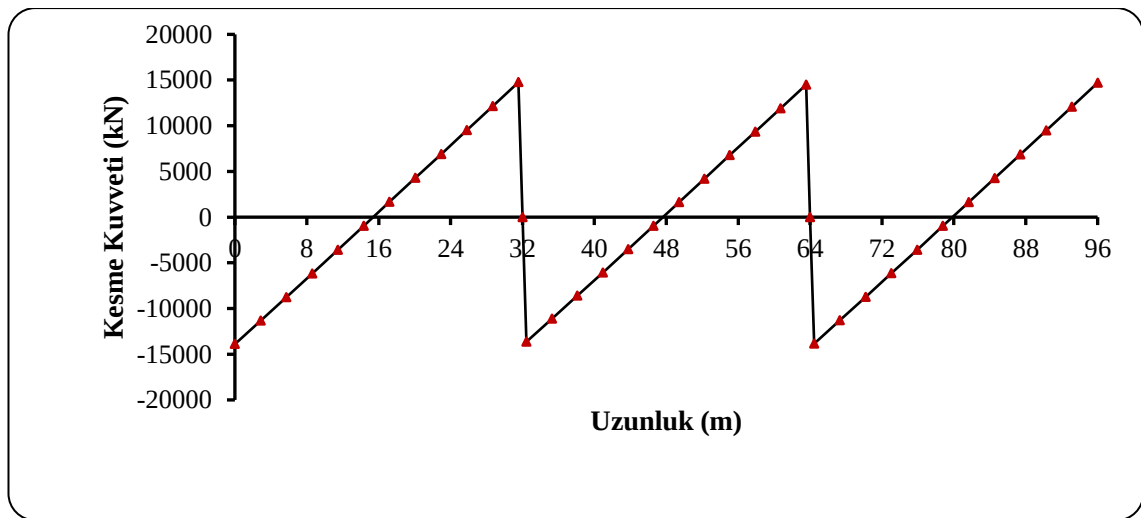
Bu bölümde SAP 2000 sonlu eleman programı ile geręekleřtirilen doğrusal olmayan yapıım aşamalı analizi ile köprü tabliye uzunluğu ve köprü ayak yüksekliği boyunca elde edilen normal kuvvet, kesme kuvveti, eğilme momenti ve yer değiştirme değerleri belirlenmiştir.

3.2.1. Köprü Tabliyesinin Yapım Aşamalı Davranışı

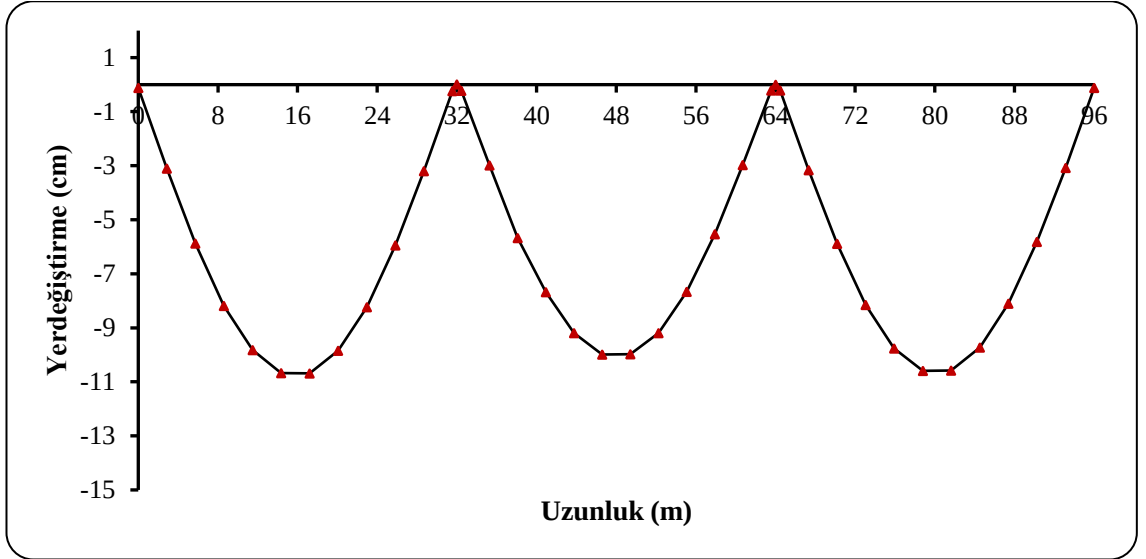
Köprünün yapım aşamalı analizleri neticesinde elde edilen eğilme momenti, kesme kuvveti ve düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğu boyunca değişimi Şekil 48-50’de sırasıyla gösterilmiştir. Şekillerde görüleceği üzere düşey yer değiştirmeler her bir açıklık ortasında artmakta olup maksimum yer değiştirme değeri 10.69 cm’dir. Eğilme momenti değerleri ise her açıklık ortasında maksimum değerlere çıkıp köprü ayakları üzerinde minimum değerlere inmektedir. Kesme kuvveti ise ayaklar üzerinde maksimum değere ulaşip köprü açıklık ortasında minimum değere düşmektedir.



Şekil 48. Eğilme momentleri değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (DOYAA)



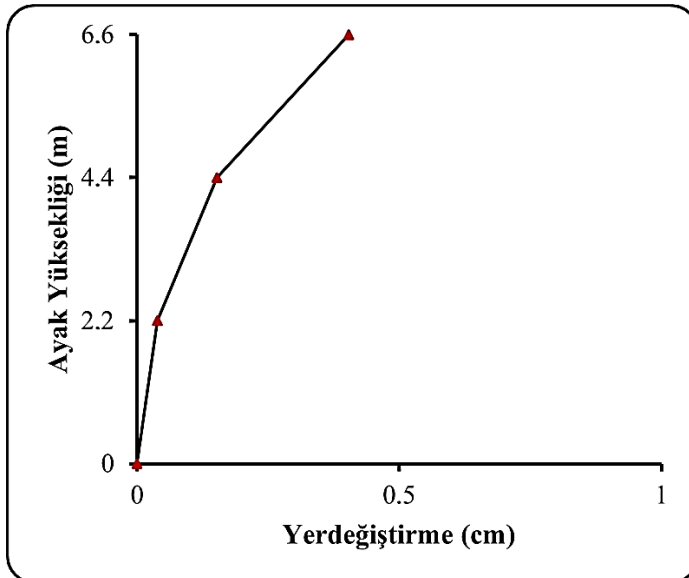
Şekil 49. Kesme kuvveti değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (DOYAA)



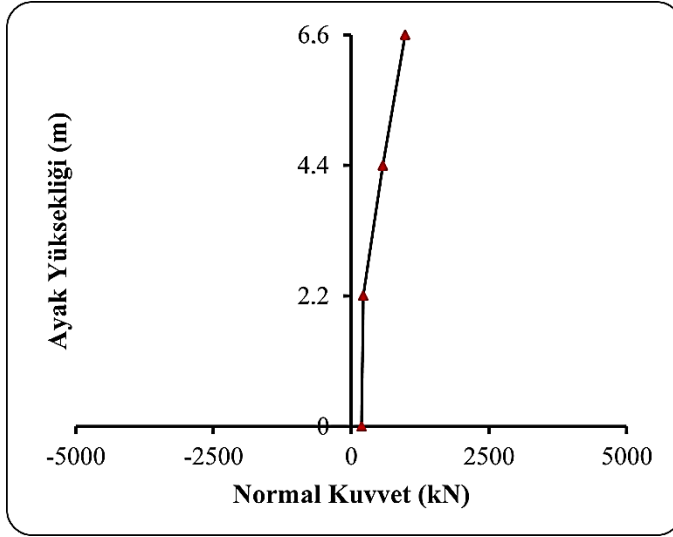
Şekil 50. Düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (DOYAA)

3.2.2. Köprü Orta Ayaklarının Yapım Aşamalı Davranışı

Köprünün yapım aşamalı analizleri neticesinde elde edilen yatay yer değiştirmelerin ve normal kuvvet değerlerinin orta ayak yüksekliği boyunca değişimi Şekil 51 ve Şekil 52'de gösterilmiştir. Şekil 51 incelendiğinde ayak yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmeler artmakta olup maksimum yer değiştirme ayak uç noktasında 0.40 cm olarak elde edilmiştir. Normal kuvvet değeri mesnet bölgesinde 187 kN iken ayak uç noktasında 980 kN'dur.



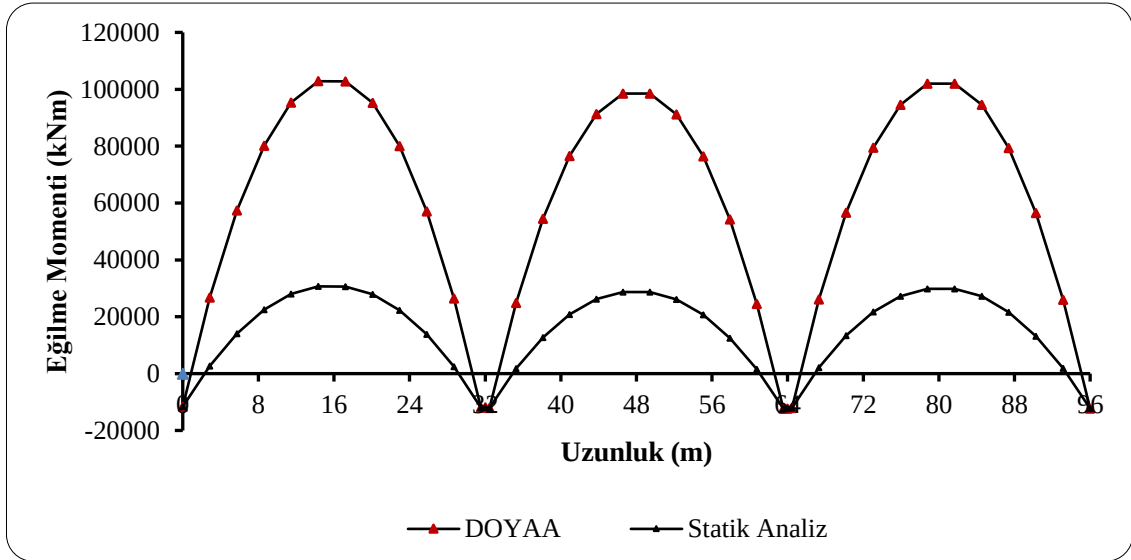
Şekil 51. Yatay yer değiştirme değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (DOYAA)



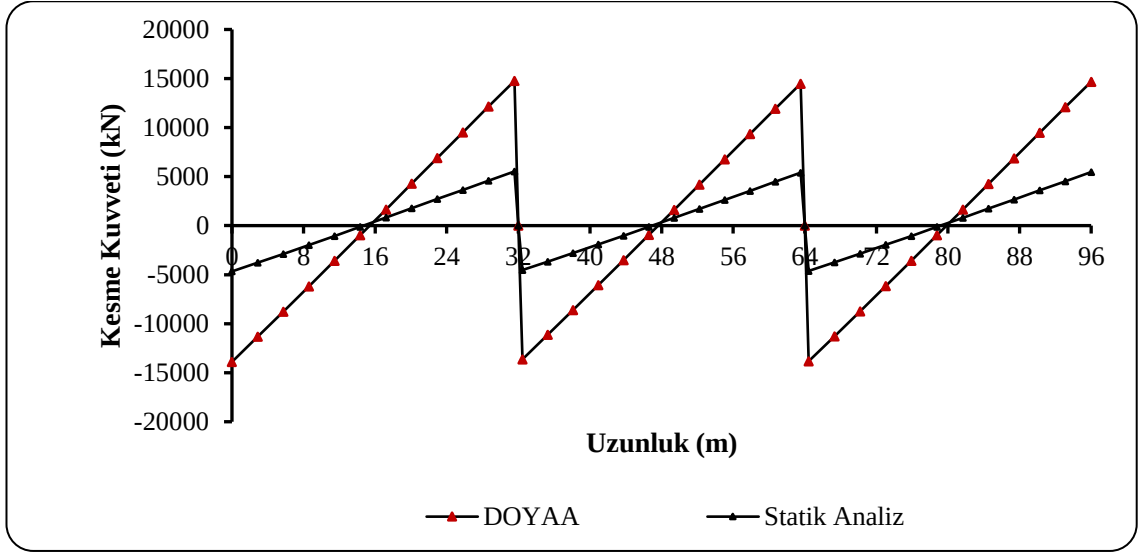
Şekil 52. Normal kuvvet değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (DOYAA)

3.3. Statik ve DOYAA Sonuçlarının Karşılaştırılması

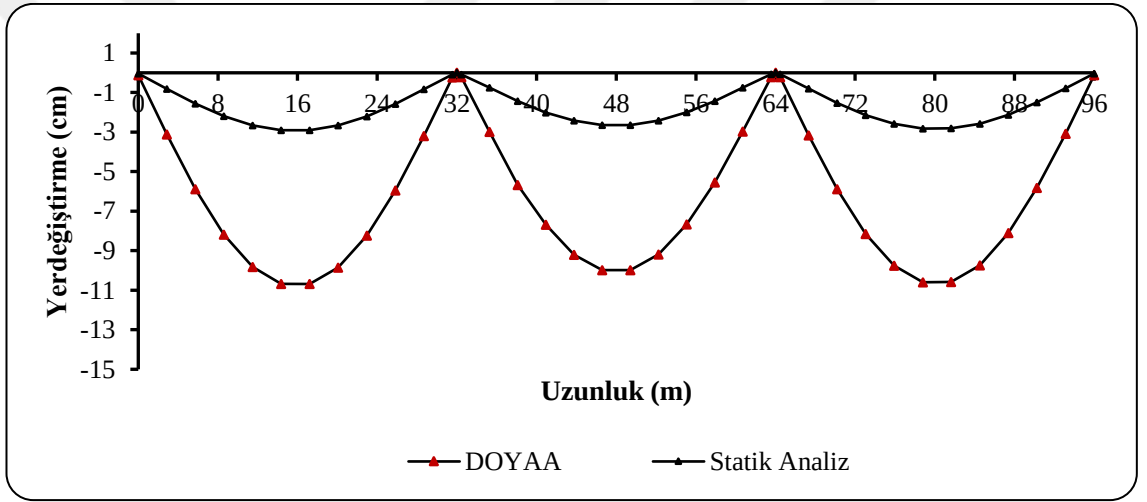
Öngermeli prekast kiriş yöntemiyle inşa edilen betonarme karayolu köprüsünün yapım aşamalarının yapısal davranışına etkilerinin incelenmesi amacıyla yapı modeli üzerinde hem statik analizler hem de betonun yaşlanması, sünmesi, büzülmesi ve çeliğin gevşemesi gibi zamansal etkileri ve yapım aşamalarının ele alındığı doğrusal olmayan yapım aşamalı analizler gerçekleştirilmiştir. Her iki analiz sonuçları için tabliye uzunluğunca meydana gelen değişimlerinin karşılaştırılması Şekil 53-55'te, ayak yüksekliğince meydana gelen değişimlerin karşılaştırılması ise Şekil 56 ve Şekil 57'de verilmiştir.



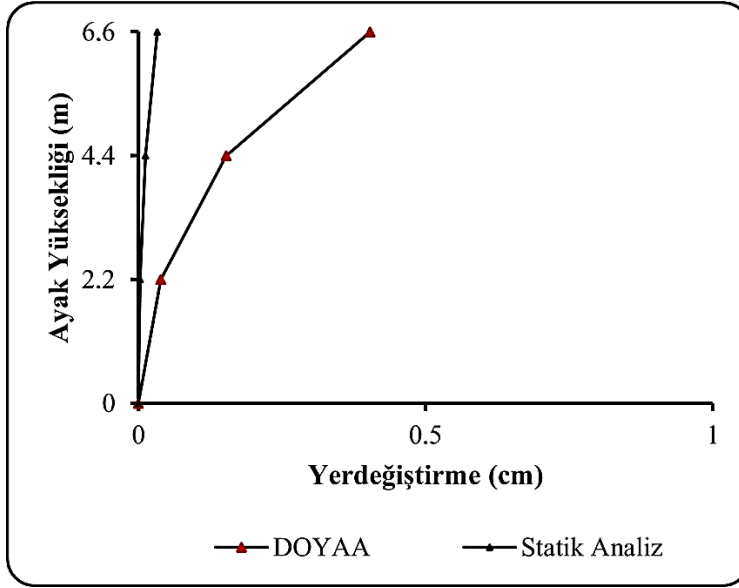
Şekil 53. Statik ve DOYAA sonucunda eğilme momentinin karşılaştırması (Tabliye)



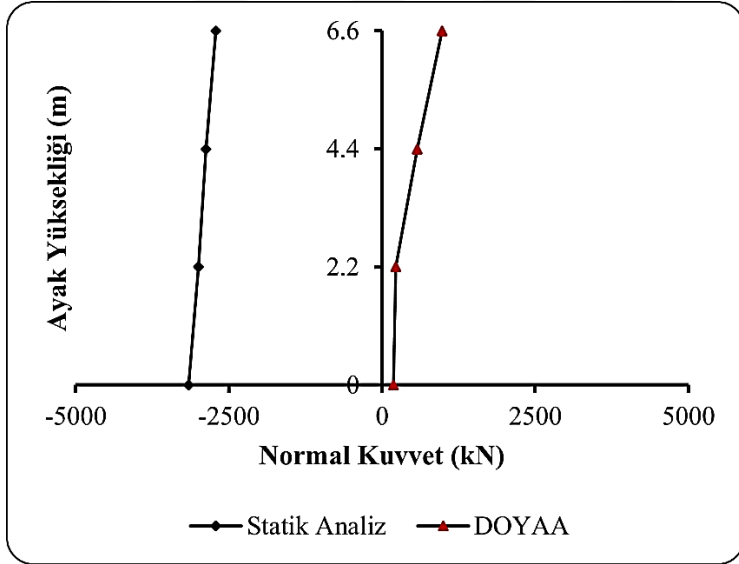
Şekil 54. Statik ve DOYAA sonucunda kesme kuvvetinin karşılaştırılması (Tabliye)



Şekil 55. Statik ve DOYAA sonucunda düşey yer değişiminin karşılaştırılması (Tabliye)



Şekil 56. Statik ve DOYAA sonucunda yatay yer değişiminin karşılaştırılması (Orta ayak)



Şekil 57. Statik ve DOYAA sonucunda normal kuvvetin karşılaştırılması (Orta ayak)

Statik analiz ve DOYAA sonuçlarından elde edilen maksimum değerlerin karşılaştırması Tablo 25'te verilmiştir.

Tablo 25. Statik analiz ve DOYAA sonucu maksimum değerlerin karşılaştırılması

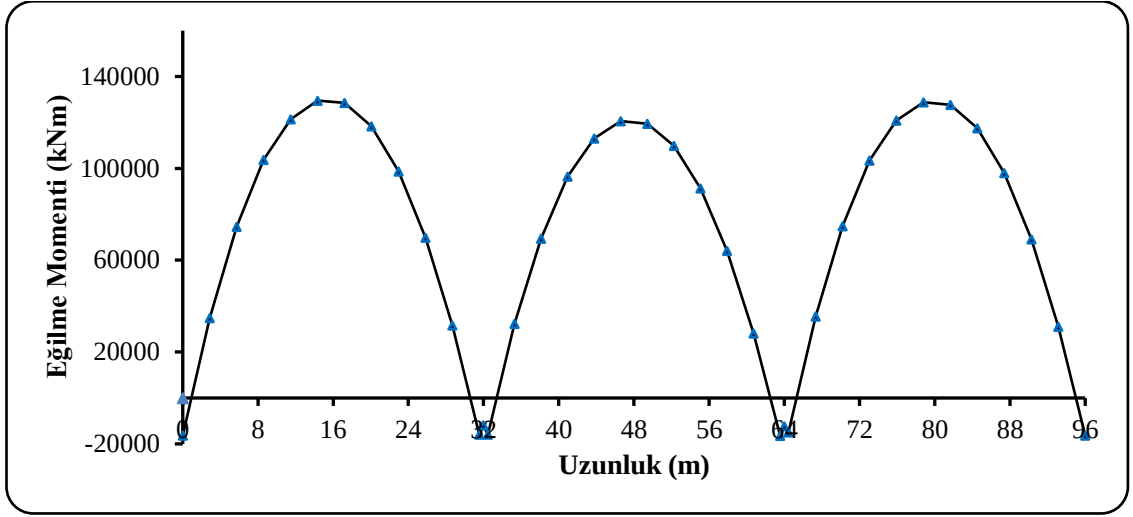
	Statik Analiz	DOYAA
	Maksimum Değer	
Tabliye Uzunluğu Boyunca:		
Eğilme Momenti	30677.42 kN	102830.03 kN
Kesme Kuvveti	5524.47 kN	14753.73 kN
Düşey Yerdeğiştirme	2.91 cm	10.69 cm
Ayak Yüksekliği Boyunca:		
Yatay Yerdeğiştirme	0.03 cm	0.40 cm
Normal Kuvvet	-2713.66 kN	980.09 kN

3.4. Köprünün Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yapım Aşamalı Analizi

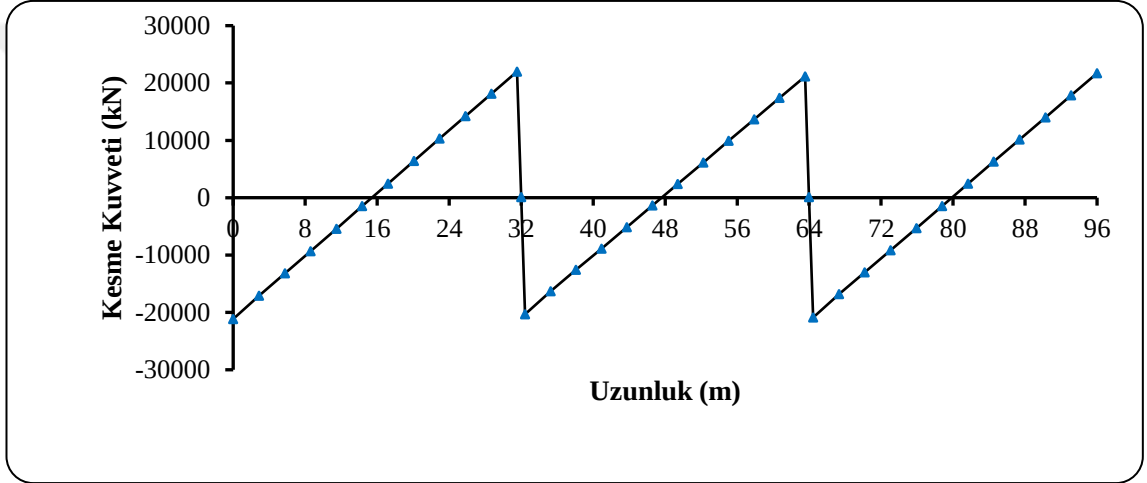
Bu bölümde SAP 2000 sonlu eleman programı ile gerçekleştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analizler ile köprü tabliye uzunluğu ve köprü ayak yüksekliği boyunca elde edilen normal kuvvet, kesme kuvveti, eğilme momenti ve yer değiştirme değerleri belirlenmiştir.

3.4.1. Köprü Tabliyesinin Davranışı

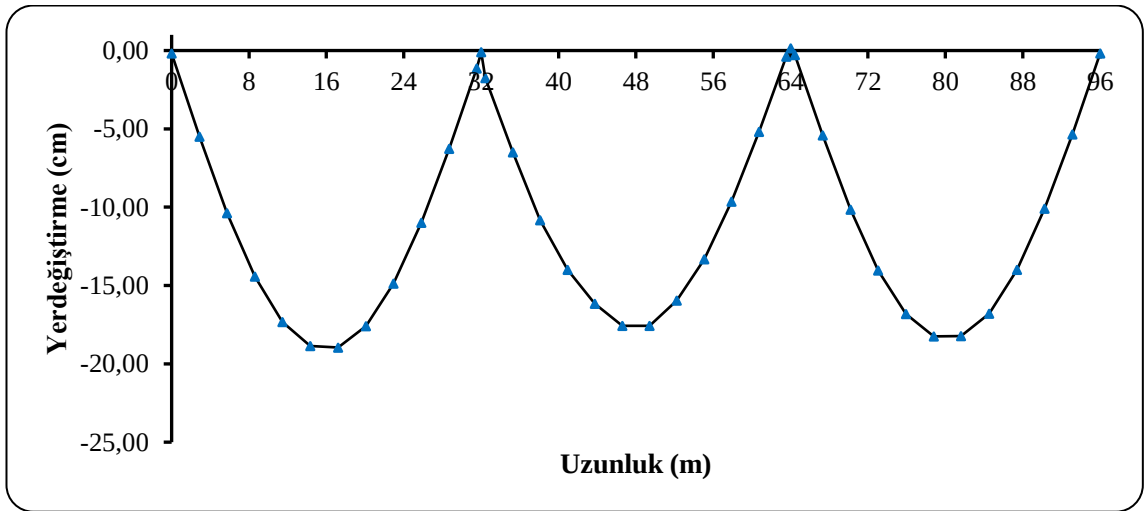
Köprünün zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analizleri neticesinde elde edilen eğilme momenti, kesme kuvveti ve düşey yer değiştirme değerlerinin tabliye uzunluğu boyunca değişimi Şekil 58-60'da sırasıyla gösterilmiştir. Şekillerde görüleceği üzere düşey yer değiştirmeler her bir açıklık ortasında artmakta olup maksimum yer değiştirme değeri 18.96 cm'dir. Eğilme momenti değerleri ise her açıklık ortasında maksimum değerlere çıkıp köprü ayakları üzerinde minimum değerlere inmektedir. Kesme kuvveti ise ayaklar üzerinde maksimum değere ulaşır köprü açıklık ortasında minimum değere düşmektedir.



Şekil 58. Eğilme momentleri değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (ZTADOYAA)



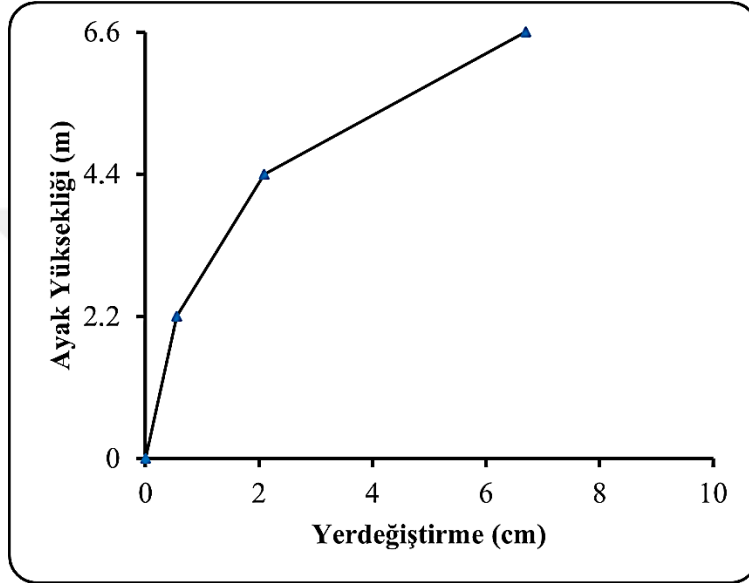
Şekil 59. Kesme kuvveti değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi (ZTADOYAA)



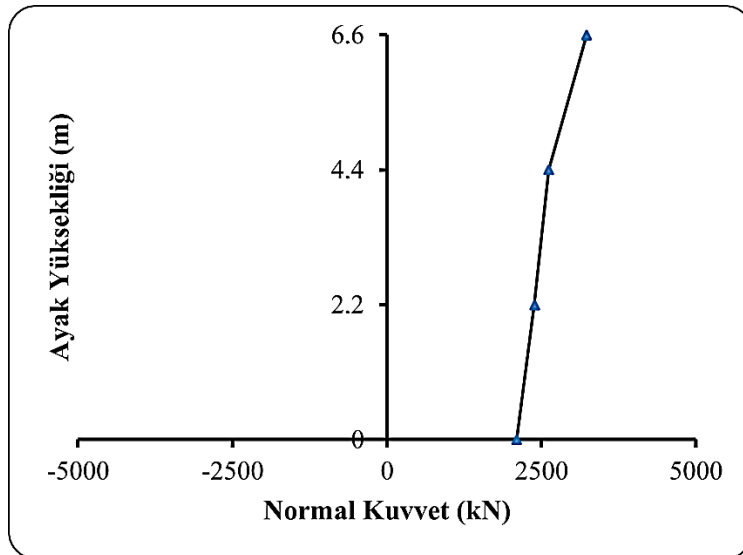
Şekil 60. Düşey yer değıştirme değerlerinin tabliye uzunluğunca değışimi (ZTADOYAA)

3.4.2. Köprü Orta Ayaklarının Davranışı

Köprünün yapım aşamalı analizleri neticesinde elde edilen yatay yer değiştirmelerin ve normal kuvvet değerlerinin orta ayak yüksekliği boyunca değişimi Şekil 61 ve Şekil 62’de gösterilmiştir. Şekil 61 incelendiğinde ayak yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmeler artmakta olup maksimum yer değiştirme ayak uç noktasında 0.40 cm olarak elde edilmiştir. Normal kuvvet değeri mesnet bölgesinde 2099 kN iken ayak uç noktasında 3228 kN’dur.



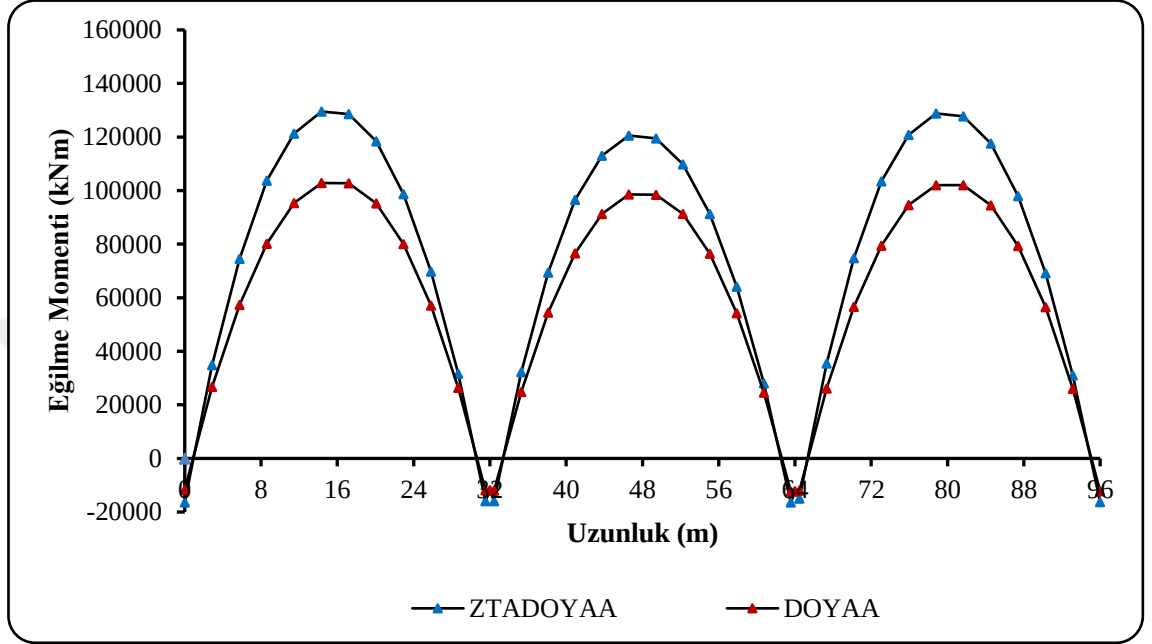
Şekil 61. Yatay yer değiştirme değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (ZTADOYAA)



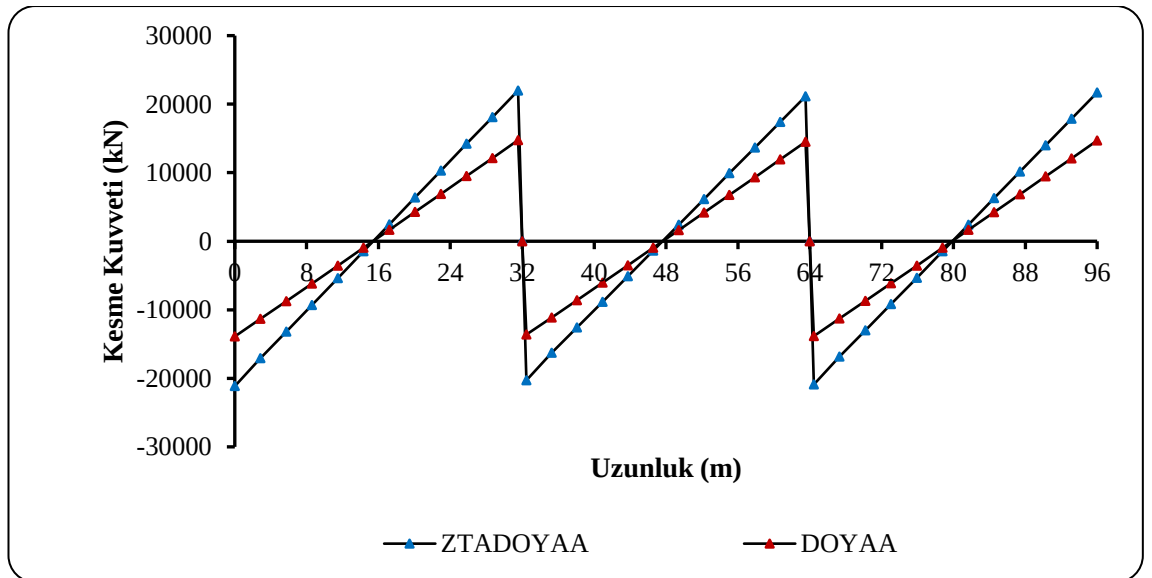
Şekil 62. Normal kuvvet değerlerinin ayak yüksekliğince değişimi (ZTADOYAA)

3.5. ZTADOYAA Sonuçları ile DOYAA Sonuçlarının Karşılaştırılması

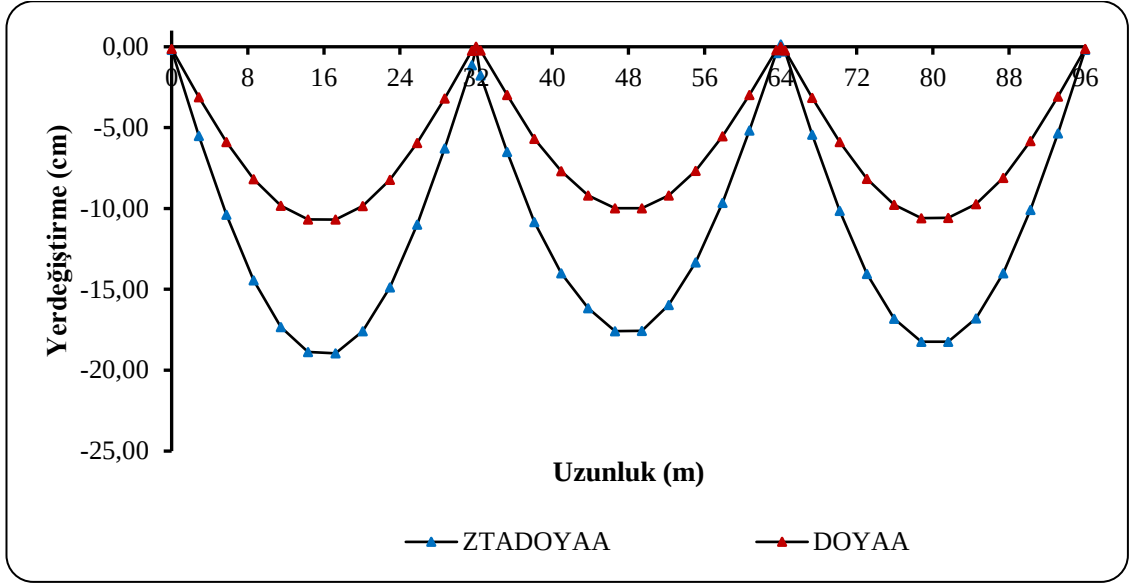
Doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşım analiz sonuçları için tabliye uzunluğunca meydana gelen değişimlerinin karşılaştırılması Şekil 63-65'te, ayak yüksekliğince meydana gelen değişimlerin karşılaştırılması ise Şekil 66 ve Şekil 67'de verilmiştir.



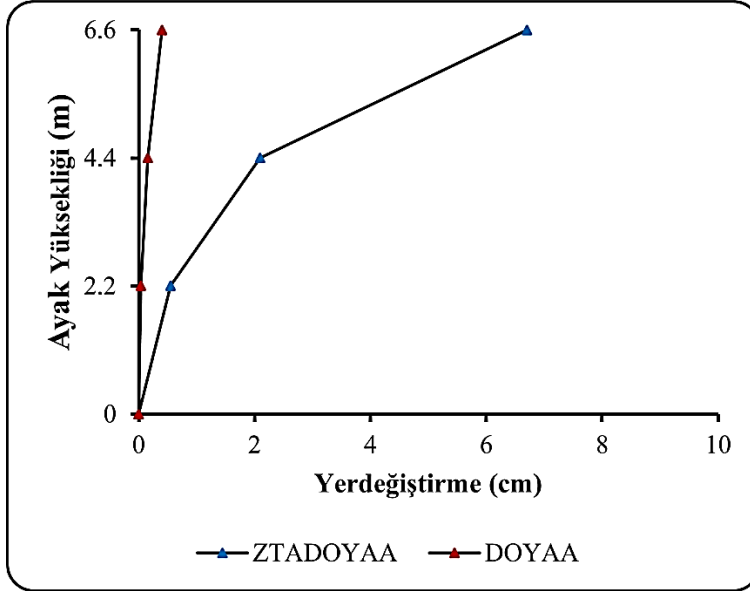
Şekil 63. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda eğilme momentinin karşılaştırması (Tabliye)



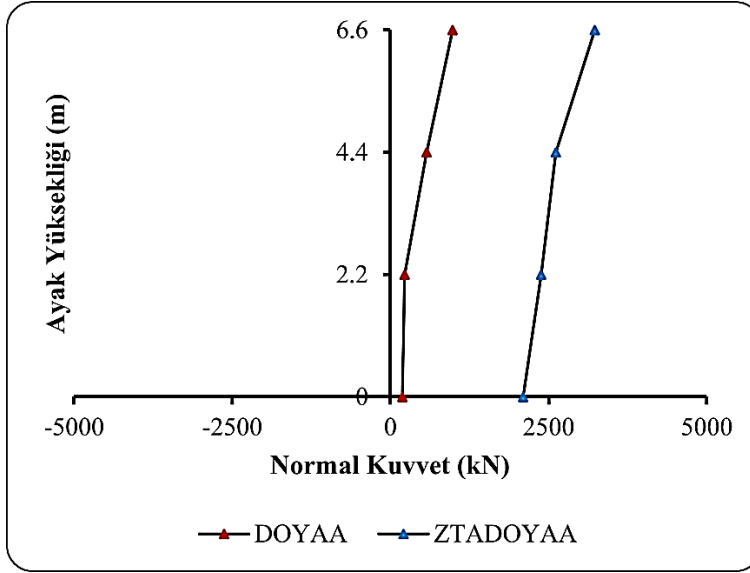
Şekil 64. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda kesme kuvvetinin karşılaştırması (Tabliye)



Şekil 65. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda düşey yerdeğiştirme karşılaştırması (Tabliye)



Şekil 66. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda yatay yerdeğiştirme karşılaştırması (Orta ayak)



Şekil 67. ZTADOYAA ve DOYAA sonucunda normal kuvvetin karşılaştırması (Orta ayak)

DOYAA ve ZTADOYAA sonuçlarından elde edilen maksimum değerlerin karşılaştırması Tablo 26’da verilmiştir.

Tablo 26. DOYAA ve ZTADOYAA sonucu maksimum değerlerin karşılaştırılması

	DOYAA	ZTADOYAA
	Maksimum Değer	
Tabliye Uzunluğu Boyunca:		
Eğilme Momenti	102830.03 kN	129520.18 kN
Kesme Kuvveti	14753.73 kN	21993.58 kN
Düşey Yerdeğiştirme	10.69 cm	18.96 cm
Ayak Yüksekliği Boyunca:		
Yatay Yerdeğiştirme	0.40 cm	6.70 cm
Normal Kuvvet	980.09 kN	3228.41 kN

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında Çirmiş Köprüsü'nün yapısal davranışına yapım aşamalarının ve zamana bağlı malzeme deformasyonları etkisinin doğrusal olmayan deprem analizi yöntemi ile belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla SAP 2000 sonlu eleman paket programında tasarımı yapılan köprü modelinde “doğrusal statik”, “doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz” ve “zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz” olmak üzere üç farklı analiz gerçekleştirilmiştir.

Çalışmaya konu olan karayolu köprüsünün üst yapısı öngörme kirişler ve tabliyeden meydana gelmektedir. Ülkemizde öngermeli kirişlerin hesap ve tasarım esaslarında uluslararası kabul gören AASHTO köprü tasarım yönetmeliği, TCK Yol Köprüleri Teknik Şartnamesi ve TS 3233 (1979) yönetmeliği kullanılmaktadır. Prekast ve kompozit kiriş kesit özellikleri göz önünde bulundurularak SAP2000'de basit kiriş tasarımı üzerinden gerçekleştirilmiş yük analizleri neticesinde kirişin mesnet ekseninden açıklık ortasına kadar olan uzaklıkta her bölge için moment tesirleri ve kesme kuvvetleri elde edilmiştir. Bu değerler kullanılarak öngörme kablo sayısı tespit edilip öngörme kayıpları hesaplandıktan sonra öngörme donatısının kılıflanmasına dair analizler yapılmıştır. Daha sonra kiriş yükleme aşamalarına göre kesit gerilmelerinin tahkiki sağlanıp aynı zamanda hem prekast hem de kompozit kiriş için eğilme taşıma kapasitesi kontrolü, öngörme donatısı oranı kontrolü, kesme hesapları kontrolü ve sehim kontrolleri gerçekleştirilerek modellenen köprü üst yapısının güvenilirliği belirlenmiştir.

AASHTO ve diğer yönetmelikler çerçevesinde üst yapı tasarım esasları dikkate alınarak dizayn edilen karayolu köprüsünün üç boyutlu sonlu eleman modelinde bu yönetmeliklerce belirtilen yükleme durumları ile öncelikle doğrusal statik analizleri gerçekleştirilmiştir. Daha sonra köprünün yapısal davranışına zamana bağlı malzeme deformasyonlarının etkisini belirlemek amacıyla doğrusal olmayan yapım aşamalı analizleri yapılmıştır. Doğrusal olmayan yapım aşamalı analizde beton malzemesi için basınç dayanımı, yaşı, sünme ve büzülme etkileri, çelik malzemesi için ise çeliğin gevşemesi ve P-Delta etkisi dikkate alınmıştır. Köprünün her iki analiz durumu için elde edilen kesit tesirleri ve yer değiştirme değerleri birbiriyle karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir.

Son olarak doğrusal olmayan yapım aşamalı analizlerin zaman tanım alanında gerçek deprem ivme kaydı ile çözümlemesinin gerçekleştirildiği zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz ile doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz

sonuçları elde edilen kesit tesirleri ve yer değiştirme değerleri birbiriyle karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir.

Ayrıca Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Raporu çerçevesinde yapı elemanlarında performans hedeflerine göre izin verilen dönme sınırları tespit edilerek köprünün yapısal performans düzeyi belirlenmiştir. Bu tespitler köprünün kesintisiz kullanım (KK) performans seviyesinde olduğunu göstermiştir.

Köprü modelinde gerçekleştirilen üç analiz için de (statik analiz - doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz - zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz) elde edilen düşey yer değiştirmelerin, eğilme momenti ve kesme kuvveti değerlerinin tabliye uzunluğunca değişimi incelenmiştir. Eğilme momenti ve yer değiştirme değerleri köprü açıklık ortalarında artıp ayaklar üzerinde minimum değerlere düşmüştür. Kesme kuvveti değerleri ise ayaklar üzerinde maksimum değere çıkıp köprü açıklık ortasına doğru minimum değere inmiştir. Orta ayak yüksekliğince yatay yer değiştirme ve normal kuvvet değerleri dikkate alındığında ayak yüksekliği arttıkça deplasman miktarı artmakta olup normal kuvvet değerleri ise minimal ölçüde artmaktadır. Statik analizde normal kuvvet değerleri grafiğin solunda negatif değerlerde kalırken diğer iki analizde grafiğin sağında pozitif değerler almaktadır.

“Doğrusal statik analiz” sonuçları ve “doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz” sonuçlarından elde edilen maksimum değerler karşılaştırmalı olarak incelendiğinde tabliye uzunluğunca eğilme momenti değeri 72.152,61 kN, kesme kuvveti değeri 9.229,26 kN, düşey yerdeğiştirme değeri ise 7.78 cm artmıştır. Ayak yüksekliğince ise yatay yerdeğiştirme değeri 0.37 cm, normal kuvvet değeri ise 3.693,75 kN artış sergilemiştir. Bu sebeple köprü tasarımında, yapısal davranışlarının belirlenmesinde yapım aşamalarının ve zamana bağlı malzeme deformasyonlarının dikkate alınması gerekliliğini ortaya çıkarmaktadır.

“Doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz” sonuçları ve “zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz” sonuçları elde edilen maksimum değerler karşılaştırmalı olarak incelendiğinde tabliye uzunluğunca eğilme momenti değeri 26.690,15 kN, kesme kuvveti değeri 7.239,85 kN, düşey yerdeğiştirme değeri ise 8.27 cm artmıştır. Ayak yüksekliğince ise yatay yerdeğiştirme değeri 6.30 cm, normal kuvvet değeri ise 2.248,32 kN artış sergilemiştir. Böylece doğrusal olmayan yapım aşamalı analiz sonuçlarına göre yapı elemanlarında daha yüksek kesit tesirleri ve yer değiştirme değerleri vermektedir. Bu suretle ülkemizin aktif fay kuşağında yer almasından dolayı köprü tasarımlarının sadece servis durumu ve yapım aşamalarını dikkate alacak şekilde

değil zaman tanım alanında gerçek ivme kayıtlarının da kullanılarak dinamik çözümlenmesi gerekir.

Bu çalışma neticesinde bazı öneriler aşağıda sunulmaktadır:

Bu tez kapsamında üst yapı tasarım esasları gerçekleştirilerek dizayn edilen köprü modeli üzerinde statik analiz ile birlikte hem yapım aşamalı analiz hem de doğrusal olmayan deprem analizi gerçekleştirilerek toplamda 3 tip analiz çözümlendiğinden dolayı zaman tanım alanında doğrusal olmayan yapım aşamalı analizde sadece 1 adet gerçek deprem ivme kaydı kullanılmıştır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kullanılmak üzere TBDY 2018’de verilen koşullar dikkate alınarak 11 adet deprem kaydı seçilerek ve de zemin parametreleri dikkate alınarak analizler yapılabilir. Ayrıca bu çalışmada model olarak öngerme kiriş yöntemi ile inşa edilen karayolu köprüsü ele alınırken diğer önemli mühendislik yapıları için de bu tip analiz gerçekleştirilebilir.

KAYNAKÇA

- AASHTO. (2002). *Standard specifications for highway bridges*, Washington D. C.
- AASHTO LRFD. (2017). *Bridge design specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D. C.
- Ahmed, G. ve Aziz, O. (2019). *Shear strength of joints in precast posttensioned segmental bridges during 1959–2019*, Review and Analysis Structures (Der.), (ss. 527-542). Iraq.
- Aktaş, E. (2010). *Öngerilme kirişli bir köprü tasarımı ve performansının değerlendirilmesi*. Yayımlanmamış yüksek lisans tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Altunışık, A. C., Ateş, Ş. ve Adanur, S. (2019). *İnşaat mühendisliğinde SAP2000 uygulamaları*. Dynamic Academy, Trabzon.
- Altunışık, A. C., Bayraktar, A., Sevim, B. ve Adanur, S. (2010). Construction stage analysis of Kömürhan Highway Bridge using time dependent material properties. *Structural Engineering and Mechanics*, 2, 207-223.
- Arısoy, B. (2005). Performansa dayalı sismik tasarım. Deprem Sempozyumu, 23-25 Mart 2005, Kocaeli.
- Ateş, Ş. (2011). Numerical modelling of continuous concrete box girder bridges considering construction stages. *Applied Mathematical Modelling*, 35, 3809-3820.
- Atmaca, B. (2012). *Kablolu köprülerin yapım aşamalarına göre analizi*. Yayımlanmamış yüksek lisans tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Bayraktar, A., Altunışık, A. C., Türker, T., Sevim, B. ve Ateş, Ş. (2007). Karayolu köprülerinin sonlu eleman modellerinin operasyonel modal analiz yöntemiyle iyileştirilmesi. Köprü ve Viyadükler Sempozyumu, 22-26 Kasım 2007, Kocaeli.
- Chen, C., Ma, Y., Yan, D. ve Li, Z. (2020). Coupled nonlinear and time-dependent analysis for long span cable-stayed bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8, 22-36. China.
- Cruz, P., Mari, A. ve Roca, P. (1998). Nonlinear time dependent analysis of segmentally constructed structures. *Journal of Structural Engineering*, 124, 278–287.
- Çağlar, Y., Şener, S. ve Belgin, Ç. (2011). Kutu kesitli öngerilmeli köprülerde zamana bağlı yerdeğiştirmeler. 17. Ulusal Mekanik Kongresi, 18 Ağustos 2011, İstanbul.

- Çavdar, Ö. ve Şener M.A. (2022). *Dilimsel dengeli konsol yöntemi ile tasarlanan bir köprüünün yapım aşamaları dikkate alınarak yapısal davranışının incelenmesi*, El-Cezerî Journal of Science and Engineering, 9, 469-491, Türkiye.
- Deprem Etkisi Altında Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Tasarımı İçin Esaslar. (2020). Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı, Ankara.
- Dolati, A., Taghikhany, T. ve Rahai, A. (2012). Seismic demands of the case study highway bridge under near fault pulse-like ground motion. 15 February 2012, Lisboa.
- Filho, J., Beghetto, F. ve Remor, J. (2017). A methodology for the dynamic analysis of railway bridges subjected to vehicular loads. Structures Congress, 04-08 July 2017, Brazil.
- Günaydın, M. (2011). *Asma köprülerin yapısal davranışının yapım aşamaları dikkate alınarak belirlenmesi*. Yayımlanmamış yüksek lisans tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Günaydın, M., Adanur, S., Altunışık, A. C., Sevim, B. ve Türker E. (2014). Determination of structural behavior of Bosphorus Suspension Bridge considering construction stages and different soil conditions. *Steel and Composite Structures*, 17, 405-429.
- Hajali, M., Jalali, A. ve Maleki, A. (2018). Effects of near fault and far fault ground motions on nonlinear dynamic response and seismic improvement of bridges. *Civil Engineering Journal*, 4, 6-15.
- Huang, D. ve Member, P. (2001). *Dynamic analysis of steel curved box girder bridges*. Journal of Bridge Engineering (Der.), (ss. 6-18). United States.
- Jalali, R., Jokandan, M. ve Trifunac, M. (2012). Earthquake response of a three-span, simply supported bridge to near-field pulse and permanent-displacement step. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 380-397.
- Kaptan, K. (2013). Fatih Sultan Mehmet Köprüsü yapısal davranışının belirlenmesi. *Selçuk Üniversitesi Mühendislik Bilim ve Teknoloji Dergisi*, 1, 2-15.
- Karaca, H. (2017). *Yakın fay etkisindeki uzun açıklıklı köprü sistemlerin dinamik analizi*. Yayımlanmamış yüksek lisans tezi, Gazi Üniversitesi, Ankara.
- Karakaplan, A., Caner, A., Kuş, Ö., Domaniç, A. ve Lüleç, A. (2009). Yapı çözümlemesinde yeni bir devir: Yapım aşaması. *İMO Teknik Dergi*, 321, 4905-4917.

- Karaton, M., Aksoy, H., Sayın, E. ve Calayır, Y. (2017). Nonlinear seismic performance of a 12th century Historical Masonry Bridge under different earthquake levels. *Engineering Failure Analysis*, 79, 408-421.
- KGM. (1973). *Yol köprüleri için teknik şartname*. Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara.
- Kwak, H. ve Son, J. (2004). *Design moment variations in bridges constructed using a balanced cantilever method*. *Construction and Building Materials*, 18, 753-766, Korea.
- Leite, A., Silva, F., Berenguer, R. ve Oliviera, R. (2016). Numerical staged construction analysis of precast concrete bridge. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 10, 447-451.
- Lin, W. ve Yoda, T. (2017). Reinforced and prestressed concrete bridges. *Bridge Engineering*, 97-110.
- Malm, R. ve Sundquist, H. (2010). *Time-dependent analysis of segmentally constructed balanced cantilever bridges*. *Engineering Structures*, 32, 1038-1045, Stocholm.
- Mari, A. (2000). Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames. *Engineering Structures*, 22, 585-596.
- Martins, A., Simoes, L. ve Negrao, J. (2014). Cable stretching force optimization of concrete cable-stayed bridges including construction stages and time-dependent effects, *Structural and Multidisciplinary Optimization*. 51, 757-772.
- Mosleh, A., Razzaghi, M., Jara, J. ve Varum, H. (2016). Seismic fragility analysis of typical pre-1990 bridges Due to Near and Far-Field Ground Motions. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 8, 1-9.
- Muc, A., Stawiarski, A. ve Chwal, M. (2020). Design of the hybrid frp/concrete structures for bridge constructions. *Composite Structures*, 18, 247-260.
- Nuri, S. (2019). *Dilimsel dengeli konsol yöntemi ile inşa edilen köprü üstyapısının yapım aşamalarına göre analizi*, Yayımlanmamış yüksek lisans Tezi. İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Özmen, A. ve Sayın, E. (2020). *Tarihi yığma bir köprünün deprem davranışının değerlendirilmesi*. Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi Mühendislik Bilimleri (Der.), (ss. 956-965). Niğde.
- Özmen, H. B., İnel, M. ve Bilgin, H. (2007). Betonarme elemanların doğrusal ötesi davranışlarının modellenmesi. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2017, İstanbul.
- PCI. (1985). *PCI design handbook—precast and prestressed concrete*, Chicago.

- Sarsık, S. T. (2008). *Öngerilmeli Prefabrikte I Kesitli Köprü Kirişlerinin Optimizasyonu. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.*
- Seçer, M. ve Kural, M. (2010). *İçerisi beton ile doldurulmuş çelik kutu kesitli kolonların gerilme-şekil değiştirme-zaman ilişkilerinin incelenmesi. Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri (Der.), (ss. 11-19). Denizli.*
- Sun, J., Zhang, J., Huang, W., Zhu, L., Liu, Y. ve Yang, J. (2020). Investigation and finite element simulation analysis on collapse accident of Heyuan Dongjiang Bridge. *Engineering Failure Analysis*, 115, 5-18.
- Sümerkan, S., Bayraktar, A. ve Türker, T. (2015). Dengeli konsol betonarme köprüler için deneysel yöntemlere dayalı doğal frekans formülü. 3. Köprüler Viyadükler Sempozyumu, 08-10 Mayıs 2015, Bursa.
- Şener, S., Şener, K. C., Gündüz, N. ve Yecan, E. (2015). Öngerilmeli beton köprülerde zamana bağlı yerdeğiştirmeler. 3. Köprüler Viyadükler Sempozyumu, 08-10 Mayıs 2015, Bursa.
- Traykov, A. ve Boiadjeva, R. (2015). *Computer modelling of structures with account of the construction stages and the time dependent material properties. Gradjevinski Materijali i Konstrukcije (Der.), (ss. 29-35). Zagreb.*
- TS 3233. (1979). *Öngerilmeli beton yapıların hesap ve yapım kuralları. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.*
- Tankut, T. ve Kozanoğlu C. (1990). *Beton boşluklarının öngerilmeli kiriş davranışına etkileri. İMO Teknik (Der.), (ss. 209-215). Ankara.*
- Tu, B., Fang, Z., Dong, Y. ve Frangopol, D. (2017). Time-variant reliability analysis of widened deteriorating prestressed concrete bridges Considering Shrinkage and Creep. *Engineering Structures*, 153, 1-16.
- Uluğ, N. (2008). *Öngerilmeli Bir Köprü Tasarımı ve Performans Değerlendirilmesi. Yüksek Lisans tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.*
- URL-1, www.ciftcioglumuhendislik.com/ardgerme-ve-ongerme. 13 Mart 2019.
- URL-2, www.hitit.edu.tr/mf/files/39932. 19 Mart 2013.
- URL-3, www.dynaaca.com. 27 Mayıs 2019.
- Vokunnaya, S., Ravindranatha. ve Thite, T. (2017). Construction stage analysis of segmental cantilever bridge. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 8, 373-382.
- Yıldırım, E. (2011). *Yapım aşamaları ve farklı zemin durumlarının betonarme köprülerin yapısal davranışlarına etkisi. Yayımlanmamış yüksek lisans tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.*

- Yıldız, H. (2019). *Nissibi Köprüsünün hesap esasları ve yapım aşamalarının incelenmesi*. Yayınlanmamış yüksek lisans tezi, Dicle Üniversitesi, Diyarbakır.
- Wang, P. H., Tang, T. Y. ve Zheng, H. N. (2004). Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. *Computers and Structures*, 82, 329-346.
- Wang, X., Wang, H., Sun, Y., Mao X. ve Tang, S. (2020). Process-independent construction stage analysis of self-anchored suspension bridges. *Automation in Construction*, 117, 93-115.
- Xia, H. ve Zhang, N. (2005). *Dynamic analysis of railway bridge under high-speed trains*. Computers and Structures (Der.), (ss. 1891-1901). China.



ÖZGEÇMİŞ

Osman SARIGÜN, lise öğrenimini 2007-2011 yılları arasında Kütahya Kılıçarslan Anadolu Lisesi'nde tamamladı. Lisans eğitimini 2011-2015 yılları arasında Bayburt Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümünde tamamladı. 2017 yılında Karayolları 101. Şube (Gümüşhane) Şefliği'ne İnşaat Mühendisi olarak atandı. 2019 yılında Gümüşhane Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans eğitimine başladı.

