



**KOMPOZİT ÇELİK I-KİRİŞ KÖPRÜLERİN
SEZGİSEL ALGORİTMA TEKNİKLERİYLE
OPTİMUM TASARIMI**

Doktora Tezi

Fatma ÜLKER PEKER

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Yapı Ana Bilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Ragıp İNCE

AĞUSTOS-2019

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOMPOZİT ÇELİK I-KİRİŞ KÖPRÜLERİN SEZGİSEL ALGORİTMA
TEKNİKLERİYLE OPTİMUM TASARIMI**

Doktora Tezi

Fatma ÜLKER PEKER

112115202

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 12.07.2019

Tezin Savunulduğu Tarih: 23.08.2019

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Yapı

Danışman: Prof.Dr.Ragıp İNCE

Prof.Dr.M.Sedat HAYALİOĞLU

Prof.Dr.S.Özgür DEĞERTEKİN

Prof.Dr.Ömer KELEŞOĞLU

Dr.Öğr.Üyesi Sedat SAVAŞ

AĞUSTOS -2019

TEŞEKKÜR

Doktora tez çalışmalarım boyunca engin bilgi ve tecrübesi ile bana yol gösteren, kıymetli zamanını hoşgörü ve sabırla benimle paylaşan değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Ragıp İnce'ye teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarımın optimizasyon kısmında bilgi ve tecrübesiyle bana yol gösteren Sayın Prof. Dr S. Özgür DEĞERTEKİN'e teşekkür ederim.

Tez çalışmamın bilgisayar programlama ve API uygulaması kısmında bana destek sağlayan kardeşim Bilgisayar Yük. Mühendisi Mehtap Ülker'e teşekkür ederim.

Ayrıca; beni bugünlere getiren ve hayatta her zaman en büyük destekçim olan sevgili babam ve anneme, tez çalışmam boyunca yardımını ve desteğini benden esirgemeyen eşime ve kardeşlerime sonsuz teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
TEŞEKKÜR	II
İÇİNDEKİLER	III
ÖZET	VI
ABSTRACT	VII
ŞEKİLLER LİSTESİ	VIII
TABLolar LİSTESİ	XII
SEMBOLLER LİSTESİ	XIV
KISALTMALAR	XVII
1. GİRİŞ	1
1.1. Çalışmanın Amacı	2
1.2. Çalışmanın Kapsamı.....	2
2. KÖPRÜ MÜHENDİSLİĞİ	4
2.1. Köprü Mühendisliğinin Tarihi	4
2.2. Köprünün Yapısal Özellikleri	8
2.2.1. Köprü üst yapısı	9
2.2.2. Köprü alt yapısı.....	9
2.2.3. Köprülerin sınıflandırılması.....	10
2.2.4. Köprülerin tasarımı	12
2.3. Çelik I-Kiriş Özellikleri.....	19
2.3.1. Çelik I-Kirişlerin tasarıma yönelik kesit özellikleri.....	21
2.4. Sehim Sınırlamaları	23
3. ÇELİK KOMPOZİT I-KİRİŞLERİN ANALİZ VE TASARIMI	24
3.1. Çelik Kompozit I-Kirişlerin Analizi	25
3.1.1 Analiz yöntemleri.....	26
3.2. SAP2000 ve CSiBridge ile Köprü Analiz ve Tasarımı	31
3.2.1. CSiBridge’de Temel Kavramlar Analiz ve Modelleme.....	32
3.3. Köprü Analizinde VB.NET-SAP2000 API Yaklaşımı.....	35
3.4. Optimum Tasarım Problemi - Sezgisel Algoritmalar ve Literatür Taraması ...	39

3.4.1. Sezgisel algoritmalar.....	40
3.4.2. Literatür taraması	44
3.4.3. Optimum tasarım algoritması	60
4. SAYISAL UYGULAMALAR.....	64
4.1. İç Kirişlerde Moment Dağılımı	64
4.1.1. Üç-açıklıklı 30-30-30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları..	65
4.1.2. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft Köprünün LLDF Hareketli Yük Dağıtma katsayıları.....	68
4.1.3. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları.....	69
4.1.4. İki-açıklıklı 30–30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları...	71
4.1.5. İki-açıklıklı 120–120 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları ...	72
4.1.6. İki-açıklıklı 165–165 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları ...	73
4.2. Çizgisel-Kiriş Yöntemiyle Köprü Analizi	74
4.2.1. Üç-açıklıklı 30-30-30 m Çelik I-Kiriş köprünün tesir çizgileriyle analizi ..	74
4.2.2. Üç-açıklıklı 30-30-30 m çelik I-Kiriş köprünün en elverişsiz yüklemelerle analizi.....	79
4.2.3. Üç-açıklıklı 30-30-30 m çelik köprünün SAP2000 ve CSiBridge yazılımlarıyla analizi.....	88
4.2.4. İki-açıklıklı 30-30 m çelik I-Kiriş köprünün tesir çizgileriyle analizi	90
4.2.5. İki-açıklıklı 30-30 m çelik I-Kiriş köprünün en elverişsiz yüklemelerle analizi	94
4.2.6. İki-açıklıklı 30-30 m çelik köprünün SAP2000 ve CsiBridge yazılımlarıyla analizi.....	95
4.2.7. İki-açıklıklı 165-165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün analizi	97
4.2.8. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik köprünün CSiBridge yazılımıyla analizi	104
4.2.9. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün analizi.....	110
4.2.10. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün CSiBridge yazılımıyla analizi	114

4.2.11. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün analizi.....	120
4.2.12. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün CSiBridge yazılımıyla analizi	122
4.2.13. İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün analizi	125
4.2.14. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprüünün CSiBridge yazılımıyla analizi	132
4.2.15. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin hesabı	134
4.2.16. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprüde yük etkilerinin birleştirilmesi ve Dayanım-I gerilmelerinin hesabı	139
5. ÇELİK I-KİRİŞ KÖPRÜLERİN ARMONİ ARAAMA YÖNTEMİYLE OPTİMUM TASARIMI.....	143
5.1. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprüünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı	144
5.2. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik I-Kiriş köprüünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı	153
5.3. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprüünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı	160
5.4. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprüünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı	166
6. SONUÇLAR ve DEĞERLENDİRMELER.....	174
KAYNAKLAR	178
EKLER	187

ÖZET

Bu çalışmada, kompozit çelik I-Kiriş köprülerin tasarımını gerçekleştirmek için iki aşamadan oluşan etkin bir optimum tasarım yaklaşımı sunulmaktadır. İlk adımda, köprü tasarımcıları tarafından benimsenen analiz yöntemleri irdelenmiştir. Çizgisel-Kiriş analiz yöntemi ile çözümlerde, tesir çizgileri ve en elverişsiz yükleme durumları altında çözümler yapılarak karşılaştırılmıştır. Hareketli yük dağıtma katsayılarının Çizgisel-Kiriş analiz sonuçlarına uygulanması ile CSiBridge ve SAP2000 yazılım sonuçlarına yeterli bir hassasiyetle yaklaşılmıştır. Çelik köprü sistemlerinde analize katılan sabit ve hareketli yük hesaplamaları ayrıntılı olarak ele alınmıştır. Tasarıma esas olan Dayanım1 durumu için Çizgisel-Kiriş ve SAP2000-Bridge 3D kesin analiz sonuçları arasındaki hata oranının kabul edilebilir olduğu görülmüştür. Çelik I-Kiriş köprü üst yapısının kompozit olması durumu AASHTO LRFD Şartnamesine göre üç aşamalı olarak incelenmiş ve gerçekçi bir analiz ve tasarım sağlanmıştır.

Tez çalışmasının ikinci adımında optimum tasarım algoritması için VB.Net ortamında, SAP2000 API fonksiyonlarıyla genel amaçlı bir yazılım geliştirilmiştir. Optimum tasarımı gerçekleştirmek amacıyla, sezgisel algoritmalar arasında en etkin olan armoni arama yöntemi yazılıma uyarlanmıştır. Çalışmada belirlenen en uygun armoni parametreleriyle en iyi tasarımlar elde edilmiştir. Gerilme ve sehim gibi etkin sınırlayıcılarla birlikte, AASHTO LRFD Şartnamesinin sınırlayıcıları da göz önüne alınarak armoni arama tekniği ile optimum tasarım problemi kurulmuştur. Geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermek üzere, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ’de mevcut olan *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemi ile de problemler çözülmüş ve elde edilen sonuçlar armoni arama yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarım işleminde sehim sınırlayıcısının etkin belirleyici olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Kompozit Yapı, Çelik I-Kiriş Köprü, Çizgisel-Kiriş Analizi, SAP2000 API, Optimizasyon, Armoni Arama, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ, Doğrusal Olmayan GRG, Açılım, AASHTO LRFD

ABSTRACT

Optimum Design of Composite Steel I-Girder Bridges with Heuristic Algorithm Techniques

In this study, an efficient optimum design approach consisting of two stages is presented to realize the design of composite steel I-Girder bridges. In the first step, the analysis methods adopted by the bridge designers are examined. Line-Girder analysis method is used to analyze the solutions under the influence lines and most unfavorable loading conditions. With the application of the moving load distribution coefficients to the line-girder analysis results, the results of CSiBridge and SAP2000 software are approached with sufficient precision. Fixed and moving load calculations are analyzed in detail in steel bridge systems. It was found that the error rate between Line-Girder and SAP2000-Bridge 3D exact analysis results is acceptable for the case of the Strength I. Composite steel I-Girder bridge superstructure is examined in three stages according to AASHTO LRFD Specification. In this way a realistic analysis and design is provided.

In the second step of the thesis study, a general purpose software was developed on the VB.Net platform with the SAP2000 API functions for the optimum design algorithm. In order to realize the optimum design, the most effective harmony search method among the heuristic algorithms is adapted to the software. The best designs were obtained with the most appropriate harmony parameters determined in this study. With the effective limiters such as stress and deflection, optimum design problem has been established with harmony search technique considering the limiters of AASHTO LRFD specification. In order to demonstrate the suitability of the developed Harmony Search Algorithm, the problems were solved with the Nonlinear GRG and Evolutionary method available in MS-EXCEL SOLVER and the results obtained were compared with the results of the harmony search method. It was found that deflection limiter was effective determinant in optimum design of steel I-Girder bridges.

Key Words: Composite Structure, Steel I-Girder Bridge, Line-Girder Analysis, SAP2000 API, Optimization, Harmoni Search, MS-EXCEL SOLVER, GRG Nonlinear, Evolutionary, AASHTO LRFD

ŞEKİLLER LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1.	Taş kemer köprü ve ahşap köprü örneği (a) Taş kemer köprü (b) Ahşap köprü	5
Şekil 2.2.	Asma köprü örnekleri (a) Golden Gate Köprüsü(b) Wheeling Asma Köprüsü.....	6
Şekil 2.3.	Walnut Lane Köprüsü.....	7
Şekil 2.4.	Çelik kirişli köprü örnekleri (a) Kompozit çelik I-kiriş köprü (b) Kompozit çelik kutu kirişli köprü	8
Şekil 2.5.	Tipik köprü yapısı ve yapı elemanları (a) Köprü yapısal sistemi (b) Köprü yapı elemanları.....	9
Şekil 2.6.	Köprülerin sınıflandırılması	11
Şekil 2.7.	Temel köprü tipleri (a) Kirişli köprüler (b) Kablo askılı köprüler (c) Asma köprüler (d) Kemer köprüler.....	13
Şekil 2.8.	Çok kirişli kompozit köprü (a) Köprünün tipik en kesiti (b) En kesit detayı 20	
Şekil 3.1.	Hassas analiz yöntemde modelleme a) Gerçek köprü, b) 2-D modeli c) 3-D analiz modeli.....	29
Şekil 3.2.	Yapısal analizde SAP2000 API bağlantısı.....	37
Şekil 3.3.	Optimum boyutlandırmada açıklıkta ve mesnette en kesit tasarım değişkenleri	61
Şekil 4.1.	Üç-açıklıklı çelik I-Kiriş köprü (a) Köprünün enkesit ve boykesitleri (b) Köprünün kiriş enkesiti.....	66
Şekil 4.2.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri.....	68
Şekil 4.3.	Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri.....	70
Şekil 4.4.	İki-açıklıklı 30-30 m kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri .	71
Şekil 4.5.	İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri.. ..	72
Şekil 4.6.	İki-açıklıklı 165–165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri	73
Şekil 4.7.	Üç-açıklıklı çelik köprü kirişi ve Çizgisel-Kiriş çözümü (a) Birim yük uygulamaları (b) Köprü kirişin SAP2000 programı ile tesir çizgisi ordinatları	76
Şekil 4.8.	Üç-açıklıklı sürekli kirişte 0.4L ₁ de tesir çizgisine HL-93 hareketli yükünün uygulanması.....	77
Şekil 4.9.	HL-93S araç yükü için dönüm-büküm noktaları	80
Şekil 4.10.	HL-93 araç yüklemeleri (a) HL-93 (ASHTO-LRFD tasarım kamyonu) + 9.3 kN/m şerit yükü (b) HL-93 (ASHTO-LRFD tasarım Tandemi) + 9.3	

kN/m şerit yükü (c) İki ASHTO-LRFD HL-93 tasarım kamyonu'nun %90'ı + 9.3 kN/m şerit yükünün %90'ının uygulanması	81
Şekil 4.11. HL-93 kamyonun yük merkezi ve tekerlek mesafelerinin belirlenmesi	82
Şekil 4.12. Birinci açıklıkta maksimum pozitif moment için HL-93 Kamyon ve Tandem yüklemeleri	83
Şekil 4.13. Üçüncü açıklıkta maksimum pozitif moment için HL-93 Kamyon ve Tandem yüklemeleri	83
Şekil 4.14. İkinci açıklıkta maksimum pozitif moment için HL-93 Kamyon ve Tandem yüklemeleri	84
Şekil 4.15. Birinci iç mesnette maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerinin hesaplanmasında HL-93S yüklemesi	84
Şekil 4.16. İkinci iç mesnette maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerinin hesaplanmasında HL-93S yüklemesi	85
Şekil 4.17. Birinci dış mesnette maksimum reaksiyon kuvvetinin hesaplamasında uygulanan HL-93 Kamyon yüklemesi	86
Şekil 4.18. Dördüncü dış mesnette maksimum reaksiyon kuvvetinin hesaplamasında uygulanan HL-93 Kamyon yüklemesi	86
Şekil 4.19. Üç-açıklıklı 30-30-30 m çelik I-Kiriş köprü'nün en elverişsiz yüklemeler altında moment ve reaksiyon kuvvetleri (a) Maksimum momentler (b) Maksimum reaksiyon kuvvetleri.....	87
Şekil 4.20. Üç-açıklıklı sürekli köprü kirişin SAP2000 Bridge Wizard ile modellenmesi	89
Şekil 4.21. HL-93k araç yüklemesinin SAP2000 Bridge ile hesaplanan hareketli yük momenti	90
Şekil 4.22. İki-açıklıklı sürekli köprü (a) Örnek köprü (b) Köprü'nün SAP2000 ile tesir çizgisi ordinatları	91
Şekil 4.23. İki-açıklıklı sürekli kirişte 0.4L1 de tesir çizgisine HL-93 hareketli yükünün uygulanması (a) Tasarım kamyon yükü (b) Tasarım şerit yükü	92
Şekil 4.24. İki-açıklıklı 30-30 m çelik I-Kiriş köprü'nün en elverişsiz yüklemeler altında moment ve reaksiyon kuvvetleri (a) Maksimum momentler (b) Maksimum reaksiyon kuvvetleri.....	95
Şekil 4.25. İki-açıklıklı sürekli köprü kirişin SAP2000 Bridge Wizard ile modellenmesi	96
Şekil 4.26. HL-93K araç yüklemesinin SAP2000 Bridge ile hesaplanan hareketli yük momenti	97
Şekil 4.27. İki-açıklıklı 165-165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprü (a) Köprü'nün boy kesiti (b) Köprü'nün kiriş en kesitleri	98
Şekil 4.28. DC1 ölü yükleri altında moment diyagramları (a) DC1-çelik kiriş (b) DC1- Deck (c) DC1-Haunch	100
Şekil 4.29. Ölü yük moment diyagramları (a) DC1-toplam_maxM diyagramı (b) Bariyer DC2 moment diyagramı (c) Yüzey kaplaması DW moment diyagramı	101
Şekil 4.30. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik köprü'nün CSiBridge detayları (a) Kenar ve orta ayakta kayıcı ve sabit mesnet detayları (b) 165 ft'te başlık kirişi ve kolonları içeren köprü en kesiti.....	105

Şekil 4.31.	İki-açıklıklı 165-165 ft çelik köprünün CSiBridge’de çözümleri (a) DC yüklemesi sonuçları (b) DW yüklemesi sonuçları (c) HL-93K ZARF yüklemesi sonuçları (d) HL-93KMS ZARF yüklemesi sonuçları (e) StrIGroup1 ZARF yüklemesi sonuçları.....	108
Şekil 4.32.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün enkesitleri.	111
Şekil 4.33.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün sabit yükler altında maksimum momentlerinin SAP2000 ile elde edilmesi (a) DC1 yüklemesi (b) DC2 yüklemesi (c) DW yüklemesi (b) COMBO-DC yüklemesi.....	112
Şekil 4.34.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün en elverişsiz yüklemeler altında moment ve reaksiyon kuvvetleri (a) Maksimum momentler (b) Maksimum reaksiyon kuvvetleri.....	113
Şekil 4.35.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik köprünün CSiBridge’de çözümleri (a) DC yüklemesi sonuçları (b) DW yüklemesi sonuçları (c) HL-93K ZARF yüklemesi sonuçları (d) HL-93KMS ZARF yüklemesi sonuçları (e) StrIGroup1 ZARF yüklemesi sonuçları.....	118
Şekil 4.36.	Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprü (a) Köprünün boylama ve en kesitleri (b) HL-93KMS altında elde edilen moment değerleri	121
Şekil 4.37.	İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün enkesitleri [33].	126
Şekil 4.38.	İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüde ölü yüklemesi durumları ve moment diyagramı (a) DC1-Steel yüklemesi (b) Deck+Haunch Yükleme: (c) DC2-Parapet yüklemesi (d) DW-Aşınma tabakası yüklemesi (e) DC-Combo moment diyagramı.....	129
Şekil 4.39.	Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle en elverişsiz yüklemesi durumlarını yansıtan HL-93KMS sonuçları.....	131
Şekil 4.40.	İki-açıklıklı 120-120 ft köprünün CSiBridge-3D kesin hesap sonuçları (a) DC-COMBO yüklemesi (b) StrIGroup1 yüklemesi (c) HL-93KMS yüklemesi	134
Şekil. 4.41.	120-120 ft köprünün Kiriş kesit özelliklerin hesaplanması (a) Kompozit olmayan kesit (b) Kompozit kesit	135
Şekil. 5.1.	110-165-125 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri	145
Şekil. 5.2.	110-165-125 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı.....	151
Şekil. 5.3.	110-165-125 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi.....	153
Şekil. 5.4.	120-120 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri	155
Şekil. 5.5.	120-120 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı.....	158
Şekil. 5.6.	120-120 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi.....	160
Şekil. 5.7.	165-165 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri	161

Şekil. 5.8.	165-165 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı.....	164
Şekil. 5.9.	165-165 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi.....	166
Şekil. 5.10.	140-175-140 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri	167
Şekil. 5.11.	140-175-140 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı.....	171
Şekil. 5.12.	140-175-140 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi.....	172



TABLÖLER LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. AASHTO-LRFD taşıt yük etkisi sehim sınırları	23
Tablo 4.1. Üç-açıklıklı 30-30-30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları.	67
Tablo 4.2. AASHTO LRFD Şartnamesine göre sınırlamaların kontrolü	69
Tablo 4.3. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları.....	69
Tablo 4.4. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları.....	70
Tablo 4.5. İki-açıklıklı 30-30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları .	71
Tablo 4.6. İki-açıklıklı 120-120 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları..	72
Tablo 4.7. İki-açıklıklı 165–165 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları	73
Tablo 4.8. Sürekli köprü kirişin SAP2000 programı ile hesaplanan tesir çizgisi ordinat değerleri.....	77
Tablo 4.9. Sürekli köprü kirişin SAP2000 programı ile hesaplanan tesir çizgisi ordinat değerleri.....	91
Tablo 4.10. İki-açıklıklı 165-165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüde ölü yük hesaplamaları	99
Tablo 4.11. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün sabit yükler altında maksimum momentleri	102
Tablo 4.12. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün hareketli yükler altında maksimum momentleri	103
Tablo 4.13. İki-açıklıklı 165-165 ft Çelik I-Kiriş köprünün tesir çizgisi analiziyle maksimum momentleri	104
Tablo 4.14. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün CSiBridge-3D ile çözümü ve karşılaştırmalar.....	109
Tablo 4.15. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün sabit yükler altında maksimum momentleri	111

Tablo 4.16.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün CSiBridge-3D ile çözümü ve karşılaştırmalar	115
Tablo 4.17.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün Dayanım I Çizgisel-Kiriş momentleri.....	119
Tablo 4.18.	Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprünün sabit ve hareketli yükler altında maksimum momentleri	122
Tablo 4.19.	Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprünün Çizgisel-Kiriş ve CSiBridge sonuçlarının karşılaştırılması	124
Tablo 4.20.	Hareketli yüklerin tam olarak aktarılmasında AASHTO LRFD Şartnamesine göre sınırlamaların kontrolü.....	130
Tablo 4.21.	İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin MS-EXCELde hesabı	137
Tablo 4.21.	İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin MS-EXCELde hesabı (devamı).....	138
Tablo 4.21.	İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin MS-EXCELde hesabı (devamı).....	139
Tablo 5.1.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri	152
Tablo 5.2.	Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle çözümünde alt problem adımları ve yapı hacimleri	153
Tablo 5.3.	İki-açıklıklı 120-120 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri	159
Tablo 5.4.	İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri	165
Tablo 5.5.	Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri	172
Tablo 5.6.	Tüm çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarım sonuçları ve yapı hacimlerinde sağlanan tasaaaruf değerleri	173

SEMBOLLER LİSTESİ

A	: Kiriş enkesit alanı
b_f	: Kiriş başlık genişliği
D	: Kiriş gövde yüksekliği
d_{haunch}	: Beton guse kalınlığı
E_c	: Beton elastisite modülü
E_s	: Çelik elastisite modülü
e_g	: Tabliye ağırlık merkezi ile çelik kiriş enkesit ağırlık merkezi arası mesafe
FS	: Güvenlik katsayısı
F_y	: Çeliğin karakteristik akma dayanımı
f'_c	: 28-günlük beton basınç dayanımı
I	: Kiriş atalet momenti
I_{yc}	: Basınç başlığının gövde düzleminde düşey eksene göre atalet momenti
I_{yt}	: Çekme başlığının gövde düzleminde düşey eksene göre atalet momenti
K_g	: Boyuna rijitlik parametresi
L	: Köprü veya kiriş açıklığı
L_{ef}	: Efektif kiriş açıklığı
L_i	: Kirişin i 'nci açıklık uzunluğunu
M_{DC}	: Kiriş, tabliye, guse ve parapet için hesap momenti
M_{DW}	: Aşınma tabakası için hesap momenti
M_{LL}	: HL-93 araç yükü için hesap momenti

M_{ZARF}	: ZARF eğilme momenti
N_b	: Kiriş sayısı
n	: Modüler oran (çelik ve beton elastisite modüllerinin oranı)
nm	: Çelik kirişte eleman sayısı
Q_i	: Yük etkisi (zorlama etkisi)
R_n	: Karakteristik dayanım
R_r	: Katsayılı dayanım
s	: Kiriş aralığı
t_{deck}	: Toplam tabliye kalınlığı
t_f	: Kiriş başlık kalınlığı
t_s	: Efektik tabliye kalınlığı
t_w	: Kiriş gövde kalınlığı
$W(X)$	: Çelik köprü kiriş ağırlığı
W_c	: Beton birim ağırlığı
W_s	: Çelik birim ağırlığı
$W_{bariyer}$	: Bariyer öz ağırlığı
W_{deck}	: Tabliye öz ağırlığı
W_{fws}	: Yüzey kaplaması ağırlığı
W_{haunch}	: Guse öz ağırlığı
$W_{kesit1,2}$	: Çelik kiriş öz ağırlığı
W_{par}	: Bir parapetin ağırlığı
w_{deck}	: Tabliye genişliği
X_i	: Tasarım değişkeni

γ_i	: Yük katsayısı
Δ	: Araç yükünden dolayı çökme miktarı
Δ_{max}	: Araç yükünden dolayı AASHTO-LRFD'nin izin verdiği çökme miktarı
δ_i	: elik kirişin en büyük açıklığında oluşan maksimum sehim
η_i	: Yük değiştirici
η_D	: Süneklik katsayısı
η_I	: Köprünün işlevsel önem katsayısı
η_R	: Yedeklik katsayısı
σ_i	: elik kirişin açıklık ve mesnetteki eğilme gerilmeleri
σ_{DC}	: Çekme ve basınc bölgelerinde elik kirişin gerilme değeri
σ_{DC2}	: Çekme ve basınc bölgelerinde parapetin gerilme değeri
σ_{DW}	: Çekme ve basınc bölgelerinde yüzey aşınma tabakasının gerilme değeri
σ_{LL}	: Çekme ve basınc bölgelerinde HL-93 kısa-süreli hareketli yük gerilme değeri
σ_{StrI}	: Çekme ve basınc bölgelerinde Dayanım-I sınır durumu tasarım gerilme değeri
ρ	: Çeliğin zgl ağırlığı
ϕ	: Dayanım katsayısı

KISALTMALAR

AASHTO	: Amerikan Devlet Otoyolları ve Resmi Taşımacılık Birliği
AASHTO STD 2002	: AASHTO 2002'ye göre Betonarme Kirişli Köprü Tasarımı
AISC 360	: Amerikan Çelik Yapıları Tasarım Şartnamesi
API	: Uygulama Programlama Arayüzü
ASD	: Güvenlik Gerilmeleri ile Tasarım Yöntemi
CAN / CSA S6-06	: Kanada Otoyol Köprüleri Tasarım Kodu
DC	: Yapısal ve yapısal olmayan elemanların zati ağırlıkları
DW	: Yol kaplamasının ve hizmet hatlarının zati ağırlıkları
EUROCODE	: Mühendislik Yapılarının Tasarımı için Avrupa Standartları
HL-93	: AASHTO-LRFD Şartnamesi'nde köprülerin taşıt yolu bölümünde dikkate alınan araç hareketli yükü
HL-93MKS	: HL-93 araç sınıflarından en elverişsiz yükleme durumlarını yansıtan yükleme
HM	: Armoni hafızası
HMCR	: Armoni hafızasının kullanma oranı
HMS	: Armoni hafızasının boyutu
HPS	: Yüksek dayanımlı çelik
IM	: Taşıt dinamik etki katsayısı
LF	: Yük katsayısı
LFD	: Yük Katsayılarıyla Tasarım Yöntemi
LL	: Taşıt Hareketli Yüğü
LLDF	: Hareketli yük dağıtma katsayısı

LRFD : Yük ve Dayanım Katsayılarıyla Tasarım Yöntemi

PAR : Ses ayarlama oranı



1. GİRİŞ

Köprüler, şehirleşme hızlandıkça ve şehir nüfusu hızla arttıkça taşımacılıkta modern ulaşım sisteminin en önemli bileşenlerinden biri olmuştur. Köprü inşası, köprülerin güvenli ve ekonomik tasarımı yapı mühendisliğinde en önemli konuların başında gelmektedir. Son zamanlarda, özellikle köprü inşaat teknolojileri konusunda ilerlemeler sağlandıkça, analiz ve uygun değer tasarım alanında birçok araştırma yapılmıştır. Bu araştırmalarda, köprünün tasarım ömrü boyunca hiçbir zarar görmeden gerekli dayanımı göstermesi ve aynı zamanda minimum maliyetli bir tasarım olması amaçlanmıştır. Tasarımcı özellikle köprü üst yapısında performansı maksimum düzeye çıkarmak için çaba harcamaktadır. Bunun için araştırmacılar, dünyada en yaygın olan ve etkin bir şekilde kullanılan Amerikan karayolu şartnamesi AASHTO'yu esas almaktadırlar. Sürekli çelik I-Kiriş köprüler uzun vadeli ekonomi, estetiklik ve en önemlisi geometrik özgürlük gibi çeşitli nedenlerden dolayı tasarımcılar tarafından tercih edilmektedir. Üst yapı analizinde yaklaşık ve kesin analiz hesap yöntemleri kullanılarak, çelik I-Kiriş köprülerin tasarımı genel olarak AASHTO'nun formülasyonlarıyla yapılmaktadır.

Kompozit çelik I-Kiriş bir köprünün tasarımında şartnamelerin belirlediği güvenlik, işletilebilirlik ve ekonomik çözüm kriterlerinin sağlanması zorunluluğu bulunmaktadır. Bir köprünün güvenliği için tüm dünyada köprü şartnameleri hazırlanmış olup halen bu konuda çalışmalar devam etmektedir. Köprünün işletilebilirlik durumu için değişik köprü tipi ve sınıfına göre çözümler sağlanmaktadır. Ancak, kompozit çelik I-Kiriş köprülerin ekonomik boyutlandırılması için kesin bir kural yoktur. Bu konu tamamen yükleniciye veya idarenin seçimine bırakılmıştır. Köprülerin analiz ve tasarımı konusunda yeterli bilgiye sahip olmayan yüklenici ve idare, optimum köprü tasarımına gerekli özeni göstermemektedir. Bir tasarımcının amacı, hem dünyada sınırlı olan çelik malzeme kaynaklarının kullanımını en iyi hale getirmek hem de sistemin optimum tasarımını gerçekleştirmektir. Optimum köprü tasarımıyla çelik kullanımı azalmakta, güvenli ve ekonomik köprü sistemleri sunulmaktadır.

Bir köprünün ağır olması, daha güvenli olduğu anlamına gelmemektedir. Bazı durumlarda, köprünün ağırlaştırılması veya gerekenden daha fazla miktarda yapısal

malzeme kullanılması köprünün davranışını kötü etkileyebilir. Köprünün minimum ağırlıkta tasarlanması, köprü üzerindeki yükleri, özellikle deprem yüklerini azaltacaktır. Şartnamelerce belirlenmiş gerilme ve deplasman sınırlayıcıları herhangi bir optimizasyon tekniği ile birleştirilerek kompozit çelik köprüler için genel amaçlı bir optimum boyutlandırılma algoritması geliştirmek mümkündür. Bunun için kompozit çelik I-Kiriş köprüler uygun yapı sistemleridir.

Son yıllarda köprülerin analiz ve tasarımı için ticari firmalar etkin yazılımlar geliştirmiştir. Bu yazılımlara uluslararası şartnamelerin formülasyonları da entegre edilerek analiz ve tasarımlar yapılmaktadır. Ancak araştırmacılar köprü sistemlerini değerlendirmek ve optimum tasarıma yönelik bir algoritma geliştirmek amacıyla, yazılıma etkin bir şekilde erişmeyi, nesne ve fonksiyonları kullanmayı içeren çalışmalara yönelmektedirler.

1.1. Çalışmanın Amacı

Bu tez çalışmasının temel amacı, kompozit çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarımını incelemektir. Tez kapsamında en uygun analiz ve optimizasyon tekniğinin belirlenerek, genel amaçlı etkin bir optimum tasarım algoritmasının geliştirmesi amaçlanmıştır. Bunun için, tez çalışmasında köprülerin analiz ve tasarımıyla ilgili güncel yazılımlar araştırılarak algoritmada kullanılabilirliği, analiz sonuçlarının optimizasyon yöntemine aktarılabilirliği incelenmektedir. Geliştirilecek olan genel amaçlı optimum tasarım algoritmasında analiz sonuçları değerlendirilmektedir. Analiz sonuçlarına, yazılımın API (Application Programming Interface) fonksiyonlarıyla erişmek ve bunları optimizasyon yönteminde kullanmakta bir amaç olarak ele alınmıştır. Son yıllarda yapısal optimizasyonla ilgili araştırmalarda özellikle sezgisel algoritmalar kullanılmaktadır. Çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarımında, sezgisel algoritma tekniklerinden olan en iyi optimizasyon tekniğini belirlemek, bu tez çalışmasının amaçları arasındadır. Yine köprülerin analizine, Çizgisel-Kiriş veya üç boyutlu analizlerle yaklaşımlar da çalışmanın önemli amaçlarından birisidir.

1.2. Çalışmanın Kapsamı

Tez çalışması beş bölüme ayrılmıştır. Birinci olan bu bölümde, çalışmanın amacı ve kapsamı özetlemektedir. Tezin ikinci bölümünde, köprü mühendisliği, köprülerin yapısal özellikleri, köprülerin sınıflandırılması, köprülerin tasarımı ve çelik I-Kiriş

köprülerle ilgili AASHTO LRFD şartnamesinin tasarım esasları ve kriterleri verilmiştir. Tez çalışmasının üçüncü bölümünde çelik kompozit I-Kirişlerin analiz ve tasarımına ilişkin yaklaşımlar ve hesaplama yöntemleri açıklanmıştır. Yapısal analizde, köprülerin analiz ve tasarımında yaygın olarak kullanılan SAP2000, CSiBridge yazılımları bu bölümde ayrıntılı olarak incelenmiştir. VB.Net programlama dilinde API fonksiyonlarının uygulanması, programlamanın geliştirilmesi yine bu bölümde açıklanmıştır. Optimum tasarımda uygulanan sezgisel algoritmalar ve bu tez çalışmasında uyarlanan armoni arama yöntemi de bu bölümde incelenmiştir. Sürekli çelik I-Kiriş köprüünün, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemi esas alınarak kurulan optimum tasarım algoritması, AASHTO LRFD şartnamesi sınırlamaları altında, bu bölümde geliştirilmiştir. Bu bölümde ayrıca, köprülerin analizi, tasarımı ve uygun değer tasarımıyla ilgili yapılan çalışmalar bir literatür taramasıyla özetlenmiştir. Dördüncü bölümde, kompozit çelik I-Kiriş köprülerinin analiz ve tasarımına ilişkin sayısal uygulamalar yapılmıştır. Sayısal uygulamalar, Amerikan şartnamesi AASHTO LRFD şartnamesi kriterleri altında incelenmiştir. Çelik I-Kirişlere araç yükünün dağıtılmasını sağlamak üzere, "hareketli yük dağıtma katsayıları" ayrıntılı olarak incelenmiş ve hesaplamalar yapılmıştır. Sayısal uygulamalarda, Çizgisel-Kiriş analiz ve CSiBridge yazılımlarıyla analiz olarak çözümler yapılmıştır. Bu çözümlerde tesir çizgileri, en elverişsiz yüklemeler ve 3D kesin analiz çözümleri karşılaştırılmıştır. Bu bölümde, çelik I-Kiriş köprülerinin CSiBridge yazılımı ile modellenmesinde uygulanan farklı yaklaşımlar ele alınarak çözümler yapılmıştır. CSiBridge yazılımı ile çözümlerde, köprü kesit özelliklerinin belirlenerek probleme katılması önemli bir adımdır. Bunu gerçekleştirmek üzere literatürden alınan iki açıklıklı çelik I-Kiriş bir köprüünün nonprizmatik özellikleri, sadece çelik kiriş, kompozit (3n) uzun süreli yükler ve kompozit (n) kısa süreli araç yükleri durumları için incelenmiş ve Dayanım-1 gerilmeleri hesaplanmıştır. Beşinci bölümde, geliştirilen optimum tasarım algoritmasının uygulanmasını yapmak üzere iki ve üç açıklıklı kompozit çelik I-Kiriş dört farklı köprüünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı yapılmıştır. Son olarak, bu tez çalışmasından elde edilen sonuçlar ve değerlendirmeler verilmiş ve gelecekte gerçekleştirilecek çalışmalar için önerilerde bulunulmuştur.

2. KÖPRÜ MÜHENDİSLİĞİ

Köprü mühendisliği, köklü bir mühendislik birikimine sahiptir. Bu birikim tarihsel bir süreçte edinilmiştir. Savaş, deprem gibi olağan dışı olaylarda köprüler önemli yapısal hasarlar görüp yıkılmıştır ve köprü mühendisleri yetersiz kaynaklar ve yenilikçi fikirlerle yeniden köprü yapmaya başlamışlardır. Yapı malzemelerindeki teknik gelişmeler, tasarım ve analiz yöntemlerinde yenilikçi ve gerçekçi yaklaşımlar ve teknolojinin gelişmesi ile köprü mühendisliğinde muazzam bir bilgi ve tecrübe kazanılmıştır. Bunun yanı sıra birçok yeni köprü mimarisi (kablo askılı köprü, öngerilmeli beton kirişli köprü, kompozit köprü gibi) ortaya çıkmış ve daha uzun açıklıkları geçmek mümkün olmuştur. Günümüzde köprü uygulamaları bilgisayar ortamında, bu teknik gelişmeleri ve yaklaşımları destekleyerek çağın gereksinimi ve modern köprü mühendisliği yaklaşımları ile yapılmaktadır [1, 2, 3]. Köprü mühendisinin misyonu, bu köklü mühendislik birikiminin izlerini takip etmek ve bundan yaklaşık 100 ve 200 yıl sonra anımsanacak köprüler tasarlamak ve inşa etmektir [1, 2, 3].

Bir karayolunun üstünde ya da altında bulunan ve açıklığı 6 m (20 ft)'den büyük olan mühendislik yapısı köprü olarak ifade edilir [4]. Köprüler; akarsu, vadi, otoyol, demiryolu vb. yerlerde geçişi sağlamak amacıyla inşa edilirler; taşımacılıkta, ticarete ve ekonomik kalkınmada önemli yapısal sistemler olup halkın refahına katkıda bulunurlar [1, 3, 4]. Köprü; yolun kapasitesini kontrol etmesi ve taşınan trafiğin hem yoğunluğunda hem de ağırlığında belirleyici yapı olması özelliklerinden dolayı taşımacılık sisteminde kilit unsurdur. Bu yapıda yaşanan aksaklıklar tüm taşıma sisteminin aksamasına neden olmaktadır [1] Aşağıdaki alt başlıklarda, köprü mühendisliğinin tarihi, köprülerin yapısal özellikleri ve sınıflandırılması ve köprülerin tasarım özellikleri detaylı olarak açıklanmaktadır.

2.1. Köprü Mühendisliğinin Tarihi

Köprü mühendisliğinin tarihi en basit ifadeyle, geçişi sağlayacak derin bir uçurumun kıyılarında bir asma yapısı ya da küçük bir dere akışı üzerinde bir kütük hali ile başlamıştır. Bundan sonra, M.Ö. ilk ve ikinci yüzyılda Roma Mühendisleri tarafından taş kemerin geliştirilmesi ile başlanılıp on yedinci yüzyılda Rönesans

döneminde Avrupa' da birçok farklı tipte köprüler inşa edilmesi ile devam eden bir süreç gelir. On sekizinci yüzyılın son yarısında, döküm demir, ferforje köprülerde kullanılması ve sonra Sanayi Devrimi ile köprüler için çeliğin ortaya çıkması köprü mühendisliğinde önemli gelişmeler olmuştur. Özetle köprü mühendisliği içinden geçtiği dönemin yapısal, teknik ve teknolojik ilerlemelerine uygun kendini güncelleyerek günümüze kadar gelişmiştir. Romalılardan günümüze kadar yapılan taş kemer köprüler, ahşap köprüler, metal kafes köprüler, asma köprüler, metal kemer köprüler, betonarme köprüler, kirişli köprüler başlıca köprü türleri olarak bilinmektedir [1, 3, 5]. Aşağıdaki bu köprülerin bazıları detaylı olarak açıklanmaktadır.

Taş kemer köprüler, yarı dairesel kemer formu kullanılarak yapılan zarif yapıdaki köprü tipidir [1, 6]. Taş kemerin mühendislik yönünden üstün özellikleri keşfedilmiş ve bu yapıdaki köprülerin inşası uzun zaman almıştır. Bu köprüler günümüze kadar ayakta kalabilen bir mühendislik çalışmasıdır. Bunların bir örneği ülkemizde İzmir' de Meles Nehri üzerinde M.Ö. 9. yüzyılda yapılan köprüdür. Şekil 2.1 (a)' de bir taş kemer köprü örneği olarak Mississippi Nehri üzerinde 1881-1883 yılları arasında yapılmış James J. Hill Stone Arch Köprüsüne yer verilmiştir [1, 6].



(a)



(b)

Şekil 2.1. Taş kemer köprü ve ahşap köprü örneği [1, 6] (a) Taş kemer köprü (b) Ahşap köprü [7]

Ahşap köprüler, kısa ve orta açıklıkları geçmek için yaygın olarak kullanılan köprü tipidir [2]. Bu köprü tipi, eski çağlardan beri yapılmakta olup güvenli, sağlam ve fonksiyonel olarak analiz edilmesi ve tasarlanması evrimsel bir süreçten geçmiştir. Ahşap köprülerin fiziksel ve mekanik olarak birçok avantajı ve dezavantajı bulunmaktadır. Estetik olarak göze hoş görünmeleri, dayanıklı ve hafif olmaları, donma-çözülme etkilerine ve deformasyona karşı dayanıklı doğal bir malzemeden inşa

edilmeleri, maliyet açısından betonarme ve çelik gibi yapısal malzemelere alternatif olması bu köprülerinin avantajları olarak sıralanırken; yangına karşı dayanıksız olması, neme karşı yeterince korunamayan ahşabın çürümeye yatkın olması, böcek ve haşere gibi zararlı etkilere karşı olumsuz özellikte olması bu köprülerin dezavantajı olarak sıralanmaktadır. Ahşap köprülerin tercih edilmesi genellikle geleneksel alışkanlıklara dayanmakta ve köprü mühendisliğinde ahşap köprülere sürekli bir ilgi duyulmaktadır. Örneğin, yaya köprülerinde genellikle ahşap köprüler tercih edilmektedir. Şekil 2.1. (b)' de, 1990 yılında Almanya' da kullanıma açılan toplam uzunluğu yaklaşık 280 m olan yaya köprüsü türünde, dünyanın en uzun ahşap köprüsü olan Remseck Neckar Köprüsü' ne yer verilmiştir [1, 2, 8].

Asma köprüler, yapısal sistemleri uzun kuleler ve ince kablolardan oluşan, akarsu körfezleri ve kıyıları gibi çok büyük açıklıkları geçmek için tercih edilen köprü tipidir [1]. Bu köprüler, güçlü görsel imgeleri ile ihtişamlı yapılar olup insanlar üzerinde güçlü izlenimler bırakmaktadır. Asma köprüler, kısa ve tıknaz yapısal formda olabildiği gibi, çok uzun kırılgan ve kolayca hareket edebilecek şekilde narin bir formda da tasarlanabilmektedir. Asma köprülerin kullanımında rüzgâr gibi aerodinamik etkiler yapının stabilitesini olumsuz etkilediği için istenmeyen yüküdür. Şekil 2.2 (b)' de gösterilen Ohio Nehri üzerinde bulunan Wheeling Asma Köprüsü, yapımı tamamlandıktan beş yıl sonra, rüzgâr fırtınasından dolayı hasar görmüş ve bu köprü'nün döşeme sistemi ile kablo askı sistemi yenilenmiştir. 1940 yılında yapımı tamamlanarak dünyanın üçüncü en uzun köprüsü olan Tacoma Narrows asma köprüsü rüzgârdan dolayı çöken bir diğer örnek olarak bilinmektedir [9]. Asma köprü tipinin en çarpıcı örnekleri Brooklyn Köprüsü ve Golden Gate Köprüsü' dür (Şekil 2.2 (a)). [1- 3, 10].



(a)



(b)

Şekil 2.2. Asma köprü örnekleri (a) Golden Gate Köprüsü [1] (b) Wheeling Asma Köprüsü [11]

On sekizinci yüzyılda, betonarme konusunda gelişmelerle birlikte yol geçişlerinde betonarme köprü türü kullanılmaya başlanmıştır. Bu köprü tipinin tercih edilmesinde, betonun üstün özelliklerinden kaynaklı birçok avantajları bulunmaktadır. Bunlar; betonun her şekil formunda döküm özelliği, düşük maliyetli olması, dayanıklı olması, enerji verimliliği, yerinde imalat ve estetik özellikler olarak sıralanmaktadır [12]. 1950'li yıllarda ön gerilme teknolojisinin geniş kabul görmesinden sonra, Amerika'da otoyol yapılarında beton en yaygın kullanılan malzeme olarak benimsenmiştir. Şekil 2.3'te, bu yıllarda Amerika Birleşik Devletleri Philadelphia' a inşa edilen ilk ön gerilmeli beton kirişli köprü olan Walnut Lane Köprüsü'ne yer verilmektedir. Ön gerilmeli beton teknolojisindeki gelişmelerle, yerinde döküm dilimsel yapım, ön döküm dilimsel yapım ve itme-sürme yapım tekniklerinin geliştirilmesi sonucunda çok uzun açıklıklar ince yapıli kirişlerle geçilebilmektedir [1, 3, 13].



Şekil 2.3. Walnut Lane Köprüsü [1].

Kirişli köprüler, ulaşım sistemine oldukça katkısı olan ve sıklıkla uygulanan önemli köprü tiplerindendir [1]. Bu köprü tipi, genellikle kısa ve orta açıklıkları geçmek için tercih edilmektedir. Malzeme kullanımı açısından, kirişler uzun açıklıklarda yapı üzerindeki yüklere dayanım göstermede kafes yapılar kadar etkili değildir. Ancak kısa ve orta açıklıklar için kafeslerle malzeme ağırlığındaki farkı az olması, rijitliği daha yüksek ve daha az titreşime maruz kalması gibi özellikleri bu köprü türünü diğer köprü türlerine göre üstün kılmaktadır [1, 3]. Yapısal yönden üstün olması nedeniyle, çelik yapım kirişli köprüler başlangıçta demiryolu köprülerinde uygulanmaya başlanmış daha sonra ise otoyol köprülerinde sıklıkla uygulanmıştır. Şekil 2.4 (a) ve Şekil 2.4 (b)' de

kompozit elik I-kiriş köprüler ve kompozit elik kutu kirişli köprülere yer verilmiştir [1, 3, 14].



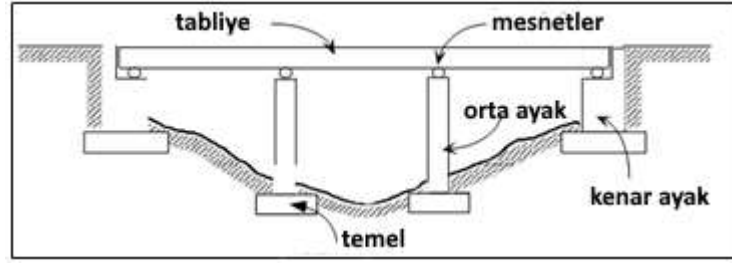
şekil 2.4. elik kirişli köprü örnekleri [14] (a) Kompozit elik I-kiriş köprü (b) Kompozit elik kutu kirişli köprü

2.2. Köprünün Yapısal zellikleri

Bir köprü yapısı, st yapı ve alt yapı olarak iki ana kısımdan oluşmaktadır (şekil 2.5 (a)). Köprüde geçilen engelin üstünde ve altında gerekli mesafeler belirlenirken alt yapı ve st yapı gereksinimleri dengelenmelidir. Alt yapıda başlıca yapısal elemanlar, yapının temeli ve köprü ayakları (orta ayak ve kenar ayak) bulunmaktadır. st yapının temel yapısal elemanları, yükleri taşıyan ve alt yapı mesnetleri arasında uzanan kirişler ile yükleri ana yapısal elemanlarına dağıtan döşeme yapısı yer almaktadır. Köprü yapısal elemanları 2.5 (b)' de gösterilmektedir [14, 15].



(a)



(b)

Şekil 2.5. Tipik köprü yapısı ve yapı elemanları [14] (a) Köprü yapısal sistemi (b) Köprü yapı elemanları

2.2.1. Köprü üst yapısı

Köprü üst yapısı, yolun ve kullanım hizmetlerinin (araç ve yaya geçişinin sağlanması vb.) taşınmasında birincil önemde olan yapısal kısımdır [15]. Üst yapı planı, büyük ölçüde taşıma hizmetinin (araç, insan, yapının öz ağırlığı vb.) özelliklerine göre belirlenmektedir. Köprü tasarımında, öncelikle üst yapının yapısal formu oluşturulur bunun için üst yapı düzeni ve geometrisi belirlenmektedir [14, 15].

Trafik türüne göre başlıca köprülerin üst yapı özellikleri, köprünün üzerinden geçen hareketli yükün etkisine göre belirlenmektedir. Örneğin demiryolu köprülerinde, yükleme otoyol yüklemesinden daha büyüktür ve dolayısıyla demiryolu köprüleri için üst yapılar genellikle daha ağırdır. Yaya köprüsü üst yapıları ise daha hafiftir ve bu yapılar genellikle tek açıklıklı olup genişlikleri dar (yaklaşık 2 metre genişliğinde) yapılarıdır. Açıklıkları ise nadiren 40 metreden fazla olmaktadır [15].

2.2.2. Köprü alt yapısı

Köprü alt yapısı üst yapıyı destekleyen ve yükleri temeller aracılığıyla zemine aktaran yapısal kısımdır [15]. Üst yapıyı desteklemek için, tek açıklıklı köprülerde köprünün her iki ucunda olmak üzere yapıda iki kenar ayak teşkil edilir. Çok açıklıklı köprülerde, üst yapıya ek dayanak sağlamak için orta ayak olarak adlandırılan ara taşıyıcı yapılar gereklidir. Zemin dayanımı iyi olduğu zaman bu ayakların boyutları da küçük olabilmektedir. Bu yapıların yerlerini belirlemeyi genellikle topoğrafya sınırlar, ancak üst yapı açıklığının uzun olduğu durumlarda topoğrafik şartlarla birlikte genel ekonomi veya estetik kriterler de orta ayak sayısını ve aralığını belirlemede etkin faktörlerdir [14, 15].

2.2.3. Köprülerin sınıflandırılması

Köprü yapıları; trafik türüne, üst yapının formuna, köprü sisteminin üst yapı konumuna, üst yapı yapım malzemesine, imalat yöntemine göre, ara- açıklık durumuna ve köprünün uzunluğuna göre sınıflandırılmaktadır [14, 16]. Bunlar Şekil 2.6’te verilmektedir. Köprünün açıklık uzunluğu, köprü uzunluğu, kiriş aralıkları, malzeme, saha koşulları, inşaat hızı, yapılabilirlik, mevcut ekipmanlar, estetik gereksinimler, maliyet ve bakım için erişim gibi unsurlar köprü tipinin seçilmesinde belirleyici unsurlardır. Bu unsurlardan bazılarının köprü tipinin seçimine etkisi aşağıda tanımlanmaktadır [14, 16-18].

Köprünün açıklık uzunluğu, üst yapı ve alt yapı maliyetlerine bağlıdır. Altyapı maliyeti toplam maliyetin yaklaşık % 25’ i ise kısa açıklık daha uygun maliyetlidir, altyapı maliyeti toplam maliyetin yaklaşık % 50’ si ise daha uzun açıklıklar daha ekonomik olmaktadır [14, 18]. Köprüde kiriş aralıkları kirişlerin sayısını belirlemektedir. Büyük kiriş aralıkları; kiriş sayısının daha az olmasına, kirişlerin daha derin ve ağır olmasına, döşeme kalınlığının fazla ve yedekliliğin azaltılmasına neden olmaktadır. Küçük kiriş aralıklarında ise, daha fazla kiriş bulunmakta ve bu kirişlerin boyutları daha küçük, döşeme daha ince, yedeklilik daha fazladır [1, 14, 18].

Köprü tipinin seçilmesinde belirleyici unsurlardan biri de, köprü denetiminin ve bakımının kolay ve maliyetinin düşük olmasıdır. Örneğin, kıyı bölgelerinde çelik köprülerin çok fazla bakıma ihtiyacı duyulurken, beton köprüler daha az bakıma ihtiyaç duyulmaktadır. Dolayısıyla köprünün bakım maliyeti de ilk maliyet ile genel bakım maliyetinin toplamından oluştuğu için köprü seçimini etkilemektedir. Köprü tip seçiminde bir diğer belirleyici unsur ise kullanılan malzemenin seçimidir. Genellikle, köprü yapımında çelik ve beton malzemeler kullanılmaktadır.[14, 18].



Şekil 2.6. Köprülerin sınıflandırılması [14, 16, 17].

Kentsel alanlarda, köprü inşaatı trafiğin akışını olumsuz etkiler. Alt yapı inşaatı trafiği üst yapı inşaatından daha fazla etkiler. Bu durum özellikle uzun açıklıkları geçerken dikkate alınmalıdır [14, 18].

2.2.4. Köprülerin tasarımı

Köprü tasarımı; kavramsal tasarım, ön tasarım, detaylı tasarım ve inşaat tasarımı olmak üzere dört temel aşamadan oluşur [2]. Kavramsal tasarımda, çeşitli uygun köprü figürleri ortaya çıkarılır ve bir veya daha fazla nihai kavram kararlaştırılır; burada uygunluk “güvenlik, işlevsellik, ekonomi ve estetik” gerekliliklerine dayanmaktadır. Kavramsal tasarımın amacı, tüm tasarım kriterlerini yerine getirebilecek en uygun köprü planını ortaya koymaktır. Ön tasarımda; çeşitli köprü figürlerinden en uygun olan tip seçilir daha sonra seçilen tipin fizibilitesi belirlenir ve maliyet tahminleri yapılır. Detaylı tasarımda, köprü yapısının tüm ayrıntıları ortaya çıkarılır ve yapının ihale ve inşaat için yeterli olması şartları sağlanır. Son olarak, inşaat tasarımında, köprünün inşası için adım adım prosedürler oluşturulur. Köprü tasarımı bir süreçtir ve bu süreçte tasarım aşamalarının her biri birbiriyle bağlantılıdır [1, 2, 4, 19].

Tasarımda çevresel, finansal, sosyal, tarihsel ve teknik sınırlar gibi birçok farklı sınırlayıcılar göz önüne almaktadır. Köprü tasarım kriterleri olarak da adlandırılan geçerli köprü şartnameleri ve kodları takip edilerek tasarım yapılmalıdır [2]. Köprü tasarımını belirleyen başlıca kriterler aşağıdaki gibidir [1, 2, 4, 19].

- Köprü tarafından taşınacak trafiğin tipi, hacmi ve büyüklüğü,
- Döşemede trafik türünün gerektirdiği açıklık mesafesi,
- Köprünün altında navigasyon açıklığı,
- Deprem, rüzgâr, sel ve diğer olası doğal olaylar gibi çevresel etkiler,
- Sahadaki jeolojik oluşum ve zemin özellikleri,
- Ekonomik koşullar veya mevcut proje finansmanı ve
- Paydaşların köprüden form ve estetik konusunda beklentileridir.

Bu kriterlerin her biri tasarımı etkileyen unsurlardır. Köprü bu koşulları karşılamakla birlikte öncelikle, üzerinde hareket eden yükleri güvenli bir şekilde taşımak da dahil olmak üzere, tasarım işlevlerini yerine getirmelidir. Köprünün

fiziksel çevresine estetik açıdan ne kadar iyi uyduğu da kritik önem taşımaktadır. Üst yapının özellikle trafik ve diğer yük türlerinden dolayı belirlenen açıklık ve yükseklik oranları ile yapım sahasındaki jeolojik ve topoğrafik koşulların yarattığı sınırlamalar yapının temel geometrisini belirler [1, 2, 4, 19].

Tasarımda öncelikli olarak tasarım kriterlerine uygun köprü tipini belirlemek önemlidir. Literatürde bu uygun köprü tipleri; kirişli köprüler, kablo askılı köprüler, asma köprüler ve kemer köprüler (Şekil 2.7) olmak üzere dörde ayrılmaktadır [2]. Bu köprü tipleri için genel tasarım varsayımı; kirişli köprülerin ve kemer köprülerin kısa ila orta açıklıkları, kablo askılı köprülerin orta ve uzun açıklıkları, asma köprülerin de çok uzun açıklıkları geçmek için kullanılmasıdır. Bununla birlikte, inşaat malzemelerindeki gelişmeler, inşaat ekipmanı ve tekniğindeki ilerlemeler ile her köprü tipinin makul uzunluklarının önemli ölçüde artacağı ile birlikte mühendislik öngörüsünün tasarıma katacağı artı nitelik, göz önünde bulundurulması gereken önemli unsurlardır [1- 4, 19].



Şekil 2.7. Temel köprü tipleri [2] (a) Kirişli köprüler (b) Kablo askılı köprüler (c) Asma köprüler (d) Kemer köprüler

Köprü tasarımı, kullanım, sürdürülebilirlik, ekonomi ve estetik önemli unsurlardır. Ancak bu unsurlardan daha önemli olan köprünün güvenliğidir. Çünkü köprü tasarımının temel amacı güvenli köprü tasarlamaktır [2]. Köprü güvenliği; tasarımı ve kullanım ömrü boyunca, köprü bileşenlerinin stabilite ve dayanım açısından minimum dayanım ve kapasitesini sağlamak ve tüm yapısal sistemde çeşitli yüklerden dolayı maksimum zorlama etkilerini karşılamak olarak tanımlanır [1-4, 19, 20].

Tasarımda güvenlik, tasarım yöntemleri içinde tasarım dayanımlarını esas alan tasarım denklemlerinin uygulanması ile sağlanmaktadır. Bu denklemler; ASD (Güvenlik Gerilmeleriyle Tasarım), LFD (Yük Katsayılarıyla Tasarım), LRFD (Yük ve Dayanım Katsayılarıyla Tasarım) tasarım yöntemleri içinde ifade edilmektedir. Bu tasarım yöntemlerinin hepsinin temel felsefesi, tasarım dayanımlarının yük etkilerinden büyük veya yük etkilerine eşit olmasıdır [1, 2, 20, 21].

Güvenlik gerilmeleri yöntemi olarak da bilinen ASD, 1970' ten önce Amerika Birleşik Devletleri'nde kullanılan tek tasarım yöntemi olarak kullanılmaktaydı [20]. ASD tasarım yöntemi, yapısal bir bileşene uygulanan maksimum gerilmenin normal kullanım koşulları altında izin verilebilir gerilme değerini aşmayacağı kavramını esas almaktadır. ASD yöntemiyle tasarım elastik analize dayanmaktadır. Ancak bu yöntem ile köprü tipleri için tutarlı ve uniform bir güvenlik seviyesi sağlanamaz. Genel ASD tasarım denklemi Eş. 2.1'de edilmektedir [1, 2, 20, 21]:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS} \quad (2.1)$$

Yukarıdaki eşitlikte, Q_i yük etkisini, R_n karakteristik dayanımı, FS ise güvenlik katsayısını ifade etmektedir [1, 2, 20, 21].

Yük katsayısıyla tasarım olarak adlandırılan LFD, 1970' lerin başından itibaren Amerika Birleşik Devletleri'nde yeni bir tasarım felsefesi olarak benimsenmiştir. LFD tasarım yöntemi esas olarak, taşıt yükleri ve rüzgâr kuvvetleri gibi yüklerin ölü yükten daha değişken olduğunu kabul eder ve bu yöntem ölü ve hareketli yükler üzerinde farklı çarpan yük katsayıları kullanılarak elde edilmektedir. LFD tasarım felsefesi köprülerin güvenlik payını etkileyen temel parametreleri içermemektedir. Ayrıca LFD'nin önemli bir dezavantajı; yük ve dayanım katsayılarının, doğada tasarım parametrelerinin istatistiksel değişkenliğini dikkate alan bir şekilde kalibre edilmemiş olmasıdır [1, 2, 20, 21].

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.2)$$

Eşitlik 2.2'de, Q_i yük etkisini, R_n karakteristik dayanımı, γ_i yük katsayısını, ϕ dayanım azaltma katsayısını ifade etmektedir [1, 2, 20, 21].

Araştırma yoluyla elde edilen yapısal davranış ve yükleme olgularının anlaşılmasındaki ilerlemelerden dolayı tasarım teorisi ve pratiği önemli ölçüde gelişmiştir. Güvenilirlik ve olasılık temelli, yük ve dayanım katsayısıyla tasarım yöntemi (LRFD), ilk olarak 1994 yılında AASHTO-LRFD Köprü Tasarım Şartnamesi'nde kabul edilmiştir ve bugün aynı köprü tasarım şartnamesinin son güncel versiyonunda (AASHTO 8th, 2018) LRFD tasarım felsefesi uygulanmaya devam etmektedir [1, 2, 20].

LRFD yöntemi ile tasarım, olasılık temelli tasarıma dayalıdır ve bir yapının başarısız olma olasılığının kabul edilebilir bir seviyeden daha az olmasını sağlamaktadır. LRFD yöntemi, rasyonel ve tutarlı bir tasarım yöntemi olup diğer tasarım şartnameleriyle (ACI ve AISC gibi) de tutarlılık sağlar. LRFD yönteminde, istatistiksel ortalama dayanım, istatistiksel ortalama yükler, dayanımın karakteristik veya kavramsal değerleri, yüklerin karakteristik veya kavramsal değerleri ile standart sapma veya varyasyon katsayısı ile belirlenen yükler doğrudan hesaba katılmaktadır. Ayrıca köprülerin güvenlik payını etkileyen temel parametreler süneklik, yedeklik ve işlevsel önem parametreleri LRFD tasarım yöntemiyle tasarımda dikkate alınmaktadır. Süneklik ve yedeklik köprünün fiziksel davranışıyla ilgili olup köprünün işlevsel önemi köprünün hizmet vermesiyle ilgilidir. Bu yönleri ile LRFD yöntemi, ASD ve LFD yöntemlerine göre daha üniform, sistematik ve gerçekçidir [1, 2, 20, 21].

Köprüler, LRFD yöntemiyle sınır koşulları felsefesi kullanılarak tasarlanırlar. Bu yöntemde, yapılabirlik, güvenlik ve kullanılabilirlik hedeflerine ulaşmak için sınır koşullarının karşılanması gerekmektedir. Bu hedefler dayanım, kullanılabilirlik, yorulma ve kırılma, olağan dışı olay sınır durumları üzerinden karşılanmaktadır. Bir köprünün bileşenleri ve bağlantıları, belirli tüm zorlama etkileri ve sınır durum kombinasyonları için temel LRFD denklemini karşılamak üzere tasarlanır. Genel LRFD tasarım denklemi Eş. 2.3'de edilmektedir [1, 2, 4, 20, 22].

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n = R_r \quad (2.3)$$

Burada η_i yük değiştirici, γ_i yük katsayısı, Q_i zorlama etkisi, Φ dayanım katsayısı, R_n karakteristik dayanım, R_r katsayılı dayanımı ifade etmektedir. Yük değiştirici köprünün süneklik, yedeklilik ve önemini dikkate alan bir katsayıdır. Yük katsayısı

γ_i maksimum değeri aldığında yük değiştirici Eş. 2.4, minimum değeri aldığında ise Eş. 2.5 ile ifade edilmektedir. Bu ifadelerde η_D süneklik katsayısı, η_R yedeklik katsayısı ve η_I köprünün işlevsel önem katsayısını göstermektedir [1, 2, 22].

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2.4)$$

$$\eta_i = 1/\eta_D \eta_R \eta_I \leq 1.0 \quad (2.5)$$

Eşitlik 2.3' te verilen LRFD denkleminin sol tarafı, bir köprü bileşenine etki eden katsayılı zorlama etkilerinin toplamı olup denklemin sağ tarafı da zorlama etkilerinin katsayılı karakteristik dayanımını ifade etmektedir [2, 22].

LRFD denklemi, genelleştirilmiş bir sınır durum fonksiyonunun ifadesidir ve tüm uygulanabilir sınır durum yük kombinasyonları için dikkate alınır. Farklı sınır koşulları, onlara atanan yükleme kombinasyonlarından oluşur. Yük kombinasyonları, AASHTO-LRFD Tablo 3.4.1.2' de tanımlı yük bileşimleri ve yük katsayıları kullanılarak uygulanır [2, 4, 22, 23]. Tüm uygulanabilir sınır durumlar ve yükleme kombinasyonları şartları sağlandığında, yapının LRFD yöntemine göre tasarımının uygun olduğu kabul edilir. Sınır durumlar dört ana sınıftan oluşmaktadır. Bunlar, dayanım, kullanım, yorulma ve olağan dışı olay olarak tanımlanmaktadır. Bu sınır durumların tasarım özellikleri aşağıda açıklanmıştır [1, 4, 22-24]:

Dayanım sınır durumlarında, köprünün ömrü boyunca belirli yükleme kombinasyonları altında dayanım ve stabilitenin sağlanması hedeflenmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken husus, toplam tasarım kuvvet etkisinin tasarım dayanımını geçmemesidir [1, 4, 20, 22-24].

- Dayanım I: Köprüde rüzgâr etkisinin hesaba katılmadığı ve normal araç kullanımı ile ilgili sınır durumu olup yapısal elemanların nihai kapasitesi için kullanılmaktadır.
- Dayanım II: Genellikle standart ağır yük araçları (permit araçları) için uygulanan sınır durumudur.
- Dayanım III: Bu sınır durum çelik kirişli köprülerde hareketli yük bulunmayıp rüzgâr yükünün dikkate alındığında yapısal kontrol için uygulanmaktadır.
- Dayanım IV: 90 metreden büyük açıklıklarda bu sınır durum uygulanmaktadır.
- Dayanım V: Rüzgâr hızının 88.50 km/h olduğu köprülerde normal araç kullanımıyla ilgili sınır durumudur. Ayrıca bu sınır durum, çelik yapıların

tasarımında kiriş başlıklarında yanal eğilme gerilmelerini kontrol etmek için kullanılmaktadır.

Kullanım sınır durumları, köprünün sürekli kullanım şartları altında gerilme, deformasyon ve çatlakları sınırlamak için uygulanmaktadır. Bu sınır durumda ise dikkat edilmesi gereken husus ise toplam katsayılı kuvvet etkisinin katsayılı dayanımı aşmamasıdır [1, 4, 20, 22-24].

- Kullanım I: Bu sınır durum, köprüde normal araç kullanımı ile ilgili olup çökme ve çatlak denetimi gibi genel kullanım şartlarının kontrolü için uygulanmaktadır.
- Kullanım II: Bu sınır durum, çelik elemanlarda akmayı ve araç hareketli yükünün neden olduğu kritik birleşimleri kontrol etmek için çelik köprülerde uygulanmaktadır.
- Kullanım III: Ön gerilmeli beton üst yapıda çekme gerilmeleri ve çatlak kontrolü için uygulanan sınır durumdur.

Yorulma sınır durumları, köprünün kullanım ömrü boyunca döngüsel yükler altında çatlak büyümesini sınırlamak ve yapıda kırılmayı önlemek için uygulanmaktadır. Diğer sınır durumlarında olduğu gibi bu sınır durumunda da toplam tasarım kuvvet etkisi, tasarım dayanımını geçmemelidir. Bu sınır durumlarında, tek bir tasarım kamyonunun yarattığı döngüsel yüklemeye bağlı gerilme aralığı sınırlaması esas alınır [1, 4, 20, 22-24].

- Yorulma I: Bu sınır durumda, sonsuz yük kaynaklı yorulma ömrü esas alınmaktadır. Kırılma açısından kritik öneme sahip elemanlara uygulanan bu sınır durum, Yorulma II tasarım gereksinimlerini karşılamayan yapısal bileşenler ve detaylar için de kullanılmaktadır.
- Yorulma II: Bu sınır durum, sonlu yüke bağlı yorulma ömrü ile ilgilidir.

Olağan dışı olay sınır durumları, büyük bir depremde, taşkında, bir gemi veya araç çarpması durumlarında, buz sürüklenmesinde ve muhtemel oyulma koşullarında köprünün yapısal olarak ayakta kalması için göz önüne alınması gereken sınır durumlarıdır. Bu sınır durumunda ise temel tasarım hususu olağan dışı olaya neden olacak etkilerin eş zamanlı olarak meydana gelmeyeceğidir [1, 4, 20, 22-24].

- Olağan Dışı Olay I: Deprem etkisi için uygulanan sınır durumdur.

- Olağan Dışı Olay II: Buz yükü, gemi çarpması, taşıt çarpması ve belirli hidrolik olayların etkisi ile birlikte azaltılmış hareketli yüklerden oluşan sınır durumdur.

Yukarıdaki sınır durumları göz önüne bulundurularak çelik köprü tasarımı, genel olarak kullanılan sınır durumlarına bağlı yükleme kombinasyonları aşağıdaki eşitlikler ile ifade edilmektedir [1, 4, 21]:

$$\text{Dayanım I: } 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL+IM) \quad (2.6)$$

$$\text{Kullanım II: } 1.00DC + 1.00DW + 1.30(LL+IM) \quad (2.7)$$

$$\text{Yorulma: } 0.75(LL+IM) \quad (2.8)$$

Burada, DC yapısal ve yapısal olmayan elemanların ağırlığını, DW aşınma yüzeyinin ağırlığını, LL araç hareketli yükünü, IM aracın dinamik yük katsayısını ifade etmektedir [1, 4, 21, 25].

Köprü tasarımının temeli, köprüye uygun yüklemeye dayanmaktadır. Her köprünün yapısal davranışı, üzerine etki eden yüke bağlı olarak değişkenlik göstermektedir. Örneğin don bölgesi olmayan bir yerde yapılacak köprü için buz yükünün hesaba katılmasına gerek duyulmazken soğuk iklim şartlarında yapılacak köprülerde tasarımda buz yükünün dikkate alınması gerekmektedir. Kanada’ da Confederation Köprüsünde buz yükü orta ayakları etkilediği için tasarımda göz önüne alınması buna bir örnek olarak verilebilmektedir [26]. Yine bir yaya geçiş köprüsünde taşıt yükünün tasarıma dahil olmasına gerek yokken otoyol köprüleri için taşıt yükü çok önemli bir yüküdür [22, 23, 25]. Köprü tasarımında hedeflenen, köprüye etki eden yükler altında gerçekleştirilen yapısal analiz sonucu optimum (emniyetli ve ekonomik) kesitin sağlanmasıdır [22, 25].

Köprü tasarımına, öncelikle geçerli ve güncel tasarım şartnamelerine (AASHTO-LRFD) ve mühendislik öngörüsüne dayalı olarak köprü elemanlarının boyutlandırılmasıyla başlanılır, daha sonra köprüdeki gerçek yükler ve köprü geometrisi için analize dayalı olarak gerekli düzenlemeler yapılır [2, 22, 25]. Köprü tasarımında, köprü yapı elemanlarının boyutları yüklerin bir fonksiyonudur. Bu tasarımda hizmet ömrü boyunca köprüye uygulanması beklenen tüm yükler dikkate alınmalıdır. Bu yükler başlıca kalıcı yükler ve geçici yükler olarak ikiye ayrılmaktadır. Kalıcı yükler köprü inşaatının tamamlanmasından sonra uzun bir süre köprüde daimi

olarak bulunan yük ve kuvvetler olarak tanımlanmaktadır. Geçici yükler, köprüde süresiz olarak kalmayan ve yapıda yük etkisi kısa bir zaman aralığında hissedilen yük ve kuvvetler olarak tanımlanır [4, 22, 23, 25]. Yapısal ve yapısal olmayan elemanların ağırlıkları, aşınma yüzeyi ağırlığı, negatif sürtünme yükü, yatay toprak basıncı yükleri, toprak dolgusunun ölü yükünden dolayı düşey basınç, toprak sürşarj yükü, sünme nedeniyle oluşan kuvvet etkisi, büzülme nedeniyle oluşan kuvvet etkisi, ardgerme nedeniyle ikincil kuvvet etkileri ve inşaat sürecinden kaynaklanan çeşitli kilit kuvvet etkileri başlıca kalıcı yükler olarak tanımlanırken; taşıt hareketli yükü ve taşıtın ikincil yük etkileri olan dinamik yük katsayısı, fren kuvveti, merkezkaç kuvveti ve hareketli yük sürşarj yükü başlıca geçici yükler olarak tanımlanmaktadır [4, 22, 23, 25]. Bu yüklere ilaveten yaya hareketli yükü, uniform sıcaklık nedeniyle kuvvet etkileri, sıcaklık değişimi nedeniyle kuvvet etkileri, oturma nedeniyle kuvvet etkileri, su yükü ve akarsu basıncı, yapı üzerinde rüzgâr yükü, hareketli yük üzerinde rüzgâr yükü, sürtünme kuvvetleri, buz yükleri, taşıt çarpma yükü, gemi çarpma yükü ve deprem yükleri köprüde diğer geçici yüklerdir [2, 4, 22, 23, 25].

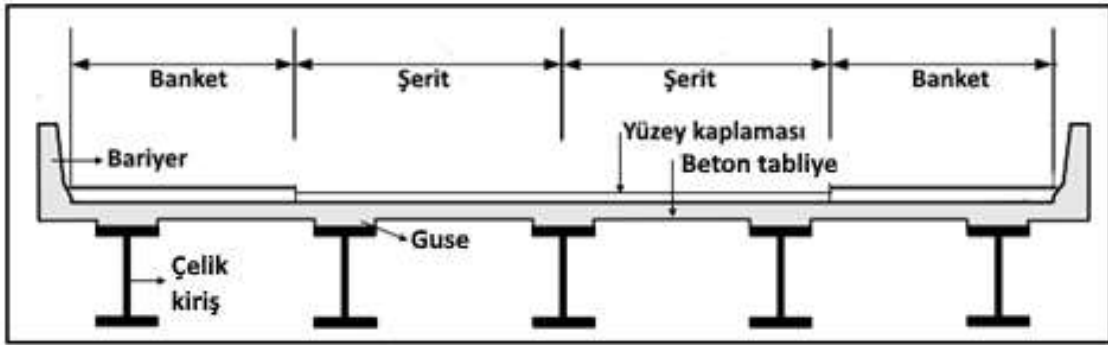
Yukarıda yer verilen taşıt hareketli yükleri ve taşıtın ikincil yük etkileri (dinamik yük katsayısı, fren kuvveti, merkezkaç kuvveti ve hareketli yük sürşarj yükü) köprü tasarım ve analizinde dikkate alınması gereken en önemli yük türüdür. Bunun nedenleri, taşıt hareketli yükünün uygulanmasının kompleks özelliği, taşıt yükü uygulanırken köprü boyunca yükün statik etkisi ile birlikte taşıtın hareket durumundan dolayı dinamik salınım etkisinin de katılımı ve köprüde eğilme momenti, kesme gibi yapıda zorlama etkilerinin araç geçişine bağlı olarak değişkenlik göstermesidir [4, 25, 27].

2.3. Çelik I-Kiriş Özellikleri

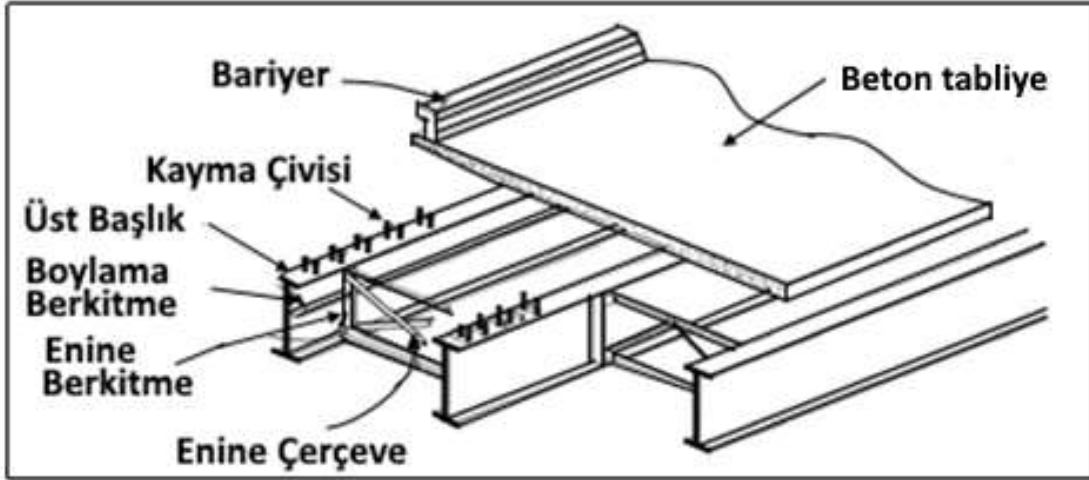
Kompozit köprü; köprü üst yapısının, betonarme döşemenin çelik I-kirişler üzerine oturtulmasıyla teşkil edilen köprü tipidir. Kompozit köprüde eğilme etkilerine karşı yapı kompozit olarak hareket eder. I-kesitli yapı, eğilme ve kesme dayanımına karşı kullanılan en basit ve en etkili katı kesittir [3, 15]. Köprü yapısında çelik kiriş kullanmak, yapıda derin olmayan ve hafif kiriş gereksinimi olduğunda, çok uzun açıklıkları geçmekte, eğimli kiriş yerleşiminde ve özel yapılarda ekonomik ve doğru bir çözümdür. Çelik kirişli köprülerde yaygın tasarım kabulü, hafif (ağırlığı az) kirişin köprü için ekonomik olacaktır. Kompozit çelik I- kirişli köprüler genellikle, kısa

açıklıklarda hadde profil kirişli, büyük açıklıklarda yapım kirişli olarak yapılırlar [28, 29]. Küçük açıklıklarda hadde profil kirişler kullanmak mümkündür, ancak bunlar günümüzde köprüler için nadiren kullanılmaktadır [15].

Çok kirişli kompozit köprü tipinde, eşit aralıklı boylamasına kirişler köprü'nün genişliği boyunca düzenlenmektedir. Bu köprülerin tipik en kesiti Şekil 2.8'de gösterilmektedir [15].



(a)



(b)

Şekil 2.8. Çok kirişli kompozit köprü (a) Köprü'nün tipik en kesiti [15] (b) En kesit detayı [30]

Kompozit çelik I-kiriş köprülerin diğer üst yapı tipleriyle karşılaştırıldığında başlıca avantajları; yerinde hızlı inşaatı, iskele gerektirmemesi, nispeten basit detaylara sahip olması, güzel bir estetik görünümde olması, karmaşık geometri formlara uyarlanabilirlik özelliği, düşük ölü ağırlıklı olması, döşemenin değiştirilebilir olmasıdır [28].

2.3.1. Çelik I-Kirişlerin tasarıma yönelik kesit özellikleri

AASHTO-LRFD Şartnamesine göre, Çelik I-Kirişlerin tasarımında gövde ve başlıklarda boyutlara sınırlamalar getirilmiştir. Bu sınırlamalar aşağıda detaylı olarak açıklanmaktadır. Bu tez çalışmasında, hem analiz hem de optimum tasarım işlemlerinde karşılaştırma yapmak amacıyla, literatür kaynakları referans alındığından *Amerikan Birim Sistemi* kullanılmıştır.

Minimum yükseklik-açıklık oranı

Kompozit köprülerde kullanılan çelik I-kirişler, yeterli eğilme ve kesme mukavemetine ve gerekli rijitliğe sahip olmalıdır. Bunun yanında ekonomik olarak, inşaat maliyetlerinin en aza indirilmesi dolayısıyla en düşük ağırlık alternatifine karşılık gelen kiriş seçiminin yapılması istenmektedir. Etkin bir kiriş, bu gereksinimleri minimum ağırlıkla karşılayan bir yapısal elemandır [3].

Kompozit I-kiriş köprüler için AASHTO-LRFD Şartnamesine göre, çelik kirişlerin derinlik açıklık oranları belirtilmiştir. Buna göre çelik kiriş yüksekliğinin kiriş açıklığına oranı; basit mesnetli bir kirişte açıklığın yaklaşık 30'da biri ($\cong 0.033L$), sürekli kirişlerde ise yaklaşık açıklığın 37'de biridir ($\cong 0.027L$). Kompozit I-Kirişlerin toplam yüksekliği için ise basit mesnetli bir kirişte açıklığın yaklaşık 25'da biri ($\cong 0.040L$), sürekli kirişlerde ise yaklaşık açıklığın 31.25'de biridir ($\cong 0.032L$) [4, 30].

Başlık boyutları

Köprüde tüm uzunluk boyunca kirişte sabit bir başlık genişliği olması beklenmektedir. Başlık alanının artırılması gerekiyorsa başlık kalınlığının değiştirilmesi tercih edilmektedir. Eğer başlık genişliğinin değiştirilmesi zorunlu ise sadece ekleme noktasında genişliği değiştirmek uygun olmaktadır. Genişlik artışlarında artış iki veya üç inç katlarıyla değişkenlik göstermektedir. Düz kirişler için, minimum başlık genişliği 12 inç olarak kabul edilmekte ve gövde derinliğinin yaklaşık beşte biri ile altıda biri arasında bir başlık genişliğinin yeterli olacağı uygun görülmektedir [30].

Doğrusal kirişler için, minimum başlık kalınlığı 3/4 inç olarak alınmaktadır. Başlık kalınlığı artışları 1 inç' lik kalınlığa kadar 1/8 inç; 1 inç' lik kalınlıktan 3 inç kalınlığa kadar 1/4 inç; 3 inç'lik kalınlıktan 4 inç kalınlığa kadar 1/2 inç olarak alınmaktadır [3, 30].

Ayrıca hem basınç başlıklarında hem de çekme başlıklarında AASHTO-LRFD'de tanımlanan kesit oran şartları sağlanmalıdır [3, 4, 30].

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 12 \quad (2.9)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (2.10)$$

$$t_f \geq 1.1 t_w \quad (2.11)$$

$$0.1 \leq I_{yc}/I_{yt} \leq 10 \quad (2.12)$$

Burada; b_f ve t_f sırasıyla başlık genişliği ve kalınlığını, t_w gövde kalınlığı, I_{yc} ve I_{yt} sırasıyla basınç başlığının ve çekme başlığının gövde düzleminde düşey eksene göre atalet momentini, D gövde yüksekliğini ifade etmektedir [3, 4, 30].

Gövde boyutları

I-kiriş gövdeler için AASHTO-LRFD'de belirtilen boyutlardaki sınırlamalar Eş. 2.13 ile uygulanmaktadır [3, 4, 30]. Gövde kalınlığı sabit olmak üzere en az 1/2 inç alınması gerekmektedir. Gövde kalınlık artışları 1 inç' e kadar olan levha kalınlıkları için 1/6 veya 1/8 inç; 1 inç'ten büyük levha kalınlıkları için 1/4 inç şeklinde olmalıdır. Kiriş gövde yüksekliği verilen sınırlamaları sağlamadığı takdirde iki veya üç inç'lik bir artış uygulanması gerekmektedir. Kirişlerde ek yeri gerekmemesi için gövde yüksekliği 120 inç'i geçmemesi istenmektedir. Ayrıca, köprü açıklığı, araç yüklerinin büyüklüğü ve etkisi oldukça fazla ise gövde yüksekliğindeki artışın üç inç alınması uygun olmaktadır [3, 4, 30].

$$D/t_w \leq 150 \quad (2.13)$$

Diyaframlar ve enine çerçeveler

Diyafram ve enine çerçeveler, yanal yükü aktarmak ve yanal stabiliteyi sağlamak için köprü sisteminde kullanılan yapısal elemanlardır. Bu elemanların köprü sistemindeki aralıkları maksimum 25 ft olarak belirlenmiştir. Ön boyutlandırmada tasarım yapılırken alt sınır olarak 16 ft alınması önerilmektedir. Ancak şartnamenin önerisi, bu iki sınır arasındaki 20 ft değerinin sabit olarak alınmasıdır [3, 4, 30, 31].

2.4. Sehim Sınırlamaları

Köprülerde, rijitlik yanında performansın artırılabilmesi bakımından şartnamelerin önerdiği sehim sınırlamalarına da uymak gerekmektedir. Köprüde taşıt hareketli yükü etkisinden dolayı sehim sınırı için AASHTO-LRFD'deki kriterler (Tablo 2.1) uygulanmaktadır. Burada genel uygulama taşıt yüklerinden dolayı köprü L açıklığının 800' de biri sehim sınırı olarak uygulamaktır. Kullanım-II sınır durumu yük kombinasyonu, taşıt hareketli yükünden dolayı kompakt çelik kesitlerin kalıcı deformasyonlarını kontrol etmek için uygulanır [4, 18, 29, 32].

Tablo 2.1. AASHTO-LRFD taşıt yük etkisi sehim sınırları [4]

Yük Tipi	Sehim Sınırı
Genel taşıt yükü	Açıklık/800
Taşıt/yaya yükü	Açıklık/1000
Konsol yapı elemanında taşıt yükü	Açıklık/300
Konsol yapı elemanında taşıt/yaya yükü	Açıklık/375

AASHTO-LRFD Şartnamesi'ne göre, doğrusal kirişlerin mutlak sehim hesaplamaları, Kullanım-I yükleme kombinasyonu için dinamik yük etki katsayılı HL-93 tasarım aracının tüm tasarım şeritlerine uygulandığı ve tüm yapısal bileşenlerin eşit olarak sehim yaptığı kabulüne dayanmaktadır [18, 28].

3. ÇELİK KOMPOZİT I-KİRİŞLERİN ANALİZ VE TASARIMI

Çelik kompozit I-kiriş köprüler dünyada yaygın olarak kullanılan yapı sistemleridir. Bu köprülerin optimum tasarımı her zaman büyük bir sorun olarak ortaya çıkmaktadır. Köprünün optimum maliyeti üzerinde en kesit alanı, köprü uzunluğu, köprü genişliği ve benzeri birçok faktör bulunmaktadır. Kısa açıklıklı köprü sistemleri, kesit yükseklikleri, seçilen malzeme ve daha uzun açıklıklı köprü yapı tipleri ile karşılaştırıldığında, ekonomikliği nedeniyle önerilmektedirler [1, 3, 29]. Sert çevre koşullarında beton köprüler tercih edilir, ancak uzun açıklıkların geçilmesinde, az kiriş yüksekliği gereken yerlerde, eğrisel köprülerde özel köprü sistemlerinde, daha ekonomik olacağından çelik I-Kiriş köprüler tercih edilmektedir. Doğru köprü tipi seçiminde, zor geometrik sınırlayıcıları aşmada ve ilginç yol tasarımlarını gerçekleştirmede de çelik I-Kirişler kullanılmaktadır.

Köprü maliyetini belirleyen faktörler arasında en önemli olanlar, üst yapı tipi, köprünün eğrilik ve verevliği, zemin-temel tipi, kenar ayak (abutment) tipi, kiriş aralıkları, köprü açıklıkları gibi özellikler sayılabilmektedir [1, 3, 18]. Çelik I-Kirişler; yapım (plate), hadde profil (rolled) ve kutu (box) kiriş olarak sınıflandırılmaktadır [1, 3, 18]. Bir yapım kiriş, daha uzun açıklıklarda veya fonksiyonellik, çok yönlülük gerektiğinde seçilebilir. Hadde profiller, genel olarak, 80 ft'in altında ya da daha kısa açıklıklı kirişlerde, en az 36 inch gövde derinlikleri için kullanılmaktadır. Kutu kiriş, hadde profil kiriş ve yapım kiriş köprüler, esas olarak mesnetleri arasında eğilemeye çalışarak yüklerini taşıyan eğilme yapılarıdır [18, 24, 33].

Çelik kirişlerin ara mesnetleri boyunca süreklilik derecesi, çelik köprünün içindeki yapısal hareketi belirlemektedir. Yapısal hareketin ana türleri; basit mesnetli kirişler, çok açıklıklı sürekli kirişler ve çok açıklıklı sürekli mafsallı kirişler olarak bilinmektedir. Eğilmeye maruz kalan kompozit olmayan çelik I-kesit elemanların davranışı, negatif eğilmede kompozit I-kesit elemanların davranışına benzerdir [4, 34]. Herhangi bir çelik kiriş köprünün analizi için çeşitli yöntemler Bölüm 3.1.1'de ayrıntılı olarak açıklanmaktadır. Bu yöntemler, karmaşıklık ve farklılık gösterebilir ve tasarım sürecinde kullanılmak üzere çeşitli analiz verileri üretebilir. Tasarımcılar, belirli bir durumda bu yöntemlerden hangisinin uygun olabileceğini değerlendirmek, bu yöntemi doğru bir şekilde kullanmak ve böylece fonksiyonel, verimli bir tasarım

elde etmek üzere araştırma yapmaktadır. Köprü tasarımcıları, daha uzun açıklıklar, daha büyük eğrilik, daha keskin eğriler ve daha karmaşık planlamalar içeren, daha zorlu tasarım durumlarıyla karşı karşıya kaldıkça, uygun bir analiz yönteminin seçilmesinin ne kadar önemli olduğu ortaya çıkmaktadır. Aşağıdaki alt bölümlerde doğrusal çelik-beton kompozit I-Kirişlerin analiz ve optimum tasarımı için temel esaslar verilmektedir.

3.1. Çelik Kompozit I-Kirişlerin Analizi

Çelik bir köprünün yapısal analizi yapılırken, uygulanabilir yükleme durumları ve değişik çözüm teknikleriyle incelenmektedir. Yapısal analizde en önemli adım, matematiksel modeli seçmek ve analiz yöntemiyle birleştirmektir. Köprülerin üç boyutlu sistemler olduğu göz önünde bulundurulunca; köprülerin kompleksliğinden dolayı, gerçek sistem matematiksel olarak iki boyutlu (2D) veya tek boyutlu (1D) sisteme indirgenmektedir. Doğrusal I-Kiriş köprüler gibi bazı köprüler, doğrudan 1-boyutlu (Doğrusal-Kiriş) model kullanılarak modellenenebilir. Bazı durumlarda ise köprü sistemi üç boyutludan (3D) iki boyutlu (2D) kiriş modele indirgenebilir.

Köprü analizinde seçilecek yöntem, doğrudan sistemin doğasından ve karmaşıklığından etkilenmektedir. Bu durum da, çelik kiriş köprü tiplerinin kompleks olmasına neden olmaktadır. Bunun için bilinen köprü örnekleri; eğri I-şekilli verevli veya verevsiz köprülerdir. Genel anlamda, karmaşık olmayan köprü tipleri, I-Kiriş köprüler basit yöntemler kullanılarak kolayca analiz edilmektedirler.

Köprülerde genişliğin artırılması, değişken kiriş aralıkları, köprülerin iki kola ayrılması, daha uzun kiriş açıklıkları, daha derin ve geniş kiriş en kesitlerinin olması, değişken kesitli kiriş yükseklikleri ve karmaşık mesnet koşulları olması gibi durumlarda, köprünün hassas bir analizine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu karmaşık faktörlerden birinin veya birkaçının bulunması halinde, rijitliğin yerel veya global olarak modellenmesi, yük etkilerinin hesaplanması, sehimlerin ve dönmelerin hesaplanması ve ölü yük, hareketli yük, sıcaklık yükü gibi değişik yük etkilerinin modellenmesi ancak hassas bir analizle gerçekleştirilmektedir. Tez çalışması kapsamında, doğrusal, verev-olmayan, I-Şekilli Kiriş gibi kompleks olmayan köprü tipleri geliştirilen hassas bir analiz yöntemiyle çözülmüştür.

3.1.1 Analiz yöntemleri

Köprülerin analizinde, çok sayıda analiz yöntemi mevcuttur. Seçilen yöntemlerde, hassas-kesin hesaplama seviyeleri ile karmaşıklık düzeyleri ele alınmaktadır. Bu yöntemler basitleştirilmiş analiz yöntemleri ve daha hassas analiz yöntemleri olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadır [1, 2, 4, 35].

Basitleştirilmiş (Yaklaşık) Analiz Yöntemleri

Literatürde Çizgisel-Kiriş basitleştirilmesi olarak geçen bu yöntemler matematiksel yöntemler olarak adlandırılır. Söz konusu yöntemlerden en yaygın olanlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir [30, 36, 37].

- Doğrusal kirişler için klasik kiriş analizi,
- Eğrisel I-Şekilli kirişler için V-Yük Yöntemi ve
- Eğrisel Kutu-şekilli kirişler için M/R Yöntemidir.

Günümüzde köprü analizinde kullanılan hesaplama yöntemlerinin gelişmesi ile birlikte basitleştirilmiş analiz teknikleri; belirli uygulamalar için tercih edilen, çeşitli avantajları taşıyan pratik yöntemler haline gelmiştir. Bu analiz tekniklerinin çoğu, denge yaklaşımlarına dayanmaktadır ve oldukça açıktır. Tasarımcı, bir köprüye etkiyen yükün dağılımını kolayca yorumlayabilmektedir. Yaklaşık analiz tekniklerinin çoğu, göreceli olarak basit ve hızlıdır. Dolayısıyla, köprülerin ön tasarımı için bu analiz yöntemi oldukça önemlidir [4]. Tekil çizgisel kirişlerin modellenmesine nasıl yaklaşılabileceği, kullanılan analiz yönteminin türüne ve kirişlerin tekil olarak mı yoksa tüm üstyapı sisteminin modellenerek dikkate alınıp alınmadığına bağlıdır. Ancak, basitleştirilmiş analiz yöntemlerinin çoğunda tipik yaklaşım, çoklu kiriş kesitinin tamamını modellemek yerine, tek bir kirişi modellemektir. Böyle bir analiz için tasarımcı uygun kesit özelliklerini belirlemelidir [30, 36].

Kompozit olmayan çelik kiriş enine kesit özelliklerinin, kirişin boyutlarının açık ve net bir şekilde tanımlanması genellikle kolaydır. Kompozit durum için, problem biraz daha karmaşık hale gelmektedir. Bu durumda, kompozit tabliyenin (deck) efektif genişliği önemli bir parametre olmaktadır. Kompozit kesit özelliklerinin modellenmesinde, negatif moment bölgelerinde kesitin uygun bir şekilde davranış

göstermesi sağlanır. Bu alanlarda, tabliye çekme etkisinde olduğundan, çoğu zaman çatlar ve kesitin bir parçası etkinliğini kaybeder.

Bazı tasarımcılar, köprünün hem pozitif hem de negatif moment bölgelerinde kompozit davranış gösterdiğini kabul etmektedirler. Bazıları ise kirişlerin sadece pozitif moment bölgesinde kompozit davrandığını ve negatif moment bölgelerinde sadece kiriş en kesitinin dikkate aldığını düşünmektedir. Yine bazı tasarımcılar, pozitif moment bölgesinde kirişin kompozit olduğunu, ancak negatif moment bölgelerinde sadece kiriş en kesiti ve tabliyenin boylamasına özelliklerini dikkate almaktadır [3, 4, 34]. Tekil bir kirişin modellenmesinde bir diğer husus, kirişin yanal desteklerinin belirlenmesidir [3, 4]. Tipik olarak yükleme etkilerinin hesaplanması (momentler, kesmeler, deplasmanlar ve gerilmeler) yanal mesnet koşullarından etkilenmez, fakat çeşitli elemanların, özellikle basınç başlıklarının kapasitesinin hesaplanması, büyük ölçüde yanal desteğe bağlıdır [3, 4].

Köprülerdeki ölü yük bileşenleri genellikle, statik (kalıcı), değişmesi kolay sabit yükleme koşullarıdır. Öte yandan, hareketli yükler, köprünün uzunluğu ve genişliği boyunca sonsuz sayıda pozisyona ve pozisyon kombinasyonlarına uygulanan sayısız yükü temsil ettikleri için hesaplanmaları çok daha zordur. Hareketli yüklerin nasıl ele alındığı, analizi gerçekleştirmeyi ve anlamayı kolaylaştırabilir ya da çok karmaşık hale sokmaktadır [4, 21, 24, 25 38]. Köprü yapıları için hareketli yük modellemesine yönelik iki temel unsur bulunmaktadır. Birincisi, çoklu hareketli yük durumlarının analizlerini içeren “kaba kuvvet” yöntemidir. Bilgisayar uygulamalarında, bu, hareketli bir yük jeneratörü kullanılarak gerçekleştirilir. Her biri farklı bir yükü (kamyon yükü, şerit yükü, çoklu kamyon veya şerit yükleri, vb.) temsil eden yüzlerce veya binlerce hareketli yük durumu yaratan bir bilgisayar programıdır ve yapı boyunca farklı pozisyonlarda uygulanır. Her bir hareketli yük durumu için, analiz modeli tam olarak hesaplanır ve tüm ana elemanlar için kesme ve moment sonuçları geliştirilir. Bir başka hesaplama ise, çoklu hareketli yük durumu yöntemi olup bu yöntemde yapıdaki çeşitli elemanlar için yük etkisi zarflarını (envelopes) geliştirmek için çok büyük bir sonuç havuzu oluşturulmaktadır. Çoklu hareketli yük durumu yöntemine bir alternatif ise tesir çizgisi ve ya tesir yüzeyi yöntemidir. Bu yöntem, etki yüzeyi tek boyuttan ziyade iki boyutta uygulanan bir tesir çizgisi yaklaşımıdır. Bu yaklaşımda, modeldeki belirli bir noktanın tepkisi (kiriş, tabliye, enine çerçeve vb. üzerindeki bir nokta), genellikle bir kirişte çok sayıda yerde tabliye yüzeyine dikey olarak uygulanan

bir birim yük için hesaplanır. Hareketli yük etkilerini modellemeye yönelik tesir yüzeyi yaklaşımı, verilen konumlarda yapının maksimum/minimum yükleme tepkilerine odaklanılmasını sağlar. Tesir yüzeyi analizinden elde edilen çıktı miktarı çok daha azdır. Tasarımcı, zarf sonuçlarını belirlemek için binlerce hesaplama yaparak önemli bir zaman ayırır ve kritik yükleme etkilerini ortaya çıkarır [1, 4, 39].

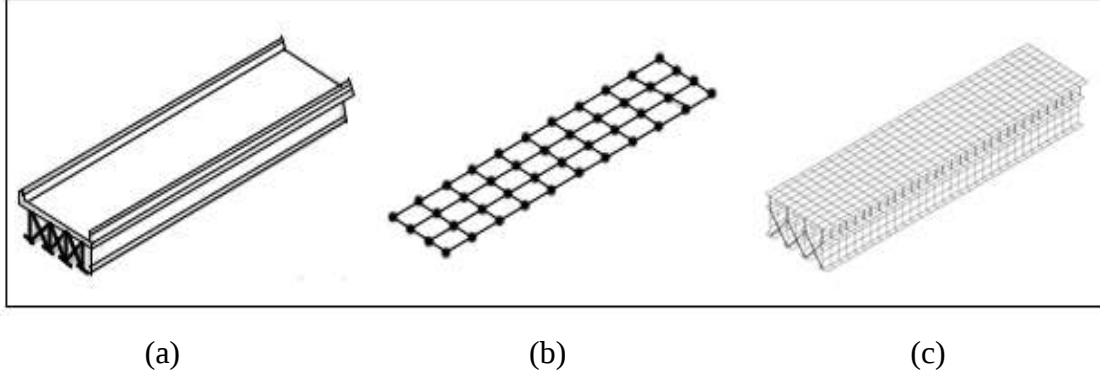
Düz, eğrisel olmayan köprüler, moment-dağıtım (cross) yöntemi, moment-alan teoremi, vb. gibi klasik kiriş analiz tekniklerini kullanmak için ideal yapı sistemleridir [1, 3, 4]. Bu tip yapılar, sadece bir boyutlu olarak modellenen ve genellikle basit kiriş analizi ile karakterize edilebilen yapısal bir davranışa sahiptir. Tipik olarak bu analiz, Beam-Line, Line-Girder (Çizgisel-Kiriş) veya Girderline analizi olarak adlandırılmaktadır [30, 36, 40]. Klasik kiriş analiz teknikleri, belirli Çizgisel-Kiriş çözümlerde çeşitli avantajlara sahiptir. Klasik kiriş analiz tekniklerinin çoğu doğrudan dengeye dayanır, oldukça açıktır ve bir köprüde kuvvetlerin dağılımını açıkça gösterir. Klasik kiriş analiz tekniklerinin çoğu, basit ve hızlıdır, ön tasarımlar için oldukça kullanışlıdır ya da daha karmaşık analizleri doğrulamak için yaklaşık çözümler sunmaktadır. Çizgisel-kiriş analiz tekniklerinin kullanımı, basit yapıların tasarımı ile sınırlı olmalıdır. Ayrıca klasik kiriş analiz tekniklerini el ile kullanarak bir analiz yapmadan önce, tasarımcıların yukarıda detaylı olarak açıklandığı gibi hareketli yükleri modelleme ihtiyacından doğabilecek karmaşıklıkları dikkate almaları önerilmektedir. Benzer şekilde tasarımcılar, AASHTO tarafından belirlenen kapasite hesaplamalarını, kritik kesitlerde, kiriş uzunluğu boyunca dikkate almalıdır. Dayanım, servis, yorulma, çökme ve diğer durumlar için AASHTO kontrollerini el ile yapmak, daha kısa yapılar için basit olabilir, ancak daha uzun köprüler için bu hesaplamalar uzun zaman alabilir [4, 36].

Çizgisel-Kiriş analizinde hareketli yük modellemesinin karmaşıklığını gidermenin bir yolu, analiz hesaplamalarını bilgisayarla çözmektir. Bilgisayarlar ile Çizgisel-Kiriş analiz yapmanın oldukça fazla yöntemi bulunmaktadır. Örneğin, MS-EXCEL'de spreadsheets'leri (elektronik tablolar) kullanarak kirişlerde moment, kesme kuvveti ve deplasmanlar belirlenebilmektedir. Çelik kiriş tasarımındaki karmaşıklıkları ele almak için daha etkin bir yaklaşım ise, herhangi bir programlama dili ile geliştirilen yazılımlar kullanmaktır. Ancak, çelik kiriş tasarım koşullarının karmaşıklıklarını ele almak için mühendislik deneyimleri gerekmektedir. Çizgisel-Kiriş analizi uygulamaları genellikle uzmanlar tarafından ticari amaçlarla geliştirilir. Hem ticari

yazılım şirketlerinden hem de çeşitli köprü şirketlerinden, ücretsiz veya makul bir ücretle çelik Çizgisel-Kiriş tasarım uygulamaları temin edilebilir. Bir elektronik tablo veya bir bilgisayar programı, ister ticari olarak satın alınmış olsun isterse tasarımcı tarafından geliştirilen olsun, bilgisayarlı bir yaklaşım, her zaman el ile veya bağımsız bir bilgisayar aracıyla gerçekleştirilen bağımsız hesaplamalar tarafından doğrulanmalı ve kontrol edilmelidir.

Daha Hassas Analiz Yöntemleri

En yaygın kullanılan hassas analiz yöntemleri, iki boyutlu (2-D) ve üç boyutlu (3-D) olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. İki boyutlu, bilgisayar uygulamalarıyla ızgara şeklinde analiz yapılırken üç boyutlu ise çerçeve, plak, membrane ve/veya kabuk elemanların kombinezonu kullanılarak analiz yapılmaktadır [36]. Her iki yöntemde çok hassas analiz sonuçları elde edilmektedir. Şekil 3.1’ de, hassas analiz yöntemin modellemelerine yer verilmiş olup yöntemle de aşağıda detaylı olarak açıklanmıştır.



Şekil 3.1. Hassas analiz yöntemde modelleme [36] a) Gerçek köprü, b) 2-D modeli c) 3-D analiz modeli.

2-D “Izgara” analiz yöntemleri, yapı mühendisi tarafından kullanılan “giriş seviyesi” sonlu eleman modeli, düzlem çerçevedir [36]. Düzlem çerçeveler, düşey ve yanal yükler altında düzenli yapıların davranışını modellemek için her zaman kullanılmaktadır. Köprü mühendisi “giriş seviyesi” sonlu eleman modelini, üst yapılar için düzlem ızgarada ve alt yapılar için düzlem çerçevede kullanırlar. Bu yaklaşım “grid-ızgara” analizi olarak adlandırılmaktadır [36, 37]. Izgara analizi için hareketli yük modellemesinde, bazı uygulamalar hareketli yükü sonlu eleman modeline

doğrudan uygular ve her bir yük yerleşimi için yeni bir yük durumu oluşturur. Kirişlere oranla hassas hareketli yük dağılımı, oldukça kaba bir ağ ile elde edilebilir; bununla birlikte, konsantre tekerlek yüklerinin ızgara sisteme doğrudan uygulanması, daha ince bir ağ ile kolaylaştırılmaktadır. Alternatif olarak, uygulamalar tesir yüzeyleri oluşturur ve doğrudan yük yerleştirme yüzeydedir. Bu durumda uygulama, tipik olarak, her bir düğüm noktasına birim düşey yükler uygulanır ve yük etkisi sistem boyunca hesaplanır. Sonraki bir hesaplamada tesir yüzeyi, yük etkisini hesaplamak için kullanılır. Çoğu hareketli yükleme programı, yükü düğüm noktasına yerleştirir ve sonuçları o düğüm noktasını çevreleyen düğüm noktalarına, enterpolasyon yaparak yerleştirir [36, 37].

Izgara analizi, nispeten basit ve hızlı hesaplamayı gerçekleştirme avantajına sahiptir. Aynı yapının 3-D analizinden daha az çaba gerektirir. Izgara analizi genellikle geniş bir yapı yelpazesi için yeterli hassasiyet ve doğruluk sağlar. Birçok mühendis, ızgara analizleri 3-D analizlerden daha kolay anlayabilmektedirler. Ayrıca, programın model boyunca üretmiş olduğu kesme kuvveti, eğilme momenti ve burulma momenti diyagramları kolayca gözlemlenir. Tüm yapı için, köprünün herhangi bir enine kesitinde ve herhangi bir eleman veya düğüm noktası için denge koşulları kolayca kontrol edilir. Kabuk elemanların kullanıldığı 3-D sonlu eleman programlarında bu genellikle geçerli değildir [2, 36, 37].

3-D analiz yöntemleri, analitik olarak en karmaşık analiz sınıfıdır. Izgara analizi gibi, bu yöntem de sonlu eleman modelleme tekniğidir. Ancak, 3-D analiz, üç boyutlu analiz olarak, 2-D analize göre daha kapsamlı ve ayrıntılıdır [2, 36, 37]. Köprü tabliyesi kabuk elemanlar olarak 3-D analiz ile kolaylıkla modellenmektedir. Kirişler, kabuk veya çerçeve elemanlar olarak modellenebilir. Kiriş başlıkları, kabuk, plak veya kiriş elemanlar olarak; gövdeler plate elemanlar kullanılarak; enine çerçeveler ve çaprazlar da kafes veya plate elemanlar kullanılarak modellenir. Genellikle, tabliyeler 8-düğüm noktalı katı elemanlar olarak veya 4-düğüm noktalı kabuk elemanlar olarak modellenir. Hareketli yükleri, ölü yükleri ve diğer yükleri modellerken, doğrudan 3-D analiz yöntemi uygulanabilir. Köprünün tüm bileşenleri doğrudan modellendiğinden, 3-D analiz kesin hesaplama açısından çok avantajlıdır. 3-D analiz doğrudan rijitlik karakteristiklerini modeller ve direkt analiz sonuçları yapının tüm elemanları için hesaplanmış olur. 3-D modellemedeki kesinlik, teorik sonuçlarla çok uyumludur,

analiz sonuçları çok hassas olarak elde edilmektedir. Sonuç olarak, 3-D analizde modellemede sınırlama bulunmamaktadır.

3.2. SAP2000 ve CSiBridge ile Köprü Analiz ve Tasarımı

Köprüler, geometrisindeki ve yüklemdeki kompleksliği ile karakterize edilmektedir. Bir köprü yapısının geometrisi, üst yapı tipi ve yerleşim planını kapsayan bir dizi özellik ile tanımlanır. Köprü geometrisi, giriş özelliği ile, tabliye genişliği ile, girişin yüksekliği ile çok kompleks olabilir. Aynı zamanda, mesnet şartları da köprü modelinin kompleksliğine neden olmaktadır [4, 41, 42]. SAP2000 ve CSiBridge paket programları, Sonlu elemanlar yöntemi esas alınarak kodlanmış yazılımlardır. Bölüm 3.1.1’de açıklandığı gibi, bu programlarla 3-D çok hassas sonuçlar elde edilmektedir.

SAP2000 v14 ve önceki versiyonlarda, köprü modülü eklenmiş olup, bu yazılımlarda her türlü köprünün analizi ve tasarımı yapılmaktaydı. Bununla kullanıcı, SAP2000 içerisinde, basit ve kompleks köprü modellerinin tüm güçlü yanlarını kullanarak köprü modelini üretebilmekteydi. Ancak, Computers & Structures firması, SAP2000 v15 ve üst versiyonlarda köprü modülünü kaldırarak, CSiBridge paket programını ticari amaçla geliştirmiştir. CSiBridge yazılımı ile SAP2000 de olduğu gibi, köprüden başka, tüm yapı sistemleri de analiz edilmekte ve tasarımı yapılmaktadır. Ancak CSiBridge ile analiz, tasarım ve basitten kompleksliğe köprünün sınıflandırılması, tek bir program kullanılarak yürütülebilir. Tüm yeni CSiBridge programlarında menü sistemi, *şerit-esash* arayüzler eklenmiş, bu da programın anlaşılmasını, kullanımını ve akışını basitleştirmiştir.

Köprü yapılarının modellenmesi, analizi ve tasarımı, profesyonel anlamda mühendislik ihtiyaçlarını karşılamak üzere CSiBridge’e entegre edilmiştir. Tüm bu görevlerin kolay bir şekilde CSiBridge ile gerçekleştirilmesi, programın yapı mekaniğinde ve ticari sektörde çok yönlü ve verimli yazılım haline gelmesini sağlamıştır. CSiBridge ile tasarımda, çelik ve beton köprüler hızlı ve kolay bir şekilde analiz edilerek tasarımı sağlanır. Köprü modeli üretme sihirbazı (Bridge Wizard), kullanıcıya basit veya karmaşık köprü modelleri oluşturma ve tasarım süreci üzerinde kontrol sağlama olanağı sunarken, etkili bir şekilde değişiklik yapılmasına da olanak tanır. Yol şeritleri ve araçlar çok hızlı bir şekilde tanımlanabilir ve genişlik etkisi de göz önüne alınabilir.

CSiBridge'in parametrik olarak tanımlanan köprü modelleri, kullanıcının modelleme için vereceği çabayı oldukça azaltır. Tabliyeden-kirişe ve üstyapıdan-altyapıya birleştirmeler, bağlantıların tümü CSiBridge tarafından program içerisinde ele alınır. Mesnetler (bearings) ve temel modellemenin özellikleri, tümü basit olarak tanımlanabilir. CSiBridge aynı zamanda, sayısal tekniklerde, çözüm algoritmalarındaki en son gelişmeleri ve kodları (Şartnameleri), kompleks obje konfigürasyonlarının otomatik sonlu eleman meshlemesini kapsayarak sunmaktadır. Yine, çok hassas Kabuk elemanlar, karmaşık yüklemeler ve en son AASHTO çelik ve beton tasarım kodlarını da sunmaktadır. Araştırmacılar, CSiBridge programını kullanarak karmaşık köprü geometrilerini, sınır koşullarını ve yük durumlarını kolaylıkla tanımlayabilirler. Köprü modelleri, yerleşim çizgileri (Layout Lines), Mesnetler (Supports), köprü kenar ayakları (Abutments), orta ayaklar (Bents), Mafsallar (Hinges) ve ard-germe (Post tensioning) gibi köprü mühendislerine aşina olan terimler kullanılarak parametrik olarak tanımlanır. CSiBridge yazılımı, köprü tanımında parametrelerde herhangi bir değişiklik olduğunda otomatik olarak güncelleme yapılır, sistem çizgisel, kabuk veya katı eleman modeli olarak yeniden oluşturulur. SAP2000 ve CSiBridge, köprülerin analizinde ve tasarımında çalışan mühendislere, analiz ve tasarım için çok geniş bir çeşitlilik sunmaktadır [41-43].

3.2.1. CSiBridge'de Temel Kavramlar Analiz ve Modelleme

Analizi yapılacak olan köprü, *New* komutuyla; Frame, Shell, Solid ve Link elemanlar kullanılarak, *Bridge Wizard* altında yaratılabilir. Köprü üstyapısı, Frame elemanlar kullanılarak basit bir "Spine" olarak veya Shell veya Solid elemanlar ile Tam 3-D bir model olarak yaratılabilir. Şeritler, hareketli yüklerin üst yapıya etkidiği yeri gösterecek şekilde tanımlanır. Şeritler genişliğe sahip olabilir ve doğrusal veya eğrisel yolu izleyebilir. Program otomatik olarak şeritlerin üstyapıya nasıl yüklendiğini belirlemektedir. Araç hareketli yükleri, standart karayolu ve demiryolu araçlar takımından seçilebilir veya kullanıcı kendi araç hareketli yüklerini belirleyebilir. Araçlar, araç sınıfları içerisinde her sınıfın en şiddetli yükü etki etmesi için gruptandırılmaktadır. İki tip hareketli yük analizi göz önüne alınabilir [42].

- *Tesir çizgisi-esaslı ZARF analiz:* Araçlar, köprünün her şeridi boyunca, her iki yönde hareket etmesi,

- *Adım-adım analiz:* Çok sayıda araç, aynı anda şeritler üzerinde çalıştırılır (geçirilir), her birinin kendine ait başlangıç zamanı, konumu, doğrultusu ve hızı vardır. Adım-adım statik analiz gerçekleştirilebilir.

Her iki tip analiz için öncelikli olarak Bridge Wizard'ı kullanarak yapı modeli yaratılır veya araç çubuğundaki düğmeler (Layout, Components, Loads vb.) kullanılarak model yaratılır. Daha sonra aşağıdaki adımlar izlenmektedir.

1. Köprüde araçların gideceği yeri belirleyen şeritleri (*Lanes*) tanımlanır,
2. Şeritlerde hareketli yükü temsil eden araçları tanımlanır.

Tesir Çizgisi-Esaslı Analiz için:

3. Bir veya daha çok aracı, maksimumların maksimum durumu (ZARF) yaratılması için, bir arada, grup olarak araç sınıfları tanımlanır,
4. ZARF tepkileri yaratmak üzere, hangi araç sınıfının hangi şerit üzerinde hareket etmesi gerektiğini belirlemek için, hareketli yük katar durumunu tanımlanır,
5. Tesir çizgisi-esaslı analizi kontrol altına almak için gerekli parametreleri ayarlamak ve elemanlardaki hareketli yük katarların tepkilerini hesaplamak için köprü tepki parametreleri belirlenir,
6. Analiz çalıştırıldıktan sonra tesir çizgileri, yapıda herhangi bir elemanın tepki değeri için görüntülenebilir.

Step-by-Step Analiz için:

7. “Bridge Live” tipin Load patterns'i, hangi aracın hangi şerit üzerinde hareket ettiğini belirlemek, hızının ve başlangıç pozisyonu ne olduğunu belirlemek için tanımlanır,
8. Bridge-Live load patterns'e, çok-adımlı statik yük durumunu veya dinamik etkilerle ilgilenilecek ise Time-History load durumunu uygulanır,
9. Analiz çalıştırıldıktan sonra, yapıdaki herhangi bir eleman için adım-adım tepkiler veya tepki ZARF'larını görüntülemek üzere seçenekler sunulur.

Her iki tip köprü analizi aynı modelde bulunabilir. İlave yük patterns'leri ve yük durumları yaratılabilir ve bunların sonuçları iki tür köprü analiz sonuçları ile

birleştirilebilir. Kullanıcılar, üstyapıyı modellerken *spine*, *Shell* veya *solid* nesne modeli olarak seçeneklere sahiptir. Eğrisel çelik kiriş köprüler için, çarpılma (warping) gerilmeleri önlenmesi için çelik kirişlerin *Shell* elemanlar olarak modellenmesi önerilir. Aynı zamanda, Nonlinear ve Zaman alanında analizler yapmak da mümkündür. Mesnetlere ve temele oturan köprünün tepkileri, lineer ve/veya nonlinear özellikleriyle, CSiBridge ile ele alınabilir. Zaman alanlı yüklemeler, transient (geçici, kısa süreli) veya periyodik fonksiyon olarak tanımlanabilir ve bir ivme veya yük pattern tipi olarak tanımlanabilir. Analiz çıktıları grafiksel olarak veya tablolar halinde görülebilir. Aynı zamanda CSiBridge, modal frekans veya zaman alanlı analizle dinamik analiz yeteneği de sunmaktadır. Bu yetenekler, araç hareketli yük etkisinin tabliye oluşturduğu titreşimlerin incelenmesine izin vermektedir. Üstyapı tasarımı, *Çelik Kiriş* ve *Öngerilmeli Beton Prekast I-Kiriş*, *Bulb T Kesitler*, *Kutu* ve *Çok Gözlü Kutu Kirişler* dahil edilerek, üstyapı tipinin çeşitliliği ile gerçekleştirilebilir. Çelik kiriş tasarımı mühendisler optimum tasarım sunar, kesit özellikleri yeniden boyutlandırılabilir ve ardışık yaklaşımlarla kontroller yapılır, optimum tasarım gerçekleştirilir. AASHTO LRFD 2012 (beton ve çelik), AASHTO STD 2002 (beton), CAN/CSA-S6-06 ve EUROCODE'a göre gerilme, eğilme ve kayma (kesme) tasarımları yapılmaktadır. CSiBridge'de ribbon menü sistemindeki *Home*, *Layout*, *Component*, *Loads*, *Bridge*, *Analysis*, *Design/Rating* ve *Advanced* içerik menülerini kullanarak köprü modeli düzenlenmektedir. Kullanıcı arayüz şerit sekmeleri ile model geometrisini tanımlama, köprü bileşenlerini, yükleri ve köprü nesnesini tanımlama ve daha sonra köprü yapısını analiz etme, tasarlama ve derecelendirme adımları etkin bir algoritma yaratır. Böylece temel köprü modelleme adımları aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

1. *Layout Line* ve *Lanes*'leri tanımlanır. Bu adımla, köprü yönünü belirten ve köprü yüküne araç yüklerinin uygulanacağı *yerleşim çizgileri* ve *şeritler* tanımlanır.
2. Köprü *Components*'lerini (malzeme, frames, cable, tendons, links ve etriye boyutları) ve üstyapının tabliye kesitleri, diyaframalar, altyapının mesnetleri, tutulmaları, temel yayları, kenar ve orta ayakları belirlenir.
3. Yükler, araçlar, araç sınıfları ve Load patterns (dead, bridge live load), point, line ve alan yüklerini tanımlanır.

4. *Bridge Object*'i tanımlanır ve *Bridge* modeli yaratılır. *Bridge Object* tanımlandıktan sonra, köprü modeli güncelle komutu kullanılarak birleştirilir. Böylece köprü modeli analiz ve tasarıma hazır hale gelmektedir.
5. Yükleme durumları (*Load Cases*), aşamalı inşaat yapımı ve *bridge* tepkileri tanımlanır. Daha sonra *Analysis Tab*'ı kullanılarak model analiz edilir.
6. Tasarım esnasında kullanılacak yükleme kombinasyonları, üstyapı ve sismik tasarım gereksinimi belirlenir ve tasarım çalıştırılır.

Bu çalışmada SAP2000 v14.2 ve CSiBridge ile analiz ve tasarımda yukarıda verilen hesaplama adımları izlenmiştir.

3.3. Köprü Analizinde VB.NET-SAP2000 API Yaklaşımı

Son yıllarda yeni sürüm SAP2000 ve CSiBridge yazılımlarına, CSI firması tarafından programlama dili esaslı API (*Application Programming Interface*) arabirimi entegre edilmiştir. FORTRAN, C#, PYTHON, MATLAB ve VB.NET gibi programlama dilleri, API aracılığı ile SAP2000 ve CSiBridge'e erişmek için kullanılabilir. SAP2000'in API Programlama Arabirimi özelliği, araştırmacıların SAP2000'e model bilgilerini aktarmalarını, SAP2000 uygulamasının başlatılmasını, tasarım ve analiz bilgilerinin elde edilmesini, kullanıcının SAP2000'in sayısal modüllerine erişebilmesini, analiz ve tasarım için gerekli olan süreçlerin çoğunu otomatikleştirmesi gibi birçok özelliği barındırmaktadır. Bu özellikleri ile API, araştırmacılar için güçlü bir araç olarak düşünülmektedir. Bu tez çalışmasında, öncelikle SAP2000 API aracı tanıtılmış, daha sonra SAP2000'in API özelliği, değişik açıklıklı Doğrusal-Kiriş köprülerin analizlerini yapmak için VB.Net programlama dilinde kodlanmış ve etkileşimli olarak kullanılmıştır. Söz konusu geliştirilen bazı program kodları Ek1'de verilmiştir.

Yapı mühendisliğinde yeni, daha doğru ve daha karmaşık yöntemlerin geliştirilmesi oldukça zordur. Bu zorluk karşısında herhangi bir çaba sarf etmeden en son teknolojik araç ve gereçlerin benimsenmesi araştırmacıların en büyük isteğidir. Araştırmacılar, yapıları değerlendirmek için daha gelişmiş ve optimize edilmiş araçları araştırmaktadırlar. Teknolojinin gelişmesi ile birlikte giderek daha etkin hesaplamalı ve optimize edilmiş yapı sistemleri oluşturulmaktadır. Ayrıca, mevcut yöntemlerin uygulanmasının basitleştirilmesi ve mevcut olan hesaplama yöntemlerinin etkin bir

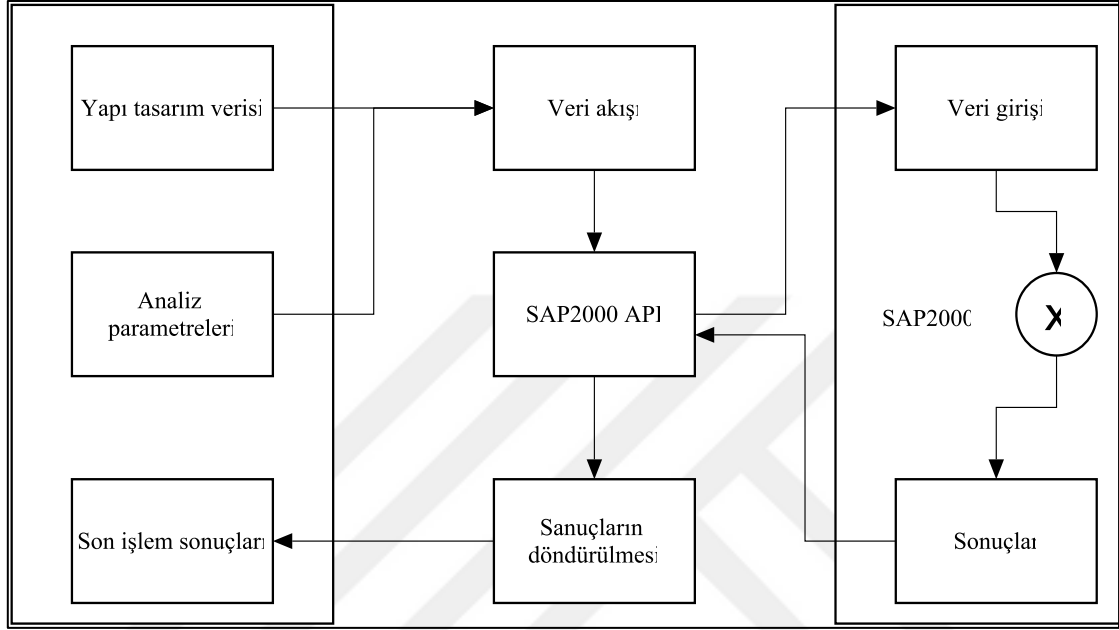
şekilde kullanılmasına olan gereksinim göz ardı edilmemelidir. Çünkü mevcut olan SAP2000 gibi uygulamalar pratikte üretkenliği ve kaliteyi büyük ölçüde geliştirebilir. Bu doğrultuda, SAP2000 yapısal analiz yazılımı içerisinde, versiyon 11'den itibaren API entegre edilmiştir. Yeni geliştirilen hesaplama aracı SAP2000 API, sadece yapısal analiz çerçevelerine değil, daha geniş araştırma alanlarına önemli ölçüde genişletilmiştir.

API, SAP2000 yapısal analiz yazılımının analiz ve tasarım teknolojisine etkin bir şekilde erişimini amaçlayan bir programlama aracıdır [41]. API'nin kullanımıyla, programın kullanılabilirliğini artıran ve SAP2000 ortamında tamamen gömülü olan eklentileri geliştirme seçeneği de bulunmaktadır. Bilgisayar programlaması açısından API, SAP2000'in davranış şeklini uzaktan kontrol edebilen, böylece nesne ve fonksiyonlara erişimi sağlayan bir yazılım kütüphanesinden oluşmaktadır. Şekil 3.2'de, yapısal analiz ile SAP2000 API bağlantısını gösteren akış diyagramına yer verilmiştir. API'nin sağladığı bazı önemli özelliklere aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

- SAP2000 tasarım ve analiz yöntemleri ile doğrudan, hızlı ve güvenilir bir bağlantı kurmaktadır.
- Hem işlem öncesi hem de işlem sonrası işlemleri kolaylaştırmak için kullanılabilen iki yönlü veri akışı sağlamaktadır.
- Büyük modellerde çalışırken veri değişimi için gereken süreyi önemli ölçüde azaltan ara dosyaları kullanmaya gerek görülmektedir.
- Birçok programlama dilleri (FORTRAN, C#, PYTHON, MATLAB ve VB.NET gibi) ile uyumlu çalışmaktadır.
- Yapısal modele eşzamanlı veri aktarımı ve modelin kontrolü sağlanmaktadır.
- SAP2000'in gelecekteki sürümleriyle uyumlu olacak uygulamalar geliştirilmektedir.
- SAP2000 için, kullanıcının ihtiyaçlarına göre test edilebilen veya kullanıcı programlamasına izin verilebilen, uygulamaya yönelik özel bir arabirim geliştirilme imkanı sunmaktadır.

API'yi programa uyarlamak; içerdiği tüm bileşenler ana programın kurulumu sırasında otomatik olarak yüklendiğinden, fonksiyonel olarak bir SAP2000 kurulumundan başka bir şey gerektirmektedir. Ayrıca, API'nin kullanılabilmesi,

geliştiricinin aşına olduğu programlama diline ve bu amaç için seçilen programlama ortamına bağlıdır. Farklı entegre geliştirme ortamları (IDE'ler), programlama projesinin API ile başarılı bir şekilde bağlantı kurması için çeşitli seçenekler sunmaktadır.



Şekil 3.2. Yapısal analizde SAP2000 API bağlantısı [44]

Tez çalışması kapsamında, SAP2000 ile ortak çalışılan yazılım geliştirilirken, özellikle *CSI_OAPI_Documentation.chm* ve *SAP2000_API_Documentation.chm* dokümanları ve içerdiği fonksiyonlar ayrıntılı olarak incelenmiştir. Yazılım, “*Microsoft Visual Studio 2010*” platformunda geliştirilmiştir. MS-Visual Studio programı kurulduğunda *Visual BASIC*, *Visual C#*, *Visual C++* ve *Visual F#* gibi görsel programlama dilleri de kurulmaktadır. Bu programlama dilleri nesneye yönelik olup, okunabilirlik, işlem hızı ve yapısalılık açısından birbirlerine çok benzemektedirler. Bu tez çalışmasında, *Visual BASIC* dili kullanılmış olup SAP2000 API’yi *Visual BASIC* altında kullanmak için program içerisinde SAP2000 kütüphanesi eklenmiştir. Bunun için, yeni bir *Visual BASIC* projesi yaratılmış, açılan projede *Project* → *Add Reference...* → *Browse* yolu izlenerek, C:\Program Files\Computers and Structures klasörü altındaki *SAP2000.exe* dosyası referans olarak eklenmiştir. Daha sonra, geliştirilecek uygulamada SAP2000 nesnesinin yaratılması gerekmektedir. *Visual BASIC*'de bu işlem aşağıdaki gibi yapılmaktadır.

```

Private Sub SAP2000_RUN(ByVal sender As System.Object, ByVal e As System.EventArgs)
    Handles Button1.Click
    FileOpen(1, "c:\SAP2000-ApPrIn\110-165-125ft\SAP2000\HL-93-110-165-125_out.txt",
    OpenMode.Output)
    ' HL-93-110-165-125 Üç Açıklıklı Köprüünün Çizgisel Kiriş [COMBO ve ZARF Çözümleri]
    Call OpenSDB()
    FileClose(1)
End Sub

Dim SapObjectAs SAP2000.SapObject // Boyut değişkeni
SapObject = New SAP2000.SapObject // nesnenin yaratılması
SapObject.ApplicationStart() // programın çalıştırılması
ret = SapModel.InitializeNewModel // modeli başlat
FileName = "C:\SAP2000-ApPrIn\110-165-125ft\SAP2000\HL-93-110-165-125.SDB"
ret = SapModel.File.OpenFile(FileName) // mevcut dosyayı aç

```

Yapı modeli tanımlamak için yine .NET Framework yapısı üzerinde bir nesne yaratmak gerekmektedir. Bunun için aşağıdaki kod parçası uygulanmaktadır.

```

Dim SapModel As SAP2000.cSapModel
SapModel = SapObject.SapModel
SapModel = Nothing
SapObject = Nothing

```

Tez kapsamında, yaratılan nesnelerde *SapModel* ve *SapObjectobjects*, uygulama ile SAP2000 arasındaki bağlantıyı kesmesi ve sistem kaynaklarını serbest bırakması için başlangıç olarak *Nothing* olarak ayarlanmıştır. SAP2000’de problem çözüldüğünde, model kilitlenir. Tekrar çözüm yapabilmek için kilidin açılması gerekmektedir. Bunun için aşağıdaki kod parçası uygulanmaktadır.

```

'çözümünden sonra modelin kilidini açmak için seçenek: False olacak
'çözümünden sonra modelin kilidini kapalı yapmak için seçenek: True olacak
SapObject.ApplicationExit(True) //Komutundan önce;
ret = SapModel.SetModelIsLocked(False) // komutu ile kilit aç
ret = SapModel.SetModelIsLocked(True) // Kilit Kapalı Kalsın

```

Yapılacak bilimsel araştırmalarda yenilikçi bilimsel bir yöntemin uygulanması, geliştirilen yazılımın kullanılabilirliği, esnekliği ve düzeni ile ilgili kapsamlı planlama gerektirir. Doğrusal–Kiriş Analiz yöntemini köprülere uygulayabilecek yazılım geliştirme, önemli miktarda analiz parametresini hesaba katmayı, çok sayıda değişkeni saklamayı ve kontrol etmeyi ve analizin her aşamasında önemli bilgilere erişimin sağlanması içermektedir. Tez kapsamında, uygulanan yöntemin en uygun hale getirilmesi ve denetlenmesi gereği yerine getirilirken, sadelik ve bütünlüğün sağlanması için büyük bir çaba harcanmıştır.

3.4. Optimum Tasarım Problemi - Sezgisel Algoritmalar ve Literatür Taraması

Yapısal optimizasyon, bilimsel araştırmalarda oldukça yaygın kullanılan bir yaklaşımdır. Optimum yapı tasarımıyla, fiziksel ve yapısal davranış sınırlayıcıları ile kısıtlanan amaç fonksiyonu minimize edilerek en iyi tasarım kümesi elde edilmektedir. Değişkenlerle oluşturulan amaç fonksiyonu matematiksel bir ifade olup verilen bir yapısal optimizasyon problemi için çeşitli alternatif çözümleri yansıtmaktadır. Çelik I-Kiriş köprüde göz önüne alınan değişkenler, alt ve üst limitlerle sınırlandırılmıştır (Bunlar optimizasyon probleminin yan sınırlayıcılarıdır). Problemden yan sınırlayıcılardan başka, değişkenlerle ifade edilen fonksiyonel sınırlayıcılar da bulunmaktadır. Bu tez çalışmasında fonksiyonel sınırlayıcılar olarak gerilme ve deplasman sınırlayıcıları optimum tasarım problemine katılmıştır. Kompozit çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarım problemi Eş. 3.1 ile ifade edilebilmektedir.

Amaç fonksiyonu:

$$\min W(X) = \rho \sum_{i=1}^{nm} X_i L_i \quad (3.1)$$

Sınırlayıcılar:

$$\begin{aligned} \sigma_i &\leq \sigma_{max} & i &= 1, 2, \dots, nm \\ \delta_i &\leq \delta_{max} & i &= 1, 2, \dots, nm \\ X_{min} &\leq X_i \leq X_{max} & i &= 1, 2, \dots, nm \end{aligned}$$

Burada, $W(X)$ = çelik köprü kirişin ağırlığını, ρ = çeliğin özgül ağırlığını, L_i = kirişin i'nci açıklık uzunluğunu, nm = çelik kirişte eleman sayısını, σ_i = çelik kirişin açıklık ve mesnetteki eğilme gerilmelerini, δ_i = çelik kirişin en büyük açıklığında

oluşan maksimum sehimini göstermektedir. X_i = tasarım değişkeni olup I-Kirişin başlık kalınlığını ve gövde yüksekliğini içermektedir. Sınırlayıcılardaki *max* ve *min* indisleri ise gerilme, sehim ve enkesit değişkenleri için maksimum ve minimum değerleri göstermektedir.

3.4.1. Sezgisel algoritmalar

Optimizasyon problemlerinin klasik matematiksel optimizasyon teknikleriyle çözümünde her zaman en iyi çözümü elde etmek mümkün değildir. Optimum tasarım problemlerinde tasarım değişkenlerinin çok sayıda ve farklı özellikte değişkenlerden oluşması, tasarım kümesinin ayrıklığa, tekilliğe veya kesikliğe maruz bırakılması, sınırlayıcıların tasarım kümesini çok sayıda yerel çözümlerden oluşan bir küme haline getirmesi durumlarında matematiksel optimizasyon teknikleri yetersiz kalmaktadır. Klasik matematiksel optimizasyon teknikleri, tasarım değişkenlerinin sürekli değerler aldığı kabulüne ve türeğe dayalı arama işlemi yapılarak çalışmaktadır. Çözüm, problemin yerel minimizasyona erişmesi ile sonlanabilmekte ve global optimizasyona ulaşmak hemen hemen imkansız gibi görülmektedir. Tasarım kümesinde çok sayıda yerel optimum bulunmakta ve global optimizasyon, yani minimumların minimumu araştırılmaktadır. Son yıllarda geliştirilen sezgisel (heuristic) optimizasyon teknikleriyle kompleks yapısal analiz problemlerinin global optimum tasarımı yapılabilmektedir [45, 46].

En yaygın ve popüler sezgisel optimizasyon teknikleri olarak doğal prensiplere dayanan Yapay Sinir Ağlar (YSA), Genetik Algoritmalar (GA), Evrimsel Stratejiler (ES), Evrimsel Programlama (EP), Tavlama Simülasyonu (TS), Tabu Arama (TA), Karınca Kolonileri Optimizasyonu (KKO) ve Armoni Arama (AA) yöntemlerinin olduğunu belirtmek gerekir. Sezgisel algoritmalarda genel prensip, türeğe dayalı arama yolundan sakınarak yerel minimuma yakalanma olasılığını oldukça azaltılabilmektedir. Yapılan yayın taramasında sezgisel algoritmalarından Armoni Arama (Harmony Search) algoritmasının son yıllarda yaygın bir şekilde kullanıldığı, popüler bir optimizasyon tekniği olduğu, yapısal optimizasyon problemlerine kolaylıkla adapte edilebildiği ve diğer modern optimizasyon tekniklerine göre daha iyi tasarımların elde edildiği görülmüştür [47, 48].

Armoni Arama Yöntemi

Armoni arama yöntemi, bir orkestradaki müzisyenlerin en iyi armoniyi elde etmek için izledikleri yol ile optimizasyon problemleri arasında benzerlik kurularak geliştirilmiştir. Yöntem ilk olarak Geem ve arkadaşları tarafından optimizasyon problemlerini çözmek için önerilmiştir [49]. Armoni arama, karar değişkenleri için özel bir başlangıç çözümü gerektirmez. Birden fazla çözümle optimizasyon işlemine devam edildiği için çok yönlü global optimum çözüm aranarak yerel optimum çözümlerden kurtulmak mümkün olmaktadır. Optimizasyon işlemlerinde hem sürekli hem de ayrık değişkenler kullanılması armoni arama yönteminin avantajları olarak ortaya çıkmaktadır.

Armoni arama algoritması hesaplama tekniği açısından genetik algoritma ile benzerlikler göstermektedir. Ancak, genetik algoritma ve armoni arama yöntemleri arasında yeniden üretim aşamasında varsayımlardan kaynaklanan farklar bulunmaktadır. Genetik algoritma ile yeni bir karar değişkeni oluşturulurken toplum içerisindeki iki adet birey kullanılmaktadır. Ancak, armoni arama yönteminde ise oluşturulan yeni birey toplum içerisindeki tüm bireylerin özelliklerini taşıyabilmektedir. Yine, armoni arama yönteminde ardışık yaklaşımların genetik algoritmaya göre daha hızlı olduğunu belirtmek gerekir [49-52]. Armoni arama ile yapısal optimizasyon arasındaki ilişkiyi açıklamak gerekirse; armoni yapının amaç fonksiyonunu, farklı armoni farklı yapı tasarımını, enstrüman tasarım değişkenini, notanın değeri tasarım değişkeni en kesit değerini, daha iyi armoni yerel optimumu, en iyi armoni ise global optimumu ifade etmektedir [47, 53].

Genel olarak Armoni Arama Algoritmasıyla bir optimizasyon probleminin çözümü aşağıdaki beş adımla yapılmaktadır [47, 53]:

Adım 1. Armoni arama parametrelerinin atanması:

Bu adımda armoni aramada kullanılacak parametreler atanır. Bu parametreler; tasarım değişkenlerinin sayısı, tasarım değişkenlerinin aralıkları (sınırlayıcılar), armoni hafızasının boyutu (HMS), armoni hafızasını kullanma oranı (HMCR), ton ayarlama (ses düzeltme) oranı (PAR), iterasyon sayısı veya sonlandırma kriteri olarak verilmektedir.

Armoni aramada en önemli yapı armoni hafızasıdır. Armoni hafıza ile genetik algorithmadaki en iyi bireylerin seçimi arasında bir benzerlik kurmak mümkündür. Bu hafıza yardımıyla iyi çözümler sonraki iterasyonlara aktarılabilmekte ve her iterasyonda optimum çözüme yaklaşılmaktadır. Armoni hafızasının boyutu HMS genel olarak [1,100], armoni hafızasını kullanma oranı HMCR ise [0,1] aralığında değişmektedir. HMCR için [0,1] aralığında randomize bir sayı üretilir. Eğer üretilen bu sayı armoni hafızasını kullanma oranını sağlıyorsa armoni hafızasından rastgele olarak değişken seçimi yapılır. Optimum çözüme yaklaşmak için HMCR değeri sıfıra ve bire çok yakın değerler olarak atanmaz. HMCR'nin sıfıra yakın alınması hafızadaki iyi çözümlerin kullanılamayacağını ve optimum çözüme yakınsama hızının düşük olacağını ifade etmektedir. Eğer HMCR bire yakın alınır, bu kez tüm değişkenlerin armoni hafızasından seçileceğini ve daha iyi çözümlerin elde edilemeyeceğini göstermektedir. Bu tez çalışmasında $HMCR = 0.90$ alınmıştır.

Ton ayarlama oranı PAR ise armoni hafızasındaki mevcut değeri ton ayarlama fonksiyonu ile hafifçe değiştirerek yeni bir çözüm oluşturmaktadır. Çözümlerde çeşitliliği artırmak üzere, aynen genetik algorithmalardaki mutasyon oranında olduğu gibi ton ayarlama oranı PAR kullanılmaktadır. Eğer dar aralıkta düşük bir ton ayarlama oranı kullanılırsa arama yavaşlamakta ve optimum tasarıma ulaşmak zorlaşmaktadır. Geniş bir aralıkta yüksek bir ton ayarlama oranı seçilirse, bu kez optimum çözüm etrafında saçılma oluşmakta ve böylece rastgele arama işlemi söz konusu olmaktadır. Bu tez çalışmasında ton ayarlama oranı PAR için, $PAR_{min} = 0.001$, $PAR_{max} = 0.01$ değerleri kullanılmıştır. Ton ayarlama fonksiyonundaki bant genişliği için ise $bw_{min} = 0.0001$, $bw_{max} = 1.0$ değerleri alınmıştır [47, 53].

Adım 2. Armoni hafızasının çalıştırılması:

Tüm tasarım vektörleri HM armoni hafızasına kaydedilmektedir. Armoni hafızanın HMS boyutu kadar rastgele tasarım üretilmektedir. Üretilen HM tasarım matrisi aşağıdaki bağıntı Eş. 3.2 ile ifade edilmektedir:

$$HM = \begin{bmatrix} x_1^1 & x_2^1 & \cdots & x_{N-1}^1 & x_N^1 \\ x_1^2 & x_2^2 & \cdots & x_{N-1}^2 & x_N^2 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ x_1^{HMS-1} & x_2^{HMS-1} & \cdots & x_{N-1}^{HMS-1} & x_N^{HMS-1} \\ x_1^{HMS} & x_2^{HMS} & \cdots & x_{N-1}^{HMS} & x_N^{HMS} \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} W(X^1) \\ W(X^2) \\ \vdots \\ W(X^{HMS-1}) \\ W(X^{HMS}) \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

HM matrisinde her satır bir tasarımı, her sütun ise bir tasarım değişkenini göstermektedir. Yine aynı matriste $X^1, X^2, \dots, X^{HMS-1}, X^{HMS}$ tasarımları ve $W(X^1), W(X^2), \dots, W(X^{HMS-1}), W(X^{HMS})$ ise bu tasarımlara karşı gelen amaç fonksiyonlarının değerlerini ifade etmektedir. HM'deki tasarımlar amaç fonksiyonlarının değerlerine göre hafızada saklanmıştır. Buna göre amaç fonksiyonu değeri en küçük olan en iyi tasarım matrisin ilk satırında, amaç fonksiyonu değeri en büyük olan en kötü tasarım ise matrisin son satırında yer almaktadır. Yani burada, $W(X^1) < W(X^2) < \dots < W(X^{HMS-1}) < W(X^{HMS})$ sıralaması mevcuttur.

HMS genel olarak literatürde 50-100 arasında alınmaktadır. Ancak bu sayı modele ve modelin tasarımını gerçekleştiren kişiye göre değişmektedir. Yani bu aralık dışında da çözümler araştırılabilir. Bu tez çalışmasında kaynak [47]'de olduğu gibi, HMS = 20 ile tasarım yapılmıştır. Ancak değişik HMS değerleri için de optimum tasarımlar irdelenmiştir.

Adım 3. Yeni armoninin geliştirilmesi:

Bu adımda, yeni armoni (tasarım) vektörü, HM'nin belleğindeki tonlara göre ve tamamen rastgele üretim ile geliştirilmektedir. Armoni belleğinde bulunan tonlara göre, yeni armoni vektörüne ait ilk tasarım değişkeni x_1^y , mevcut armoni belleği $(x_1^1, x_1^2, \dots, x_1^{HMS-1}, x_1^{HMS})$ içerisindeki herhangi bir değerden rastgele seçilmektedir. Diğer tasarım değişkenlerinin $(x_2^y, x_3^y, \dots, x_{N-1}^y, x_N^y)$ seçilmesi ise,

$$x_i^y = \begin{cases} HMCR \text{ olasılığında} & x_i^y \in \{x_i^1, x_i^2, \dots, x_i^{HMS-1}, x_i^{HMS}\} \\ (1 - HMCR) \text{ olasılığında} & x_i^y \in X_i \end{cases} \quad (3.3)$$

olarak uygulanır. Yeni tasarımda HM'den seçilen her tasarım değişkenine PAR ses düzeltme oranı kullanılarak ses ayarı yapıp yapılmayacağına karar verilmektedir. Bu işlem için [0-1] aralığında rastgele bir sayı üretilmektedir. Eğer bu sayı [0-PAR]

aralığında ise armoni hafızasından seçilen değere bir ses düzeltme işlemi yapılmakta, aksi halde armoni hafızasından seçilen değer aynen kullanılmaktadır. Armoni arama algoritmasının performansına etki eden en önemli parametreler *HMCR* ve *PAR*'dır. Bu iki parametre iyi çözüm elde etmeyi ve optimum çözüme yakınsama hızını doğrudan etkilemektedir. *HMCR* bütün çözüm alanında rastgele aramayı yöneterek global çözümün bulunmasını yönetirken, *PAR* ise yerel optimum çözüm için dar bir alanda yerel aramayı yönetmektedir.

Adım 4. Armoni hafızasının güncellenmesi:

Bu adımda, amaç fonksiyonlarının değerleri bakımından yeni geliştirilen tasarım $(x_1^y, x_2^y, \dots, x_{N-1}^y, x_N^y)$ ile *HM*'deki en kötü tasarım arasında karşılaştırma yapılmaktadır. Yeni geliştirilen tasarım vektörünün en kötü tasarımdan daha iyi sonuç vermesi durumunda, en kötü tasarım vektörü *HM*'den çıkarılmakta ve yeni tasarım vektörü onun yerine atanmaktadır. Eğer elde edilen tasarım *HM*'deki en kötü tasarımdan daha kötü ise değişiklik yapılmadan sürece devam edilmektedir.

Adım 5. Arama işleminin sonlandırılması:

Sonlandırma kriteri sağlanmadıysa 3. ve 4. adımlar tekrar edilmektedir. Genel olarak sonlandırma kriteri için literatürlerde iterasyon sayısı kullanılmaktadır. Bu tez çalışmasında maksimum iterasyon sayısı $MaxItr = 10000$ alınmıştır. Sonlandırma kriteri sağlandıktan sonra, *HM*'deki en iyi değer armoni arama algoritmasının bulduğu en iyi tasarımı, optimum tasarımı temsil etmektedir.

3.4.2. Literatür taraması

Literatür araştırmasında kompozit çelik I-kiriş köprüler hakkında; doğrusal ya da eğrisel formlu bu köprülerin yapısal özellikleri ile ilgili yapılan çalışmalar, yorulma tasarımı ile ilgili yapılan çalışmalar, statik ve dinamik analiz ile ilgili yapılan çalışmalar incelenmiş ve ayrıca tüm köprü tiplerinin (beton, çelik, asma vb.) optimizasyonu hakkında bugüne kadar yapılan çalışmalar araştırılmıştır. Mohseni ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [54], kompozit kirişli çelik köprülerde dinamik etki katsayısını AASHTO-LRFD kamyon yüklemesi altında hesaplamışlardır.

Araştırmacılar 125'ten fazla köprü prototipinin kiriş sayısı, şerit sayısı, verevlik açısı ve açıklık uzunluğu gibi kilit parametrelerini incelemişlerdir. Araştırmacılar yaptıkları analiz sonuçlarına göre boyuna moment ve çökmelerde dinamik etki katsayıları için uygun ifadeler önermişlerdir. Araştırmacılar bu ifadelerdeki karmaşıklığı önlemek için köprü modellemede yol yüzeyi pürüzlülüğünün köprü-taşıt etkileşiminin dinamik tepkileri üzerine etkilerini göz önünde bulundurmışlardır. Jáger ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [55], köprü yapılarında kullanılan boyuna berkitme gövdeli I kirişlerin eğilme ve kesmeli burkulma etkileşimini incelemiştir. Daha önce yapılan araştırmalar, EN 1993-1-5 'teki tasarım metodlarının boyuna berkitmeli veya berkitmesiz kirişler için her zaman güvenli dayanım sağlamadığını ispat etmiştir. Bu çalışmayı yapan araştırmacılar bu yüzden moment kesme etkileşimini boyuna berkitmeli kirişlerde inceleyerek yeni bir eşitlik geliştirmişler ve bu eşitliğin berkitmesiz kirişler için de uygulanabilir olduğunu göstermişlerdir. Lee ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [56], yeni bir çelik kirişli köprü sistemi tasarlamışlardır. Tasarlanan köprünün temel özelliği, çelik I kirişler ve ters T başlık kirişlerinin aynı yükseklikte yapılmasıdır. Bu sayede araştırmacıların önerdikleri köprü sistemi geleneksel kiriş köprüsündeki büyük başlık kirişlerini ortadan kaldırmakta ve köprü altında daha fazla alan sağlamaktadır. Bu sistemde birleşim yerlerinin kompozit davranışı yapısal performansı sağlamanın kilit unsurudur. Araştırmacılar öngerilme kuvvetlerinin tanıtılması ve çelik levhaların yerleştirilmesi de dahil olmak üzere çelik kirişlerin ve başlık kirişlerinin bağlanması için iki yöntem incelemişlerdir. Araştırmacılar tam ölçekli köprünün kilit kısmını imal ettirmiş daha sonra da bu modelin testlerini yapmışlardır. Ayrıca bu kilit kısım için sonlu eleman modeli geliştirerek deneylerle sonlu eleman modelini doğrulamışlardır. Chiewanichakorn ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [57], kompozit çelik I kirişli köprülerde sonlu elemanlar analizinden elde edilen sonuçlarla kullanılabilen, kompozit kesit için efektif başlık genişliğini tanımlamak için farklı bir yöntem önermişlerdir. Bunun için kompozit köprünün üç boyutlu sonlu eleman modelini oluşturarak deneysel modelle doğrulamışlar ve önerilen başlık genişliğinin tanımını gösteren sayısal bir örnek yapmışlardır. Ahn ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [58], ABD, İngiltere, Kanada, Japonya ve Avrupa Komitesindeki çelik köprü şartnamelerini efektif başlık genişliği için incelemişler ve karşılaştırmışlardır. Her bir şartnamenin özelliklerini kısaca tanımlamışlar ve özetlemişlerdir. Araştırmacılar basit mesnetli kirişler ve sürekli

açıklıklı kirişlerde negatif moment bölgeleri için sayısal karşılaştırmaları incelemişlerdir. Araştırmacılar tüm bu şartnameler arasındaki ortaklıkları ve temel farklılıkları özetlemişlerdir. Wang ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [59], yüksek dayanımlı çelik kirişlerin eğilme davranışını ve sünekliğini deneysel olarak incelemişlerdir. Araştırmacılar 13 adet basit mesnetli I-kirişlerin başlık malzemesini HP 485W (akma gerilmesi $F_y=485$ MPa) gövde malzemesini ise Q235 ($F_y= 235$ MPa), Q345 ($F_y= 345$ MPa) ve HPS 485W değişik çelik sınıfları seçerek test etmişlerdir. Ayrıca beş ek kiriş kullanarak farklı başlık dayanımları için Q345, Q420 ($F_y= 420$ MPa) ve Q500 ($F_y=500$ MPa) kirişleri test etmişler ve karşılaştırmışlardır. Araştırmacılar sonuçta yanal desteklerin efektifliğinin plastik alanların artmasını etkileyen destek sayısı ve yerleşimiyle etkileneceğini göstermişlerdir. Ayrıca başlık veya gövdenin narinliğinin kirişin eğilmesini ve sünekliğini etkileyen ana faktör olduğunu göstermişlerdir. Çalışmada başlık narinliği arttıkça başlık yerel burkulmasının elastik olmayan yükleme fazı boyunca erken gerçekleştiği ve bu durumda sünekliğin azaldığı görülmüştür. Gövde narinliği arttıkça da elastik olmayan bölgede deformasyon azalmıştır. Araştırmacılar üç nokta yüklemesinde elemanların yerel burkulması durumunda kirişin kapasitesinin kaybolmadığını gözlemlemişlerdir. 4 nokta yüklemesinde ise başlık yerel burkulmasının yüksüz duruma bağlı olduğunu bulmuşlardır. Araştırmacılar elde ettikleri sonuçlara göre başlıklar için yüksek mukavemetli HPS 485W çelik kullanıldığında, gövde mukavemetinin 345 MPa'dan (Q345 çelik) daha düşük olmamasını önermişlerdir. Ayrıca yapısal tasarımlarda yüksek mukavemetli çelik kullanıldığı zaman narinlik derecesinin kısıtlayıcı bir limitte kullanılması gerektiğini tespit etmişlerdir. Earls ve Shah yaptıkları çalışmada [60], yüksek dayanımlı çelik I-kirişli köprünün nonlinear sonlu eleman modelini deneysel olarak doğrulamışlardır. Araştırmacılar A709 HPS483W sınıf yüksek dayanımlı çeliği içeren uygulamalar bağlamında, mevcut Amerikan köprü şartnamesinin (AASHTO 1998) kesit kompaktlığı ve yeterli destekleme hükümlerinin kullanılmasının uygunluğu ile ilgili bir değerlendirme yapmışlardır. Araştırmacılar mevcut AASHTO şartnamesinin desteklerle ilgili şartlarının A709 HPS483W sınıf yüksek dayanımlı çeliğin köprü kirişlerine uygulandığında yetersiz olduğunu görmüşlerdir. Araştırmacılar HPS köprü kirişlerinde yerel ve global burkulmalar arasındaki yoğun etkileşimlerin AASHTO gerekliliklerinin yerine getirilmesine rağmen ortaya çıktığını bulmuşlardır. Yerel ve geniş çaplı kararsızlıklar arasındaki etkileşimin bir sonucu

olarak, ayrı ayrı tanımlanmış AASHTO kesit kompaktlık kriterlerinin uygulanması geçersiz hale gelmiştir. Araştırmacılar bu araştırmanın bir parçası olarak HPS köprü kirişleri ile birlikte kullanılmak üzere alternatif bir destek şartı önermişlerdir. Bu yeni destekleme senaryosu, imalat veya malzemelerde herhangi bir ek maliyet gerektirmemektedir, çünkü sadece gerekli imalatın yapılması mevcut uygulamaya göre değişmektedir; yeni destekleme senaryosu uygulandığında, çapraz kesit kompaktlığı kavramı bir kez daha geçerliliğe sahiptir ve bu nedenle HPS I kiriş eğilme sünekliği ile ilişkilidir. Araştırmacılar burada belirtilen şekilde desteklenmiş A709 HPS483W çelik sınıfında köprü kirişleri kullanımı için yeni başlık ve gövde kompaktlık kriteri önermişlerdir. Sause yaptığı çalışmada [61], boru biçimli başlıklara sahip I çelik kirişler, geleneksel I çelik kirişlere (I-kirişler) kıyasla büyük burulma rijitliğine sahip olduğundan dolayı karayolu uygulamalarında kullanılan boru biçimli başlıklı çelik I kiriş köprüleri incelemiştir. Doğrusal kirişli köprüler için boru biçimli başlıklı kirişler geleneksel I kirişlere göre yanal burulmalı burkulma mukavemetini oldukça artırmıştır. Yine yatay olarak eğrisel kirişli köprüler için boru biçimli başlıklı kirişin büyük burulma rijitliği geleneksel I kirişli eğri köprülere göre çok daha az normal gerilme, düşey yer değiştirme ve enine kesit rotasyonu ile sonuçlanmaktadır. Sause bu çalışmada doğrusal ve yatay kavisli, boru biçimli başlıklı çelik I kiriş köprüler için deneysel ve sonlu eleman sonuçlarını sunmuştur. Ayrıca çalışmada ABD’de inşa edilen boru biçimli başlıklı I çelik kiriş bir köprüyü açıklamıştır. Kövesdi ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [62], boylamasına takviyesiz çelik I kirişlerin etkileşimini kesme ve eğilme yüklemesi altında incelemiştir. Araştırmacılar doğrulanmış bir sayısal modele dayanarak çeşitli yük durumları için çeşitli kirişler üzerinde yük taşıma kapasitelerini belirlemişlerdir. Ayrıca uygulanabilir etkileşim denklemini araştırmışlardır. Yine Kövesdi ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [63], ilk bölümde yaptıkları çalışmadan farklı olarak rijitleştirilmiş kirişleri kullanmışlardır. Araştırmacılar berkitmeli çelik I kirişlerin etkileşimini kesme ve eğilme yüklemesi altında incelemiştir. Bu kuvvetlerin yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisinin araştırılması için sayısal model geliştirmişlerdir. Araştırmacılar sayısal parametrik çalışmaya dayanarak, tasarımdaki boyuna berkitmeli kirişlerin M-V-F etkileşim davranışlarını dikkate almak için tasarım etkileşimi denklemi önermişlerdir. Mohseni ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [64], AASHTO teknik şartnamesi ve LRFD teknik şartnamesi (LRFD) tarafından belirlenen uygulanabilirlik aralığını aşan yüksek

dayanımlı çelik (HPS) kirişli kompozit köprülerde hareketli yük dağıtma katsayılarını hesaplamak için basitleştirilmiş bir yöntem geliştirmişlerdir. Araştırmacılar üç farklı çelik türünden ve uygulanabilirlik aralığını aşan yapısal parametrelerden inşa edilen gerçek köprüler ve prototip köprüler hakkında bilgi içeren köprü veri tabanları geliştirmişler ve yaptıkları köprü modellemesini gerçek köprülerin saha testleri için raporlanan sonuçları kullanarak doğrulamışlardır. Kesme kuvveti ve eğilme momentinin hareketli yük dağıtma katsayıları için elde edilen basitleştirilmiş denklemleri verilerin titiz bir istatistiksel analizine dayandırmışlardır. Ma ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [65], ön gerilmeli kabloları çelik kirişlere bağlamadan önce prekast beton tabliyeyi ön germek için düzenlenmişlerdir. Böylece, negatif moment bölgesinde öngerilmiş kablolardan dolayı beton tabliyede oluşan ilk basınç gerilmeleri öngerilmiş kablolar olmayan beton tabliyedekine göre oldukça yüksek bulunmuştur. Araştırmacılar ikiz I kirişli bir köprü için ön gerilmeli beton tabliyenin uzun zamanlı davranışını incelemek için sonlu eleman analiz modeli geliştirmişlerdir. Sonuçlar, öngerilmeli kabloların beton tabliyede büyük basınç gerilmelerine neden olduğunu, ancak basınç gerilmelerinin beton sünekliği nedeniyle azaldığını göstermiştir. Beton döşemedeki son basınç gerilmeleri, ilk basınç gerilmelerinin yaklaşık yarısı kadar olmuştur. Sonuçlar, prekast beton döşemedeki öngerilmeli basınç gerilmenin betonda sünme nedeniyle çelik kirişlere aktarıldığını göstermiştir. Beton tabliye ve çelik kiriş arasındaki ön gerilme kuvvetleri, prekast beton tabliyede basınç gerilmelerinin kaybına neden olmuştur. Araştırmacılar beton sünekliğinin basınç gerilmelerini azalttığını ve negatif moment bölgelerinde yeni bir kuvvet dağılımının oluştuğunu bulmuşlardır. Ve bu bulguların ikiz I kirişli öngerilmeli prekast tabliyeli kompozit köprü tasarımında dikkate alınması gerektiğini belirtmişlerdir. Adamakos ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [66], eğrisel çelik I kiriş köprülerin eşdeğer kafeslerle modellemesini önermişlerdir. Araştırmacılar beton tabliyeyi uygun bir şekilde bir dizi çubuk elemanla ve taşıyıcı ayakları uygun yaylarla temsil etmişlerdir. Araştırmacılar modele berkitme ve diyafram etkilerini de ekleyebilmişlerdir. Araştırmacılar genellikle köprülerin analizi için kullanılan ızgara modeline kıyasla, önerdikleri üç boyutlu modelle, deformasyonların, iç kuvvetlerin ve gerilmelerin daha güvenilir bir şekilde tahmin edilmesini sağlamışlardır. Kavisli köprüler değişik davranış özellikleri gösterir ve bu nedenle onlar için bir ızgara analizi her zaman uygun değildir. Araştırmacılar önerilen modellerin kurulum prosedürünü göstermek ve sonuçlarını

ilgili sonlu eleman modelleriyle karşılaştırmak için çalışılmış örnekler vermişlerdir. Nakamura ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [67], Japonya'da araştırılan ve geliştirilen beton-çelik kompozit köprüleri ve birçok gerçek köprü projesini sunmuşlardır. Araştırmacılar gelecekte kullanılmak üzere beton-çelik kompozit köprüleri ve çelik kirişleri kullanan köprüleri tanıtmışlar, deneylerle ve deneme tasarımlarıyla bu köprülerin uygulanabilir ve ekonomik olduğunu kanıtlamışlardır. Paolacci ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [68], beton çelik kompozit I kirişli köprüleri döngüsel yükler altında incelemişlerdir. Araştırmacılar sismik yükler altında olan köprülerde tabliye ve ayaklar arasında yekpare bir bağlantı olduğu zaman çelik kirişin alt başlığında önemli derecede çekme kuvveti oluşacağını bulmuşlardır. Negatif eğilme momentlerini aşarak yapıyı ayakta tutan bu yekpare bağlantının büyük bir hasara sebebiyet verebileceğini belirtmişlerdir. Bu yüzden araştırmacılar bu çalışmada çapraz beton kirişlerin kullanılmasını içeren yeni tabliye-ayak bağlantılarının döngüsel davranışını analiz etmişlerdir. Araştırmacılar bu bağlantıların histeretik davranışlarını deneysel olarak araştırmışlardır. Araştırmacılar üç farklı tipte testlerini gerçekleştirmişlerdir. Bunlardan biri genellikle Alman-DIN-FB-104 standardına göre dizayn edilmiş olup genelde sadece yerçekimi yükleri için kullanılmaktadır. Diğer iki tip ise düşük sismisitede (VAR-1) ve orta sismisitede (VAR-2) bulunan köprüler içindir. Araştırmacılar özellikle, DIN-FB-104 VAR C ve VAR-2'nin maksimum kuvvet ve yer değiştirme açısından benzer bir global davranış sergilediğini bulmuşlardır.

Huseynov ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [69], köprülerin test edildiğinde, özellikle sınır şartlarında, yük altında beklendiği gibi davranması gerektiğini belirtmişlerdir. Bunu Araştırmacılar, İngiltere'de kullanımı devam eden fakat neredeyse kullanım ömrünü tamamlayan kompozit betonarme bir köprü üzerinde yapılan bir yük testi ile kanıtlamışlardır. Araştırmacılar köprü kirişlerini gerilme ileticileri ile donatmışlar ve dört akslı, 32 tonluk bir kamyon tek bir şeritte sabit iken statik gerilmeleri kaydetmişlerdir. Araştırmacılar daha sonra, köprünün 3 boyutlu sonlu eleman modelini geliştirmişler ve saha test verilerine dayandırarak modeli kalibre etmişlerdir. Araştırmacılar başlangıçta basit mesnetli olarak tasarlanan köprünün saha testleri sayısal analiz sonuçlarında artık mesnet koşullarının üst yapının yük dağıtma özelliklerini etkileyen pin-roller gibi davranmadığını ve bunun üst yapının yük dağıtma özelliklerini etkilediğini bulmuşlardır. Araştırmacılar köprü

tabliyesindeki yük dağılımını farklı sınır koşullar için çalışmışlardır. Araştırmacılar analizlerden elde edilen yük dağıtma katsayılarını Karayolları ve Köprüler Standart Şartnamesi (DMRB) için tasarım kılavuzunda verilen yük dağıtma katsayıları ile karşılaştırmışlardır. Araştırmacılar yük testinde tabliyenin uçlarında bir miktar dönme sınırlamasının olduğunu gözlemlemişlerdir. Tabliyenin uç bölgesinde değişen sınırlama seviyeleri ve orta açıklıkta eğilme momentlerini DMRB değerlendirme yükü altında hesaplamak için araştırmacılar parametrik bir çalışma yapmışlardır. Gervasio ve Da Silva yaptıkları çalışmada [70], kompozit köprülerde yaşam döngüsü ve sürdürülebilirlik analizi için bütünleşik bir metodoloji sunmayı ve böyle bir bütünleşik yaklaşımı kompozit bir köprü örneğine uygulamayı amaçlamışlardır. Araştırmacıların önerdiği yaklaşım yapısal hususların yanı sıra, çevresel yönleri (enerji tüketimi, hammaddeler ve çevresel etkiler), ekonomik yönleri, bozulma ve bakım yönleriyle ilgili kısa bir tartışmayı da içermektedir. Araştırmacılar bu çalışmada 3 açıklıklı sürekli köprüleri incelemişlerdir. Köprü açıklıkları 27.2 m, 35 m, ve 27.2 m'dir. Son olarak araştırmacılar alternatif çözümler arasından bazı karşılaştırmalar sunmuşlardır. Fatemi ve arkadaşları beton-çelik kompozit kutu ve I kirişli köprüler Avustralya Köprü Tasarım Kodu ve AASHTO Teknik Şartnamesindeki gibi farklı uluslararası köprü tasarım yükleme durumlarına maruz kaldıklarında bu köprülerdeki yük dağıtma katsayılarını değerlendirmek için kapsamlı bir sayısal araştırma yapmışlardır [71]. Araştırmacılar açıklık uzunluğu, yüklenen şerit sayısı, kiriş sayısı gibi parametrelerin etkilerini incelemişlerdir. Araştırmacılar bu köprü yapılarının bileşenlerini doğru bir şekilde simüle etmek ve uygun bir sonlu eleman modelini bulmak için katı, kabuk ve kiriş elemanları incelemişlerdir. Araştırmacılar sonlu elemanlar modelini mevcut deneysel sonuçlarla doğrulamışlardır. Kutu ve I kirişli köprülerde eğilme momentini, kesme kuvvetini ve yük dağıtma katsayılarını belirlemek için kullanılan farklı parametrelerin değerleri değiştirildiğinde çok sayıda sonuç ortaya çıkmıştır. Araştırmacılar yük dağıtma katsayıları için oluşturdukları ampirik ifadeler biçimindeki tasarım kurallarını da elde ettikleri bu büyük veri tabanını kullanarak oluşturmuşlardır. Barth ve White çelik ve kompozit köprü kirişlerinin negatif momentine (çelik ve kompozit çeliğin plastik dönme davranışı) ilişkin mevcut deneysel verilerdeki bilgi boşluklarını doldurmak için oldukça kapsamlı sonlu eleman parametrik çalışmaları yapmışlardır [72]. Araştırmacılar sonlu eleman parametrik çalışmalarının tasarımını ana hatlarıyla belirtmişler ve önemli sayısal test sonuçlarını sunmuşlardır.

Araştırmacılar sonlu elemanlar tahminlerine dayanarak, köprü yapılarının tasarımında ve değerlendirilmesinde kullanım için basit moment-dönme ilişkileri geliştirmişlerdir. Sallam ve arkadaşları orta seviye öncesi ayrılmanın mukavemetli beton-çelik kompozit kirişlerin eğilme davranışına etkisini yapışkan bir şekilde bağlı karbon fiber güçlendirilmiş polimer levhalarla (CFRP) veya kaynak bağlantılı çelik plakalarla incelemişlerdir [73]. Araştırmacılar CFRP levha ile güçlendirilmiş olması durumunda, iki farklı bağlantı modeli, yani I-kirişin başlığının etrafına sarılmış CFRP levhasını ve gövdenin bir kısmıyla başlığın etrafına sarılmış CFRP levhasını dört farklı mukavemetli beton çelik kompozit kirişleri dört eğilme noktası altında test ederek incelemişlerdir. Bu kirişlerden ikisi, iki farklı biçimde tamamen bağlanmış CFRP levhası ile güçlendirilirken, diğerleri benzerdir, ancak alt başlığın alt yüzeyinde 50 mm uzunluk x başlık genişliğine sahip orta seviye öncesi bağlanma alanına sahiptir. Araştırmacılar çelik levha ile güçlendirilmiş olması durumunda kirişlerin alt yüzüne üç farklı çelik levha bağlantı şekliyle (sürekli şekilde kaynaklanmış, uç kaynaklı ve bağlı/kaynaklı) bağlanan çelik plakaları da dört eğilme noktası altında test etmişlerdir. Araştırmacılar deneysel sonuçlara göre CFRP levhasıyla dayanımı arttırılan tüm kirişler için alt başlıkta akma başlamadan önce ara bağların büyümesinin olmadığını göstermiştir. Akmadan sonra ön bağlanma alanına sahip kirişler, ara bağların hızla büyümesi nedeniyle tam bağlanma olanlara göre daha düşük eğilme kapasitesi göstermiştir. Öte yandan araştırmacılar kaynaklı çelik levhaların üç farklı modeli arasında akma yüklemesinde bir fark olduğunu elastik rijitlikte ise önemli bir fark olmadığını göstermişlerdir. Barth ve Wu yaptıkları çalışmada [74], ABAQUS ticari yazılımını kullanarak çelik I kirişli köprülerin titreşim özelliklerini etkin bir şekilde belirleyen üç boyutlu bir sonlu eleman analiz (FEA) modeli önermişlerdir. Araştırmacılar sonlu eleman modelini doğrulamak için daha önce test edilen iki açıklıklı kompozit çelik köprüleri kullanmışlardır. Araştırmacılar daha önce yapılan bu saha çalışmalarıyla dinamik model arasında oldukça iyi bir uyum olduğunu göstermişlerdir. Araştırmacılar sonlu eleman modelini kullanarak doğal frekans belirleme çalışmasını yapmışlardır. Ayrıca parametrik çalışma sonuçlarının regresyon analizine dayanarak, sürekli açıklıklı kompozit çelik köprülerin doğal frekanslarını tahmin etmek için pratik denklemler önermişlerdir. Carden ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [75], çelik kirişli köprülerde çarpaz çerçevelerin deprem yüklerine olan etkisini incelemişlerdir. Bu çarpaz çerçevelerin etkinliği, üst yapının elastikiyetinden

ve tabliye ile mesnetler arasındaki büyük yer deşiştirmelerden oldukça etkilenebilmektedir. Araştırmacılar elastik kiriş gerilmelerine ve çapraz kiriş rijitliğine dayanarak bu yer deşiştirmelerin büyüklüğünü hesaplamak için bir yöntem geliştirmişlerdir. Araştırmacılar titreşimle uyarıma bırakılan tabliyenin 0.4 ölçekli modelinde elde edilen deneysel sonuçların ve problemin sonlu elemanlar metodunun bu yöntemle iyi bir şekilde karşılaştırılabileceğini göstermişlerdir. Araştırmacıların parametrik çalışmaları elastik bölgede kalarak tipik I kirişli üst yapıların büyük sapmaların kiriş yüksekliğinin %17 sine kadar karşılayabileceğini göstermişlerdir. Bu büyük sapmalar tabliye kiriş bağlantısına zarar vermeden, çapraz kiriş mesnet noktalarında kirişin kısa uzunluğu boyunca kayma saplamalarını çıkarılması ile mümkün olmaktadır. Araştırmacılar uç ve ara mesnet bölgelerinde enine yer deşiştirmelerin, rijitliklerin ve elik kirişli üst yapıların kapasitelerinin değerlendirilmesi için adım adım bir prosedür önermişlerdir. Su ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [76], elik kirişli bir köprünün bir araç tarafından uyarılması durumunda dinamik gerilme tepkisini, hem saha ölçümleriyle hem de analitik olarak incelemişlerdir. İncelenen köprü 3 açıklıklı elik I kirişli olup elastomerik mesnetlere sahiptir. Araştırmacılar köprüden geçen 25 tonluk bir kamyonun dolaylı dinamik tepkiyi izlemek için köprüde bir saha ölçümü yapmışlardır. Ardından trafik uyarımalı tepkinin sayısal bir titreşim tahmin modelini oluşturmuşlardır. Araştırmacılar önerilen modeli hesaplanan sonuçlar ile yerinde ölçüm verilerinin karşılaştırılması yoluyla doğruladıktan sonra elastomer mesnetlemenin dinamik tepki üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Araştırmacılar köprünün doğal frekansları ile global gerilme tepkileri arasında iyi bir uyum olduğunu bulmuşlardır. Bununla birlikte, yerel tepkiler arasındaki farklılıklar, statik gerilme bileşeni ve dinamik gerilme bileşeni için bilinmeyen elastomer mesnet rijitliğinin büyük bir etkisi olduğunu ortaya koymuştur. Ayrıca analiz, mesnet rijitliği etkisinin köprünün farklı kısımları için çok farklı olduğunu göstermiştir.

Deng ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [77], basit mesnetli elik I kirişli köprüler için dinamik araç yükleme altında üst yapının bakım periyodunun yorulma güvenilirliği üzerine etkisini incelemişlerdir. Köprü modeli ve yorulma yükü modelinin her ikisi de AASHTO-LRFD şartnamelerinden alınmıştır. Araştırmacılar araç-köprü etkileşimini simüle etmek için üç boyutlu bir birleşik araç-köprü modeli geliştirip dinamik araç yükü altında elik köprü kirişlerinin gerilme aralıklarını

hesaplamışlardır. Araştırmacılar üst yapı şartlarının kötü olduğunda, köprü yorulma güvenilirliğinin, tekrarlanan dinamik araç yükleri altında önemli ölçüde azaldığını ve üst yapıda bakım periyodunun köprü yorulma güvenilirliği üzerinde önemli bir etkisi olduğunu göstermişlerdir. Alavi ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [78], yeni geliştirilen kendiliğinden çalışan bir piezo-yüzer kapaklı (PFG) sensör tarafından sağlanan verinin yorumlanmasına dayanarak, çelik köprülerin distorsiyon kaynaklı yorulma çatlamasının tespiti için yeni bir yaklaşım sunmaktadırlar. Araştırmacılar PFG sensörleri, mekanik yüklemekten enerji toplayarak piezoelektrik transdüserler kullanılarak güçlendirmişlerdir. Araştırmacılar algılama sisteminin performansını değerlendirmek için üç boyutlu sonlu eleman modelleri geliştirilmiş ve daha sonra kirişin yapısal tepkisini elde etmişlerdir. Araştırmacılar kirişin yorulma ömrünü, J-integral kavramını ve Paris Yasasını esas alarak belirlemişlerdir. Araştırmacılar yorulma çatlaklarını uzatarak çeşitli hasar durumları tanımlamışlardır. Araştırmacılar hasar tespit performansını arttırmak için sensör grubunun etkisine dayanan yeni bir veri birleştirme kavramı önermişlerdir. Sonuçlar önerilen yaklaşımda farklı hasar ilerleme durumlarının tespit edebildiğini göstermiştir. Bu, özellikle hasarlı yere yakın bulunan sensörler için belirgin olmuştur. Mori ve arkadaşları yapısal ve yükleme özelliklerini dikkate alarak kısa ve orta açıklıklı I ve kutu kesitli çelik kirişli otoyol köprülerinde, yapısal ve yükleme özelliklerini dikkate alarak yorulma ömrünü düzenlemek ve parametrelerin geçerliliğini doğrulamak için bir çalışma yapmışlardır [79]. Bu çalışmanın sonuçları, tasarım ve bakım aşamasında, bir çelik köprünün yorulmadan zarar görmesinin ne koşulda olduğunu tespit etmek için rahatlıkla kullanılabilir. Wang ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [80], araç yüklemesinin dinamik etkisini de dikkate alarak basit mesnetli çelik I kirişli köprülerin yorulma tasarımı için makul gerilme döngüleri sayısını belirlemeye yönelik yeni bir yaklaşım önermişlerdir. Araştırmacılar köprü ile taşıt arasındaki etkileşimi simüle etmek için üç boyutlu bir taşıt köprü modeli geliştirmişlerdir. Araştırmacılar çelik kirişlerin yorulma analizi için, her bir kamyon geçişi nedeniyle dinamik gerilmeden kaynaklanan yorulma hasarı birikimine dayanarak hesaplanan eşdeğer gerilme döngüsü sayısını (ENSC) kullanmışlardır. Araştırmacılar yol yüzeyi durumu (RSC), köprü açıklık uzunluğu ve araç hızı dahil olmak üzere üç önemli parametrenin basit mesnetli çelik I kirişli köprülerin ENSC'si üzerindeki etkisini incelemek için sayısal simülasyonlar

yapmışlardır. Sonuçlar yol yüzeyi durumunun eşdeğer gerilme döngüsü sayısına büyük bir etkisi olduğunu göstermiştir.

Sirca ve Adeli yaptığı çalışmada [81], prefabrik, ön gerilmeli beton I-kiriş köprü sistemlerinin toplam maliyet optimizasyonu için ön gerilmeli beton, tabliye betonu, ön gerilmeli I-kiriş çeliği, tabliye donatı çeliği ve kalıp maliyetlerini dikkate alarak bir yöntem sunmuşlardır. Araştırmacılar tasarımı karma tamsayılı ayrık nonlinear programlama problemi olarak formülleştirmiş ve Adeli ve Park'ın güçlü sinir dinamiği modelini kullanarak problemi çözmüşlerdir. Araştırmacılar metodolojinin pratik uygulamasını gösteren bir örnek sunmuşlardır. Üç farklı ağ başlangıç noktası kullanan tipik ağ yakınsama eğrileri, araştırmacılar tarafından sunulan optimizasyon modelinin mükemmel yakınsama ve sağlamlığını göstermiştir. Ahsan ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [82], basit mesnetli, ardgermeli, öngermeli beton I kirişli köprülerin tasarımına yeni bir optimizasyon yaklaşımı sunmuşlardır. Araştırmacıların amacı malzemelerin, imalatın ve montajın maliyetini göz önüne alarak yapının toplam maliyetini en aza indirmektir. Belirli bir kiriş açıklığı ve köprü genişliği için, köprü sisteminin maliyetinin en aza indirilmesinde düşünülen tasarım değişkenleri kiriş aralığı, kirişin kesit boyutları, öngerme tendonlarının sayısı, yerleşimi ve konfigürasyonu, tabliye betonunun kalınlığı, tabliye donatısı ve kiriş için kesme donatısıdır. Araştırmacılar tasarım değişkenleri üzerindeki kısıtlamaları, geometrik gereksinimler, inşaat için pratik koşullar ve şartname kısıtlamaları temelinde geliştirmişlerdir. Tasarım için kapalı kısıtlamalar AASHTO Standart Şartnamesine göre formüle edilmiştir. Araştırmacılar optimizasyon problemini sürekli, ayrık ve tam sayılı tasarım değişken kümelerini ve çoklu yerel minimum kombinasyonunu bularak tanımlamışlardır. Araştırmacılar amaç fonksiyonunun gradyanı ya da alt gradyanı hakkında bilgi gerektirmeden doğrudan en yüksek olasılıkla global minimumun yerini belirleyebilen bir optimizasyon algoritması olan evrimsel işlem algoritmasını (EVOP) kullanmışlardır. Araştırmacılar mevcut optimizasyon yaklaşımını, uygulanabilir ve kabul edilebilir bir tasarımla sonuçlanan gerçek bir köprü projesi için kullanmışlardır ve bu da tabliye alanının metrekare başına maliyetinde % 35 civarında bir tasarruf sağlamıştır. Rana ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [83], iki açıklıklı sürekli ön gerilmeli beton I kirişli köprü yapısının minimum maliyet tasarımı için global optimizasyon algoritmasına dayanan evrimsel işlemler uygulamışlardır. Araştırmacılar negatif moment bölgesinde ilave tabliye donatısı uygulayarak sürekliliği

sağlamışlardır. Araştırmacılar köprünün minimum maliyet tasarım problemini doğrusal olmayan kısıtlı bir amaç fonksiyonu ve sürekli, ayrık ve tam sayılı tasarım değişkenlerinin bir kombinasyonu olarak tanımlamışlardır. Araştırmacılar evrimsel operasyon (EVOP) adı verilen global bir optimizasyon algoritmasını, kısıtlamalı minimizasyon problemini etkin bir şekilde çözebilecek şekilde kullanmışlardır. Araştırmacılar 13 tasarım değişkeninin optimum değerlerini belirleyerek minimum maliyet tasarımına ulaşmışlardır. Optimizasyon için tüm tasarım kısıtlamaları AASHTO Standart Şartnamelerine aittir. Araştırmacılar EVOP algoritmasının güçlü arama özelliğinin sunulan yapısal optimizasyon problemini göreceli olarak az sayıda objektif fonksiyon değerlendirmesi ile etkin bir şekilde çözdüğü sonucuna varmıştır. Bu optimizasyon yaklaşımının pratik bir tasarım örneğine uygulanmasıyla elde edilen minimum tasarım, maliyette yaklaşık % 36 tasarruf sağlamıştır. Jung ve Kim yaptıkları çalışmada [84], genetik algoritmayı global bir optimizasyon olarak birleştiren Hibrid Genetik Algoritmayı ve yerel bir optimizasyon olan Simplex Metodunu gerçek ön gerilmeli beton köprü yapısının sonlu elemanlar modellemesi için önermişlerdir. Araştırmacılar ölçüm ve sonlu eleman modeli güncelleme sonucu arasındaki güncelleme hatasını en aza indirmek için, doğal frekansa, mod şekline ve statik yer değiştirmeye dayalı uygunluk fonksiyonlarının birleşimi olan nesnel fonksiyonları tanıtmışlardır. Araştırmacılar ayrıca, ticari sonlu elemanlar ve sayısal analiz programları tarafından sağlanan çeşitli eleman kütüphanesini ve sayısal analiz araçlarını kullanmak için bir ara yüz aracı da geliştirmişlerdir. Araştırmacılar önerilen sonlu eleman modeli güncelleme algoritmasının doğrulanması için 30 m uzunluğa sahip basit mesnetli verevli ön gerilmeli beton kirişli bir köprü seçmişlerdir. Araştırmacılar sayısal güncelleme için referans ölçüm verilerinin elde edilmesinde, statik araç yükleme testi, hareketli araçla zorlanmış titreşim testi ve ortam titreşim testi yapmışlardır. Araştırmacılar sonlu elemanlar analizi için bir ızgara modeli kullanmışlardır. Araştırmacılar yay elemanının, tamamen serbest olmayan veya gerçek durumda kısıtlanmayan gerçekçi mesnet şartını simüle etme etkisini ve aynı zamanda amaç fonksiyonun güncelleme doğruluğunu incelemişlerdir. Araştırmacılar parametrik çalışma sonucunda, yay elemanının mesnet koşulu için kullanılmasının, doğal frekans ve mod şekli için güncelleme hatasını en aza indirmede etkili olduğu bulmuşlardır. Araştırmacılar ayrıca statik yer değiştirme uygunluk fonksiyonunun, dinamik özelliklerle birlikte dahil edilmesinin güncellenmiş sonlu elemanlar modelinin global

davranışını iyileştirebileceğini göstermişlerdir. Araştırmacılar bu çalışmada önerilen hibrid genetik algoritmanın, ölçülen verilere dayanarak gerçek köprü yapısının güncellenmesinde doğru bir sonuç bulmak için çok etkili bir sonlu eleman modeli güncelleme yöntemi olduğu sonucuna varmışlardır. Morgan ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [85], prekast beton I kirişli köprüleri incelemişlerdir. I kirişli köprülerin tasarımı, alt başlığın alanını arttırarak, kayma desteği için kaynaklı kablo takviye kullanarak, yüksek dayanımlı beton kullanarak veya I kirişleri birleştirerek optimize edilebilmektedir. Yerinde imal edilen tabliye beton formları veya tam derinlikli tabliye beton panelleri, hızlı bir yapı elde etmek, güvenliği artırmak ve tabliye betonu maliyetini azaltmak için kullanılmaktadır. Araştırmacılar prekast beton I kiriş açıklıklarını artırmak, üst yapı derinliğini en aza indirmek amacıyla sürekli eklenmiş beton I kirişler oluşturarak dört farklı sistem sunmuşlardır. İlk sistem, tüm açıklıklı segment uzunluklarının ayaklar üzerine eklendiği açıklıklarla sınırlanmıştır. Diğer üç sistem, prizmatik veya prizmatik olmayan ayak segmentleriyle birlikte kısmi açıklık segmentlerinin ardgerilmesini kullanan konsol tipi köprülerdir. Araştırmacılar bu köprülerin sistem kapasiteleri arasındaki karşılaştırmaları sunmuşlardır. Araştırmacılar prekast kirişlere bir örnek vermek amacıyla Highland View köprüsünün detaylarını bu çalışmada sunmuşlardır. Kaveh ve arkadaşları tarafından yapılan çalışmada [86] ise, motive edilmiş metaheuristik optimizasyon yöntemi kullanılarak ard-germe beton köprülerin üst yapıları optimize edilmiştir. Bu çalışmada, on yedi geometrik tasarım değişkenini optimize etmek için yüz otuz beş adet AASHTO ve yapısal kısıtlamaları kullanılmıştır.

Chen yaptığı çalışmada [87], çelik kutu beton kompozit kemer köprülerin optimum tasarım programını geliştirmiştir. Araştırmacı çelik kutu-betonarme kompozit kemer köprülerin optimum yapısını geliştirilmiş genetik algoritmaya dayanarak yapmıştır. Araştırmacı basit genetik algoritmalarda (SGA) erken yakınsama ve salınım gibi eksiklikleri göz önüne aldığında genetik değişim ve mutasyon olasılıkları için uyarlamalı ayarlama yöntemini benimsemiştir. Böylece araştırmacı geliştirilmiş genetik algoritmayı (IGA), basit genetik algoritmaya (SGA)'ya transgenik operatör ekleyerek oluşturmuştur. Araştırmacının yaptığı sayısal çalışma optimizasyon sonucunun yapı tasarım kodunu sağladığını ve proje maliyetini açıkça azalttığını göstermiştir.

Fabbrocino ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [88], kompozit kablolu köprüleri oluşturan kafes yapıların optimum öngerme tasarımını ele almışlardır. Araştırmacılar bir model problemine atfen, köprüyü oluşturan malzemenin optimum bir şekilde kullanılması amacıyla, boyuna kirişler üzerinde bir hedef eğilme momenti dağılımı tanımlamışlardır. Araştırmacılar daha sonra, optimum kablo öngerilmesi ile indüklenen kendinden dengeli bir gerilme durumunun uygulanması yoluyla istenilen eğilme momenti dağılımını elde etmek için kablo kuvvetlerinin optimizasyonu için bir prosedür geliştirmişlerdir. Sonuçlar, verilen tasarım yaklaşımının isteğe bağlı kompozit kablo destekli köprülerin ön gerilme sırasının optimizasyonu için uygun olduğunu göstermiştir.

Lute ve arkadaşları tarafından yapılan çalışmada [89], genetik algoritma ile Kablo Askılı köprülerin optimum tasarımı gerçekleştirmek için yeni bir yaklaşım önerilmiştir. Önerilen yaklaşım iki aşamalı bir işlemden oluşmaktadır. İlk aşamada, sonlu elemanlar yöntemi (FEM) ile analiz sonuçlar üretilmiş, ikinci aşamada ise, genetik algoritma (GA) ile Kablo Askılı (*Cable-Stayed*) köprülerin optimum tasarımını elde etmek üzere analizle birleştirilmiştir. Cheng tarafından yapılan çalışmada [90], çelik kafes kemer köprülerin optimum tasarımını incelemiştir. Önerilen algoritmada, genetik algoritma ve sonlu elemanlar yöntemi birleştirilmiştir. Amaç fonksiyonu olarak yapının ağırlığı, sınırlayıcılar olarak gerilme ve deplasmanlar göz önüne alınmıştır. Shon ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [91], köprülerde de dahil olmak üzere birçok alanda kullanılan sinüzoidal dalgali çelik gövde kirişleri diferansiyel gelişim algoritması yöntemi ile optimize etmişlerdir. Araştırmacılar diferansiyel gelişim algoritmasını ve araştırılan parametrelerin etkilerini kullanarak kirişlerin optimum ağırlık tasarımını gerçekleştirmişlerdir. Araştırmacılar optimizasyon programının doğruluğunu genetik algoritma yöntemini kullanıp daha sonra bu iki algoritma yöntemini karşılaştırarak göstermişlerdir. Araştırmacılar bu doğrulamada iki yöntemden elde edilen optimum ağırlık grafiklerini karşılaştırmış aradaki farkın oldukça az olduğunu göstermişlerdir. Araştırmacılar farklı tasarımlarda da benzer grafikleri elde etmişlerdir.

Eom ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [92], I kirişli kompozit çelik köprülerde kendi ağırlığı ile ön gerilme verilen I kirişleri optimize etmişlerdir. Öngerme yönteminde kirişleri ters çevirirken beton kürelemede yaşanan zorluktan dolayı araştırmacılar kirişleri döndürmede yeni bir yöntem önermişlerdir. Turn Over adını

verdikleri bu yöntemde tekerlek kullanarak kirişleri çevirmişlerdir. Araştırmacılar bu yapım yöntemini kullanarak, kirişli sistemin ters çevrilmesindeki kolaylığından dolayı bu sistemlerin çeşitli kesit tasarımlarını düşünebilmişlerdir. Araştırmacılar çelik I-kirişler ve beton plakalar arasındaki beton kaplanan bölümlerin konumunu bir I-kirişli kesit tasarımında değiştirmişlerdir. Tasarım parametreleri olarak da efektif yüksekliğini, başlık kalınlığını, beton kaplama kesit genişliğini vb. kullanmışlardır. Araştırmacılar böylece I-kiriş kompozit sistemin optimum kesit tasarımını sağlamışlardır. Luo ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [93], karmaşık çelik-beton kompozit yapılar için en uygun malzeme dağılımlarını elde etmek için üç fazlı bir topoloji optimizasyon modeli ve etkili bir çözüm prosedürü sunmaktadır. Bu çalışmada amaç belirli yapısal rijitlik gereksinimlerini ve beton dayanım kısıtlamalarını karşılanırken toplam malzeme maliyetini veya ağırlığını en aza indirmektir. Araştırmacılar Drucker-Prager kriterinin akma davranışı temelinde, malzeme özellikleri için genişletilmiş Power-Law enterpolasyonunu, Drucker-Prager gerilme kısıtlamaları içinse bir kosinüs tipi relaksasyon tasarısını kabul etmişlerdir. Araştırmacılar çok sayıda gerilme kısıtlamasını iyileştirmek için gelişmiş bir toplama yöntemi kullanmışlar ve standart gradyan tabanlı bir arama yoluyla en uygun topolojiyi elde etmişlerdir. Araştırmacılar önerilen optimizasyon yönteminin çelik ve betonun makul bir kompozit yerleşimini otomatik olarak bulmadaki kabiliyetini göstermek için bazı örnekler vermişlerdir. Rosca ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [94], SR EN 1994-1-1 / 2006 (Kompozit Çelik ve Beton Yapıların Tasarımı)'nın özelliklerine dayanarak kompozit kirişlerin maliyet optimizasyonu için bir algoritma modeli sunmuşlardır. Araştırmacılar önerilen modeli doğrulamak, kullanımını göstermek ve kompozit kiriş tasarımını optimize etmedeki yeteneklerini göstermek için literatürden alınan tasarım örneklerini analiz etmişlerdir. Araştırmacıların incelediği sistem sabit derinlikte betonarme bir tabliyeden ve simetrik olmayan kaynaklı çelik I-kirişlerden oluşmuştur. Araştırmacılar optimizasyonu lineer olmayan programlama yaklaşımıyla gerçekleştirmişlerdir. Araştırmacılar yapının üretim maliyetlerinin nesnel işlevini, hem nihai hem de kullanılabilirlik sınır durumlarını karşılamak üzere yapıyı Eurocode 4'e göre tanımlanmış bir tasarım, yük, dayanım ve deformasyon eşitsizlik kısıtlama sistemine tabi tutmuşlardır. Bu koşulları sağlamak için algoritma modeli kompozit kirişlerin tasarımını yapan bir tasarım modülünü, kompozit kirişlerin toplam maliyetini hesaplayan bir maliyet modülünü ve en uygun

tasarım alternatiflerini arayan ve tanımlayan bir optimizasyon modülünü içermiştir. Araştırmacı geliştirilen modelin, minimum toplam maliyeti sağlayan tüm optimal tasarım çözümlerini üretmedeki yeteneklerini göstermek için iki örnek ve bir vaka çalışması kullanmıştır. Araştırmacı bu modeli kullanarak önemli bir maliyet tasarrufu sağlamıştır. Gocál ve Ďuršová, beton-çelik kompozit köprülerde çelik kirişlerin sayısının ve enine yerleşiminin optimizasyonu ile ilgili bir çalışma yapmışlardır [95]. Bu amaçla araştırmacılar farklı yol genişliğinde ve açıklıkta, değişik sayıda çelik kirişli otuz iki adet beton-çelik kompozit yol köprüsü üst yapısı oluşturarak ve değerlendirerek bir parametrik çalışma yapmışlardır. Araştırmacılar üst yapının güvenlik kontrolünü Eurocode'lara göre yapmışlardır. Araştırmacılar parametrik çalışmanın sonucunda köprünün farklı enine boyutlarını ve açıklıklarını dikkate alarak iki kiriş ve dört kiriş değişkenlerinin malzeme kullanımı açısından avantajlarını karşılaştırmışlardır. Araştırmacılar ayrı değişkenleri yapısal çelik, beton ve çelik donatıların kullanımına göre karşılaştırmışlardır.

Pedro ve arkadaşları yaptıkları çalışmada [96], kompozit I kirişli köprülerin tasarımına iki aşamalı olarak etkin bir optimizasyon yaklaşımı sunmuşlardır. Araştırmacılar ilk aşamada global optimum bölgeyi tespit etmek ve lokal arama için bir başlangıç noktası sağlamak amacıyla genellikle köprü tasarımcıları tarafından benimsenen basitleştirilmiş bir yapısal model kullanmışlardır. İkinci aşamada optimizasyonu geliştirmek ve iyileştirmek için sonlu elemanlar metodunu kullanmışlardır. Bu prosedürle, ilk aşamada gerekli olan düşük hesaplama maliyetini, ikincisinde sağlanan doğrulukla birleştirmek mümkün olmuştur. Araştırmacılar örneklemeye amacıyla Pinho ve Bellei tarafından tasarlanan ve Leitao tarafından incelenen kompozit köprülerin sayısal bir örneğini değerlendirmişlerdir. Araştırmacılar nesne fonksiyonunu yapının maliyetine dayandırmışlardır. Araştırmacılar problemin dışbükey olmayan yapısı ve ayrık değişkenlerin varlığından dolayı, ilk aşamada optimizasyonu iyi bilinen beş sezgi ötesi algoritma ile gerçekleştirmişlerdir. Bunlar Geri İz Sürme Algoritması (Backtracking Search Algorithm), Ateşböceği Algoritması (Firefly Algorithm), Genetik Algoritma (Genetic Algorithm), Emperyalist Rekabetçi Algoritma (Imperialist Competitive Algorithm), Araştırma Grup Algoritması (Search Group Algorithm). Araştırmacılar ikinci aşamaya geçerken Araştırma Grup Algoritmasını (Search Group Algorithm) seçmişlerdir. Çünkü istatistiksel bir analiz bu algoritmanın en iyi performansı sağladığını göstermiştir.

Araştırmacılar önerdikleri yaklaşımın, yapısal maliyeti ilk aşamada % 7.43'e kadar düşürebildiğini ve optimizasyon işleminin sonunda tasarruf maliyetlerinin de de % 9.17'ye ulaşabileceğini göstermişlerdir.

Bu tez çalışması kapsamında, Pedro ve arkadaşlarının [96] yaptıkları çalışma göz önüne alındığında, farklı olarak sürekli köprü kirişlerinin analiz ve optimum tasarımı yapılmıştır. Optimizasyon tekniği olarak, Armoni Arama ve MS-EXCEL çözüm yöntemleri seçilerek %33'e kadar yapı ağırlığında tasarruf sağlanmıştır.

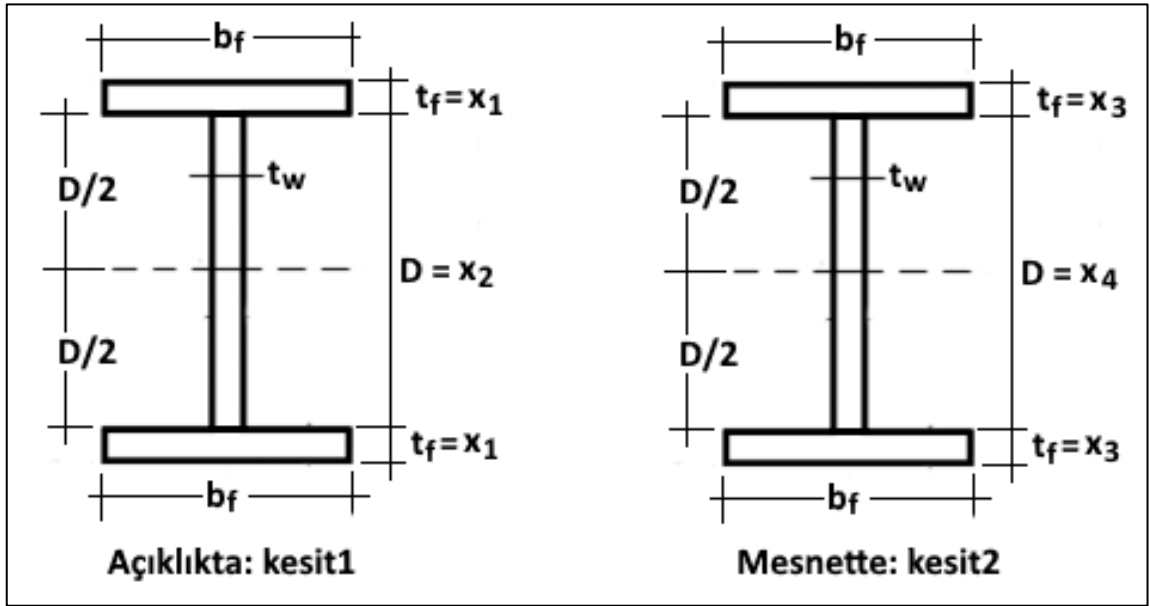
3.4.3. Optimum tasarım algoritması

Çelik kompozit I-Kiriş köprülerin optimizasyon probleminde tasarımcı, tasarım değişkenlerini, tasarım sınırlayıcılarını ve amaç fonksiyonunu tanımlamalıdır. Tipik bir I-Kiriş en kesitte tasarım değişkenleri, üst başlık genişlik ve kalınlığı, gövde levhası yüksekliği ve kalınlığı, alt başlık genişlik ve kalınlığıdır. Tasarım sınırlayıcıları, aktif veya yan sınırlayıcılar olarak sınıflandırılan ve sistem üzerine kurulan sınırlamalardır. Yan sınırlayıcılar, ya mühendislik kurallarına göre veya tasarımcı tarafından giriş verisi olarak (maksimum gövde yüksekliği vb.) sistem üzerine kurulur. Klasik optimizasyonda yan sınırlayıcı, alan alt sınırı gibi düşünülür. Örneğin $A \geq 5 \text{ cm}^2$ olarak alınabilir.

Aktif (etkin) sınırlayıcılar, yapısal davranış ile ve AASHTO Şartnamesinin sınırlamalarıdır. *Amaç fonksiyonu*, minimum ağırlık optimizasyonu veya minimum maliyet optimizasyonudur. Minimum ağırlık optimizasyonu, tasarım elemanlarının enkesit alanlarının bir optimizasyonudur. Öte yandan, minimum maliyet optimizasyonu ise, köprü elemanlarının maliyet modelinin, optimizasyon probleminin amaç fonksiyonunu kapsamaktadır.

Bu tez çalışmasında optimum tasarım algoritması, sürekli çelik I-Kiriş köprülerin Doğrusal-Kiriş analizi esas alınarak geliştirilmiştir. Dördüncü bölümde incelenen bazı problemlerde, literatürdeki sonuçların karşılaştırılması bakımından açıklık ve mesnetlerde farklı kiriş en kesitleri kullanılmıştır. Ancak, literatürde genellikle açıklık ve mesnetlerde, kuvvetin etkisine göre iki veya üç değişken en kesit, farklı başlık kalınlıkları seçilerek prizmatik olmayan köprü açıklıkları yaratıldığı görülmüştür. Bu tez çalışmasında da, açıklık ve mesnetlerde farklı kiriş en kesitlerin kullanılmasına göre tasarım değişkenleri belirlenmiştir (Şekil 3.3). Eş. 3.1 ile verilen optimum tasarım

problemde x_1 , x_2 , x_3 ve x_4 olmak üzere dört adet tasarım değişkeni probleme katılmıştır. Açıklıklarda göz önüne alınan kesit1 için x_1 değişkeni başlık kalınlığını, x_2 ise gövde yüksekliğini göstermektedir. Benzer şekilde, mesnetlerde göz önüne alınan kesit2 için x_3 değişkeni başlık kalınlığını, x_4 ise gövde yüksekliğini göstermektedir. Optimum tasarım sonunda en kesitte alt ve üst başlıkların eşit kalınlıkta çıkması; açıkçası optimum tasarım problemde basitleştirmeler yapılarak çift simetri düzlemlı çelik I-Kiriş kesitler elde edilmesi amaçlanmıştır.



Şekil 3.3. Optimum boyutlandırmada açıklıkta ve mesnette en kesit tasarım değişkenleri

Bölüm 2.3 ve 2.4'te verilen AASHTO LRFD şartnamesinin çelik I-Kiriş özellikleri ve sehim formülleri esas alınarak kurulan optimum tasarım algoritması aşağıda açıklanmıştır:

- SAP2000 programında analizi tamamlanan çelik köprünün AISC 360-10 şartnamesine göre tasarımında gerilme, burkulma, narinlik, kompaktlık ve yanal burkulma gibi dayanım ve stabilite durumları kontrol edilmektedir. Tasarımı yapılan çelik I-Kiriş köprülerin tümünde gerilme oranı birden büyük, yaklaşık 8.0 gibi hesaplanmıştır. Çelik I-Kirişin üst başlığı yanal burkulmaya karşı desteklenmediğinden; enine çerçeveler, diyaframlar yerleştirilmediğinden, açıkçası sistem Doğrusal-Kiriş analizle çözüldüğünden, böyle bir sonuç ortaya çıkmıştır. Eğer kiriş açıklığı 30m ise ve yanal desteklerle burkulma boyu indirgenmemiş ise burkulma boyu 30m alınır ki bu da gerilme oranının 8.0 gibi büyük bir değer

almasına neden olur. Bu açıklamalarla, AASHTO LRFD şartnamesinin enine çerçeveler için vermiş olduğu $16\text{ ft} \leq s \leq 25\text{ ft}$ sınırlaması göz önüne alınarak, kiriş üst başlığı yanal ötelenmeye karşı tutulmuş ve böylece burkulma boyu azaltılmıştır. Tekrar AISC 360-10 şartnamesine göre yapılan tasarımda gerilme oranının çok çok azaldığı ve kriteri sağladığı görülmüştür. Bu tez çalışmasında analiz ve tasarımı yapılan tüm çelik I-Kiriş köprülerin üst başlıklarının belirli noktalarda enine çerçevelerle stabilitesi sağlandıktan sonra SAP2000 API platformunda analiz ve optimum tasarım işlemine geçilmiştir.

- Microsoft Visual Studio 2010 platformunda SAP2000 API aracılığıyla ZARF yüklemeleri için açıklık ve mesnet momentleri ve her açıklıktaki çökmeler hesaplanmakta ve optimum tasarım algoritmasına aktarılmaktadır.

SAP2000 ile yapı analizinde momentler ve deplasmanlar düğüm noktalarında hesaplanmaktadır. Düğüm noktaları da sadece kirişin veya çerçevenin mesnet noktaları olduğundan, açıklıklardaki maksimum deplasman ve momentlerinin SAP2000 API altına transferinde problem çıkmaktadır. Bu sorunu çözebilmek, tasarıma esas değerleri SAP2000 API altına gönderebilmek amacıyla, analize başlamadan önce köprü kirişinde her açıklık sonlu elemanlara bölünmüştür. Örneğin, üç açıklıklı bir çelik I-Kiriş köprüde her açıklık 20 sonlu elemana bölündüğünde, toplam 60 adet kiriş elemanı, 61 adet te düğüm noktası oluşmaktadır. Bu tez çalışmasında kiriş açıklıklarının 10 adet sonlu elemana bölünmesiyle hassas sonuçlar elde edilmiştir. Kirişler sonlu elemanlara bölündükten sonra, SAP2000 altında çubuk ve düğüm noktası numaralarında yeniden düzenleme yapılmıştır. SAP2000 API programlaması altında, düğüm noktaları ve çubuk numaraları bir döngü içerisinde sıralanarak her yükleme durumu (şerit yüklemeleri, yükleme kombinasyonları ve ZARF yüklemeleri) için her açıklıkta maksimum moment ve deplasmanlar ile mesnetlerdeki maksimum momentler elde edilmiştir. Ancak bu şekilde optimum tasarımda kullanılacak olan maksimum moment ve deplasmanlara ulaşmak mümkün olmuştur.

- Çelik I-Kiriş köprünün sürekli doğrusal olduğu kabul edilerek, en büyük açıklık L olmak üzere, maksimum sehim $L/800$, minimum en kesit gövde yüksekliği $L/37$ alınmıştır.
- En kesit başlık genişlikleri $b_f = 12\text{ inch}$ sabit, başlık kalınlığı t_f ise değişken alınmıştır. Yeniden tasarım işleminde başlık genişliği b_f için iki inch artış verilmiş

ve $24t_f$ ile sınırlandırılmıştır. Başlık kalınlığı, $(\frac{3}{4})'' \leq t_f = x_1 \leq 3''$ ile sınırlandırılmıştır.

- En kesit gövde yüksekliği D için AASHTO LRFD şartnamesinin sınırlaması en büyük açıklık ve gövde kalınlığına göre verilmiş olup $L/37 \leq D = x_2 \leq 150t_w$ şeklinde yazılmıştır. İlgili şartnamede minimum gövde kalınlığı $t_w = (\frac{1}{2})''$ olup burada tasarım işleminde sabit olarak alınmış, yeniden tasarım işleminde gövde kalınlığı t_w için (1/8) inch artış verilmiş ve bir inch ile sınırlandırılmıştır.
- HL-93 kamyonunun en büyük açıklıkta, açıklık ortasında tekil yük olarak etki ettiği kabul edilerek yarattığı sehim hesaplanmıştır. Armoni arama algoritmasındaki hesaplamada tasarım değişkenlerine bağlı olarak yazılan sehim formülü kullanılmış ve bu sehim değerine $L/800$ sınırlaması konulmuştur.
- Armoni arama algoritmasında açıklık ve mesnetlerdeki eğilme gerilmeleri tasarım değişkenlerine göre düzenlenmiş ve bunlara $F_y = 345 \text{ N/mm}^2$ sınırlaması getirilmiştir. Eğilme momentleri, LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları ile çarpılarak formüllere katılmıştır.
- Tasarım değişkenlerine bağlı olarak yazılan amaç fonksiyonu, armoni arama algoritmasına aşağıda yer verilen Eş. 3.3 ile hesaplanmaktadır.

$$W(X) = \sum_{i=1}^n L_{1i}(2b_fx_1 + t_w x_2) + \sum_{j=1}^m L_{2j}(2b_fx_3 + t_w x_4) \quad (3.3)$$

Burada, n ve m kesit1 ve kesit2 sayısını, L_1 ve L_2 kesit1 ve kesit2 uzunluklarını göstermektedir.

4. SAYISAL UYGULAMALAR

Çelik I-Kiriş köprülerin analiz ve tasarım konusu araştırılırken, bir ve çok şerit yüklü durumlarda *Hareketli Yük Dağıtma Katsayısı* LLDF'nin bilinmesi gerekmektedir. Maksimum yüklemeler iç (interior) kirişlerde yaratıldığından, bunlarla ilgili LLDF katsayılarının hesabı tez kapsamında verilecektir. Sayısal uygulamalarda, bazı problemlerde karşılaştırma yapmak amacıyla *Amerikan Birim Sistemi* kullanılmıştır.

4.1. İç Kirişlerde Moment Dağılımı

AASHTO Şartnamesinin *Hareketli Yük Dağıtma Katsayısı* LLDF ile ilgili yaklaşımı aşağıda yer verilen eşitliklerle hesaplanmaktadır.

Bir şerit yüklü tasarım durumunda hareketli yük dağıtma katsayısı:

$$LLDF_{M,Int} = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (4.1)$$

İki veya daha çok şerit yüklü tasarım durumunda hareketli yük dağıtma katsayısı:

$$LLDF_{M,Int} = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (4.2)$$

Bu bağıntılarda;

- S , kiriş aralığı (ft) olup; $3.5 \leq S \leq 16.0$ olmalı,
- L , kiriş açıklığı (ft) olup; $20 \leq L \leq 240$ olmalı,
- t_s , beton plak kalınlığı (in) olup; $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ olmalı,
- K_g , boyuna rijitlik parametresi (in^4) olup; $10000 \leq K_g \leq 7000000$ olmalı,
- $\left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$ terimi, ön tasarımda 1.0 olarak alınabilir.

Dağıtma katsayıları, K_g 'nin bir fonksiyonu olduğundan, önce kirişlerin kesit özellikleri hesaplanır. Boyuna rijitlik parametresi Eş. 4.3'de yer verilen bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$K_g = n(I + Ae_g^2) \quad (4.3)$$

Bu eşitlikte, $n = \frac{E_{kiriş}}{E_{tabliye}}$, çelik ve beton elastisite modüllerinin oranı, I kiriş atalet momenti (in^4), A kiriş enkesit alanı (in^2), e_g ise tabliye ağırlık merkezi ile çelik kiriş enkesit ağırlık merkezi arası mesafe (in) ifade etmektedir.

SI birim sistemiyle hareketli yük dağıtma katsayıları LLDF'nin hesaplanmasında Eş. 4.1 ve Eş. 4.2 aşağıdaki şekilde düzenlenmiştir.

Bir şerit yüklü tasarım durumunda hareketli yük dağıtma katsayısı:

$$LLDF_{M,Int} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (4.4)$$

İki veya daha çok şerit yüklü tasarım durumunda hareketli yük dağıtma katsayısı:

$$LLDF_{M,Int} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (4.5)$$

Bu bağıntılarda; S , kiriş aralığı (mm), L , kiriş açıklığı (mm), t_s , beton plak kalınlığı (mm), K_g , boyuna rijitlik parametresi (mm^4) olarak alınmıştır. Ayrıca kiriş sayısı $N_b > 4$ olması gerekmektedir. En az kiriş sayısı $N_b = 4$ olmakla birlikte, tabliyenin düzenlenmesinde pratiklik bakımından $N_b = 5$ seçilebilir.

Tez kapsamında, hareketli yük dağıtma katsayısı $LLDF_{M,Int}$ 'nin 2 ve 3 açıklıklı çelik I-Kiriş köprülerde etkisini araştırmak amacıyla 6 adet köprü incelenmiştir. Bu köprüler hem Çizgisel-Kiriş olarak hem de SAP2000 ve CSiBridge'de 3D olarak çözülmüştür. Bunun için açıklıkları 30 m olan 3-açıklıklı köprünün hesapları ayrıntılı olarak verilmiş, diğer köprüler için hesaplamalar MS-EXCEL programı ile yapılmıştır.

4.1.1. Üç-açıklıklı 30-30-30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

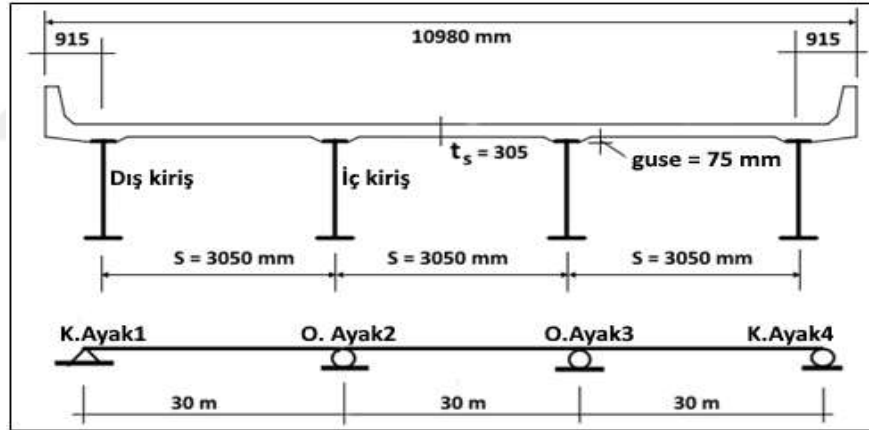
SAP2000 ve CSiBridge programlarında analiz tamamlandıktan sonra “*Design → Superstructure Design → Design Requests*” sekmesi altında tasarım için tanımlamalar yapılmaktadır. Açılan pencerede, hareketli yükün kirişlere dağılımı için dört yöntem verilmiştir. Bu yöntemlerden, “*Kullanıcının Belirlediği Katsayıları Kullan*” ile verilen iç ve dış kirişler için moment katsayıları varsayılan (*default*) değerlerdir. Aşağıda yapılacak hesaplamalardan elde edilecek değerler, varsayılan değerlerle değiştirilebilir.

Yine burada “*Şartnamenin Belirlediği Katsayıları Kullan*” ile ikinci bir yöntem seçilebilir. Uygun bir LLDF katsayısı belirlemek amacıyla, SAP2000 programında “*Quick Bridge*” ile yaratılan $3 \times 30 = 90$ m uzunluğundaki köprünün de “*Bridge Wizard*” altında çözülen köprünün enkesit özelliklerinden yararlanılmıştır. Tipik köprü ve kiriş enkesitleri Şekil 4.1’de yer verilmiştir. Kenar ayaklar *K.Ayak1* sabit, *K.Ayak4* hareketli, orta ayaklar *O.Ayak2* ve *O.Ayak3* hareketli alınmıştır.

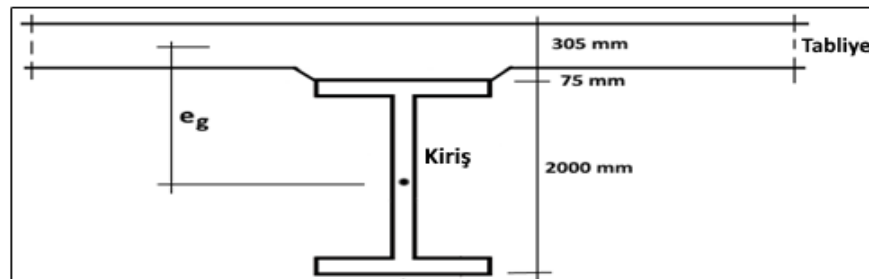
Köprü ile ilgili teknik bilgiler SI birim sistemiyle:

- $S = 3050$ mm; $L = 30000$ mm; $t_s = 305$ mm;
- Beton (4000Psi) basınç dayanımı: $f_c = 27.579$ MPa;
- Beton elastisite modülü: $E_c = 4734\sqrt{f_c} = 24861$ MPa;
- Çelik elastisite modülü: $E_s = 200000$ MPa;
- Elastisite modülleri oranı: $n = \frac{200000}{24861} \cong 8.0$

olarak verilmiştir. Kiriş enkesit alanı ve atalet momenti, SAP2000 programından, $A_g = 62380$ mm²; $I_g = 3.902 \times 10^{10}$ mm⁴ olarak alınmıştır.



(a)



(b)

Şekil 4.1. Üç-açıklıklı çelik I-Kiriş köprü (a) Köprünün enkesit ve boykesitleri (b) Köprünün kiriş enkesiti

Kiriş eksantritesi Eş. 4.6, Rijitlik parametresi ise Eş. 4.7 ile hesaplanmaktadır.

$$e_g = \frac{2000}{2} + 75 + \frac{305}{2} = 1227.5 \text{ mm} \quad (4.6)$$

$$K_g = n(I + Ae_g^2), \quad (4.7)$$

$$K_g = 8.0 * (3.902 * 10^{10} + 62380 * 1227.5^2) = 1.064 * 10^{12} \text{ mm}^4$$

Bir şerit yüklü tasarım durumunda hareketli yük dağıtma katsayısı:

$$LLDF_{M,Int} = 0.06 + \left(\frac{3050}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{3050}{30000}\right)^{0.3} \left(\frac{1.064*10^{12}}{30000*305^3}\right)^{0.1} = 0.509 \text{ Şerit/Kiriş} \quad (4.8)$$

İki veya daha çok şerit yüklü tasarım durumunda hareketli yük dağıtma katsayısı:

$$LLDF_{M,Int} = 0.075 + \left(\frac{3050}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{3050}{30000}\right)^{0.2} \left(\frac{1.064*10^{12}}{30000*305^3}\right)^{0.1} = 0.742 \text{ Şerit/Kiriş} \quad (4.9)$$

Eşitlik 4.8 ve 4.9'daki $\left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$ terimi, 1.02257 olarak hesaplanmaktadır, bu da ön tasarımda 1.0 olarak alınmasının uygun bir yaklaşım olduğunu göstermektedir. Köprü hareketli yük katsayısı LLDF'nin hesaplanması ayrıntılı olarak Tablo 4.1'de verilmektedir.

Tablo 4.1. Üç-açıklıklı 30-30-30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

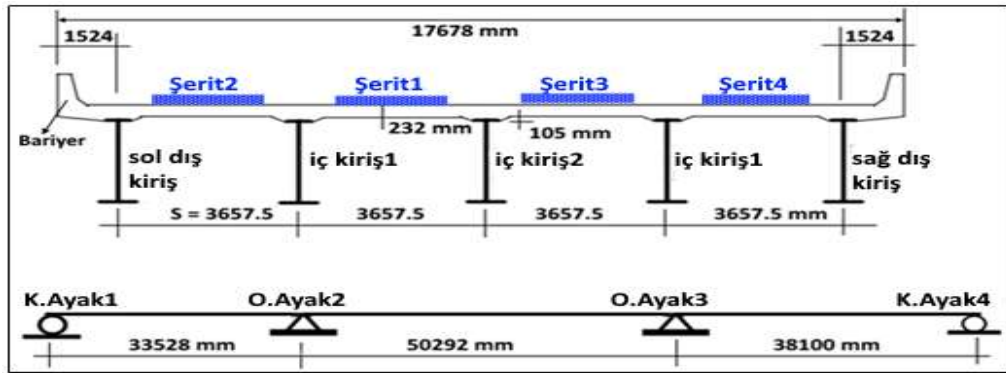
3 Açıklıklı 30-30-30 m Köprünün Hareketli Yük Dağıtma katsayılarının; LLDF Hesabı						
Hesaplarda kullanılan değerler, köprünün CSiBridge çözümünden aktarılmıştır. (Birim : SI birim sistemi)						
Açıklıklarda ve mesnetlerde aynı kesit kullanılmıştır.						
s=	3050 mm	Açıklıkta eg=	1227.5 mm	A1=	62380 mm ²	
L1=	30000 mm	mesnette eg=	1227.5 mm	A2=	62380 mm ²	
L2=	30000 mm	ts=	305 mm	I1=	3902000000 mm ⁴	
L3=	30000 mm	Es/Ec oranı n =	8	I2=	3902000000 mm ⁴	
1. iç mesnet L=	30000 mm	guse=	75 mm	Kg1=	1.06409E+12 mm ⁴	
2. iç mesnet L=	30000 mm	kesit1 h=	2000 mm	Kg2=	1.06409E+12 mm ⁴	
		kesit2 h=	2000 mm			
Bir yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı				Çok yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı		
1. açıklıkta LLDF=	0.509	Şerit/Kiriş		1. açıklıkta LLDF=	0.742	Şerit/Kiriş
2. açıklıkta LLDF=	0.509	Şerit/Kiriş		2. açıklıkta LLDF=	0.742	Şerit/Kiriş
3. açıklıkta LLDF=	0.509	Şerit/Kiriş		3. açıklıkta LLDF=	0.742	Şerit/Kiriş
1. mesnette LLDF=	0.509	Şerit/Kiriş		1. mesnette LLDF=	0.742	Şerit/Kiriş
2. mesnette LLDF=	0.509	Şerit/Kiriş		2. mesnette LLDF=	0.742	Şerit/Kiriş

Bir yüklü şerit ve çok yüklü şerit için hesaplanan LLDF katsayılarından en büyük olan değer tasarımda göz önüne alınmaktadır. Örneğin, birinci açıklık için, $LLDF_{M,Int} = 0.509$ Şerit/Kiriş ve $LLDF_{M,Int} = 0.742$ Şerit/Kiriş değerlerinden, tasarımda kullanılacak katsayı; $LLDF_{M,Int} = 0.742$ Şerit/Kiriş değeri seçilir. Tasarımda göz önüne alınacak hareketli yük eğilme momentleri; en elverişsiz yüklemeler altında elde edilen Envelope (ZARF) momentlerinin, LLDF katsayısıyla çarpımı Eş. 4.10'da yer verilen ifade ile elde edilmektedir.

$$maxM = (LLDF) * (M_{ZARF}) \quad (4.10)$$

4.1.2. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft Köprünün LLDF Hareketli Yük Dağıtma katsayıları

Bu köprü sisteminde (Şekil 4.2), açıklıklarda farklı iki kesit kullanılarak prizmatik olmayan açıklıklar elde edilmiştir. Sistemde 2 kenar 3 te iç olmak üzere 5 adet kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Kenar ayaklar *K.Ayak1* ve *K.Ayak4* hareketli, orta ayaklar *O.Ayak2* ve *O.Ayak3* ise sabit alınmıştır. Açıklıklar farklı olduğundan, iç mesnetlerdeki negatif moment için açıklık uzunluğu olarak, bitişik açıklıkların ortalaması alınmıştır.



Şekil 4.2. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri

Kompozit çelik I-Kiriş köprülerde AASHTO LRFD şartnamesine göre yapılan bu hesaplamaların geçerliliği [30], aşağıdaki sınırlamalarla kontrol edilmektedir. Şekil 4.2'de enkesit ve boyut özellikleri esas alınarak ilgili şartnameye uyum sağladığı Tablo 4.2'de gösterilmiştir.

Tablo 4.2. AASHTO LRFD Şartnamesine göre sınırlamaların kontrolü

AASHTO LRFD Şartnamesi [4]		Uygunluk
Kiriş aralığı	$3.5 \text{ ft} \leq S = 12 \text{ ft} \leq 16.0 \text{ ft}$	+
Kiriş açıklığı	$20 \text{ ft} \leq L = (110,165 \text{ ve } 125) \text{ ft} \leq 240 \text{ ft}$	+
Beton tabliye	$4.5 \text{ in.} \leq t_s = 9.125 \text{ in.} \leq 12.0 \text{ in}$	+
Boyuna rijitlik parametresi	$10000 \text{ in}^4 \leq K_g = 3026490 \text{ in}^4 \leq 7000000 \text{ in}^4$	+
Boyuna rijitlik arametresi	$10000 \text{ in}^4 \leq K_g = 3409396 \text{ in}^4 \leq 7000000 \text{ in}^4$	+
Kiriş sayısı	$N_b = 5 > 4$	+

AASHTO LRFD şartnamesinin verdiği tüm sınırlamaların sağlanmış olması, LLDF hareketli yük dağıtma katsayılarının yükleri kirişlere tam anlamıyla yansıtacağını ve optimum tasarıma ulaşılacağını göstermektedir. Köprü hareketli yük katsayısı LLDF'nin hesaplanması ayrıntılı olarak Tablo 4.3'te gösterilmektedir.

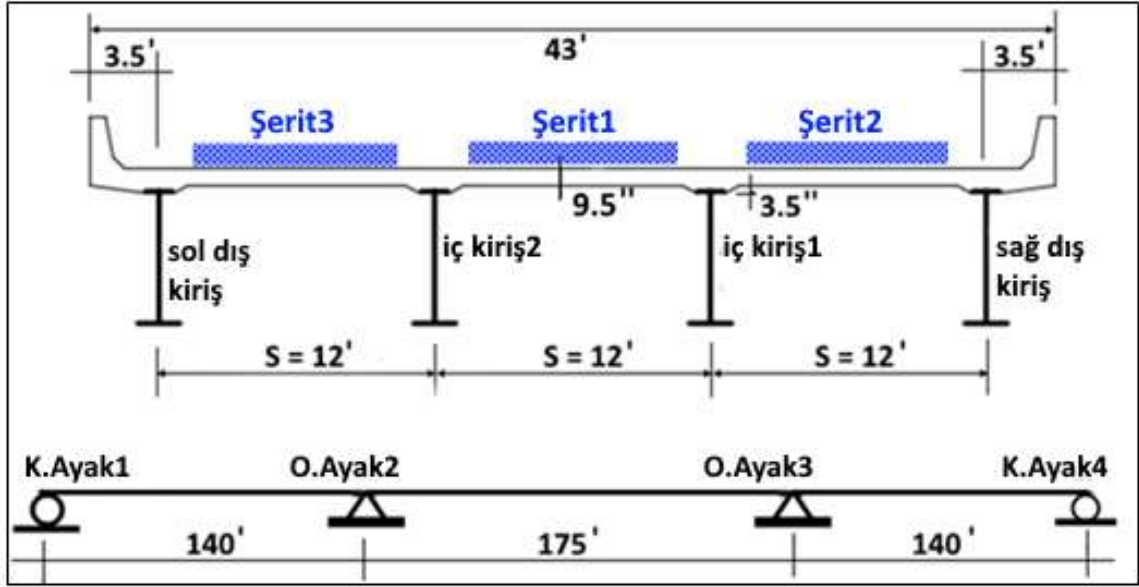
Tablo 4.3. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

3 Açıklıklı 110-165-125 ft Köprünün Hareketli Yük Dağıtma katsayılarının; LLDF Hesabı							
Hesaplarda kullanılan değerler, köprünün CSiBridge çözümünden aktarılmıştır. (Birim : İngiliz birim sistemi)							
Köprüde kesit1 ve kesit2 ile nonprizmatik açıklıklar olduğundan, hesaplar açıklık ve mesnetler için ayrı ayrı yapılmıştır.							
s=	12 ft	Açıklıkta eg=	53.24 in	A1=	98.25 in ²		
L1=	110 ft	mesnette eg=	48.69 in	A2=	120.75 in ²		
L2=	165 ft	ts=	9.125 in	I1=	99872 in ⁴		
L3=	125 ft	Es/Ec oranı n =	8	I2=	139940 in ⁴		
1. iç mesnet L=	137.5 ft	guse=	3.125 in	Kg1=	3026490.234 in ⁴		
2. iç mesnet L=	145 ft	kesit1 h=	80.75 in	Kg2=	3409396.586 in ⁴		
		kesit2 h=	82 in				
Bir yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı				Çok yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı			
1. açıklıkta LLDF=	0.600	Şerit/kiriş		1. açıklıkta LLDF=	0.900	Şerit/kiriş	
2. açıklıkta LLDF=	0.519	Şerit/kiriş		2. açıklıkta LLDF=	0.805	Şerit/kiriş	
3. açıklıkta LLDF=	0.573	Şerit/kiriş		3. açıklıkta LLDF=	0.869	Şerit/kiriş	
1. mesnette LLDF=	0.560	Şerit/kiriş		1. mesnette LLDF=	0.856	Şerit/kiriş	
2. mesnette LLDF=	0.549	Şerit/kiriş		2. mesnette LLDF=	0.843	Şerit/kiriş	

4.1.3. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

Bu köprü sisteminde, kenar açıklıklar orta açıklığın 0.80'i alınmıştır. Kaynak [40] ta bu problemin analiz ve tasarımı yapılırken, açıklıklarda 5 farklı kesit kullanılarak prizmatik olmayan açıklıklar elde edilmiştir. Sistemde 2 kenar 2 te iç olmak üzere 4 adet kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Burada, iki farklı kesit göz önüne alınmıştır.

Kenar ayaklar *K.Ayak1* ve *K.Ayak4* hareketli, orta ayaklar *O.Ayak2* ve *O.Ayak3* ise sabit alınmıştır. Açıklıklar farklı olduğundan, iç mesnetlerdeki negatif moment için açıklık uzunluğu olarak, bitişik açıklıkların ortalaması alınmıştır. Şekil 4.3’de bu köprü sistemi gösterilmiştir. Köprü hareketli yük katsayısı LLDF’nin hesaplanması ayrıntılı olarak Tablo 4.4’de gösterilmektedir.



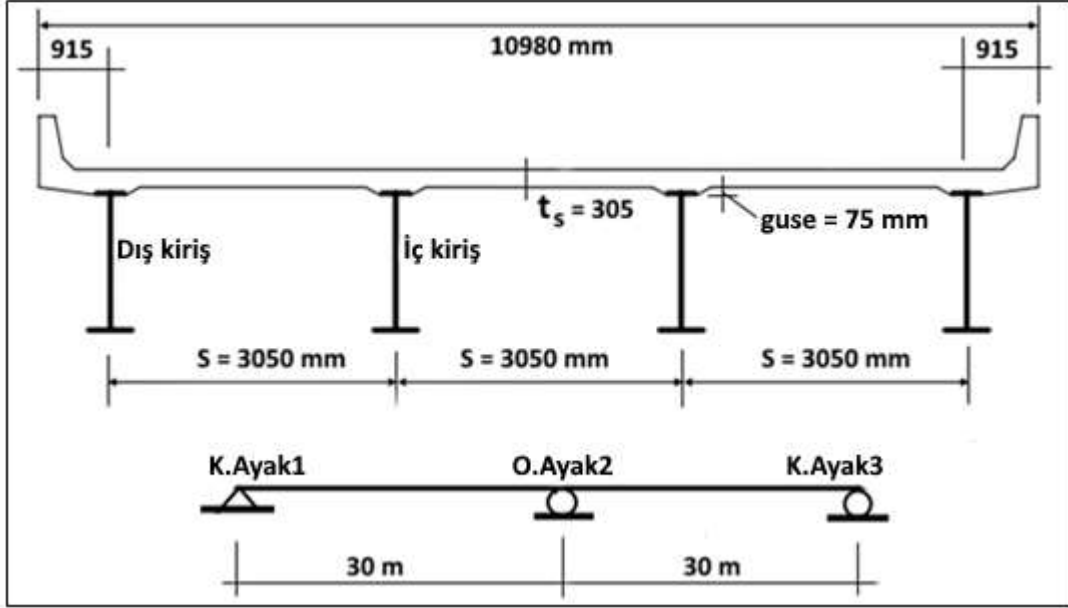
Şekil 4.3. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün en ve boy kesitleri

Tablo 4.4. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft köprüünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

3 Açıklıklı 140-175-140 ft Köprüünün Hareketli Yük Dağıtma katsayılarının; LLDF Hesabı							
Hesaplarda kullanılan değerler, köprüünün CSiBridge çözümünden aktarılmıştır. (Birim : ingiliz birim sistemi)							
Köprüde kesit1 ve kesit2 ile nonprizmatik açıklıklar olduğundan, hesaplar açıklık ve mesnetler için ayrı ayrı yapılmıştır.							
s=	12 ft	Açıklıkta eg=	44.66 in	A1=	76.81 in ²		
L1=	140 ft	mesnette eg=	45.99 in	A2=	114.81 in ²		
L2=	175 ft	ts=	9.5 in	I1=	61888.23 in ⁴		
L3=	140 ft	Es/Ec oranı n =	8	I2=	111027.57 in ⁴		
1. iç mesnet L=	157.5 ft	guse=	3.5 in	Kg1=	1720807.58 in ⁴		
2. iç mesnet L=	157.5 ft	kesit1 h=	71 in	Kg2=	2830651.22 in ⁴		
		kesit2 h=	73 in				
Bir yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı				Çok yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı			
1. açıklıkta LLDF=	0.518	Şerit/kiriş		1. açıklıkta LLDF=	0.791	Şerit/kiriş	
2. açıklıkta LLDF=	0.479	Şerit/kiriş		2. açıklıkta LLDF=	0.745	Şerit/kiriş	
3. açıklıkta LLDF=	0.518	Şerit/kiriş		3. açıklıkta LLDF=	0.791	Şerit/kiriş	
1. mesnette LLDF=	0.519	Şerit/kiriş		1. mesnette LLDF=	0.802	Şerit/kiriş	
2. mesnette LLDF=	0.519	Şerit/kiriş		2. mesnette LLDF=	0.802	Şerit/kiriş	

4.1.4 İki-açıklıklı 30–30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

Bu köprü sisteminde ise (Şekil 4.4), iki açıklıkta da yukarıda 30-30-30m köprü sistemindeki aynı kesit kullanılmıştır. Sistemde 2 kenar 2 te iç olmak üzere 4 adet kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Kenar ayaklar *K.Ayak1* sabit, *K.Ayak3* hareketli, orta ayak *O.Ayak2* sabit alınmıştır. Köprü hareketli yük katsayısı LLDF'nin hesaplanması ayrıntılı olarak Tablo 4.5'te gösterilmektedir.



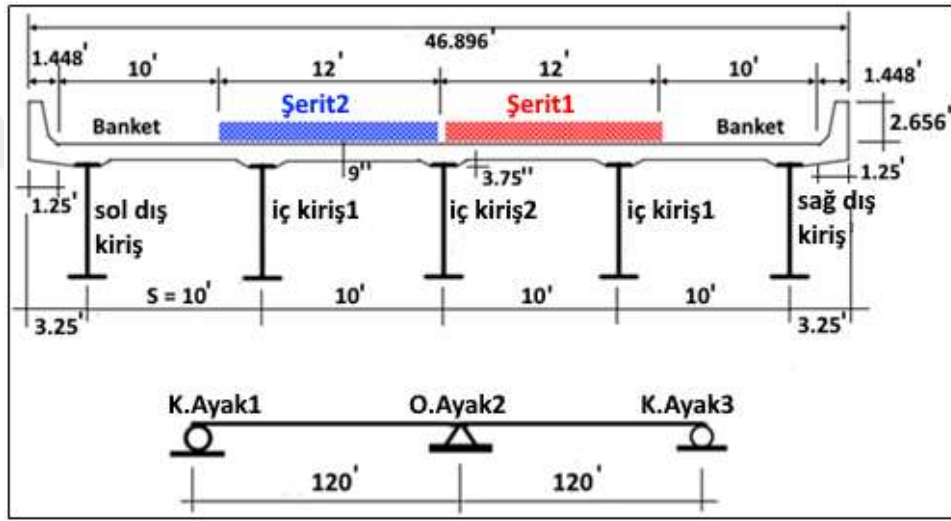
Şekil 4.4. İki-açıklıklı 30-30 m kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri

Tablo 4.5. İki-açıklıklı 30-30 m köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

2 Açıklıklı 30-30 m Köprünün Hareketli Yük Dağıtma katsayılarının; LLDF Hesabı						
Hesaplarda kullanılan değerler, köprünün CSBridge çözümünden aktarılmıştır. (Birim : SI birim sistemi)						
Açıklıklarda ve mesnetlerde aynı kesit kullanılmıştır.						
s=	3050 mm	Açıklıkta eg=	1227.5 mm	A1=	62380 mm ²	
L1=	30000 mm	mesnette eg=	1227.5 mm	A2=	62380 mm ²	
L2=	30000 mm	ts=	305 mm	I1=	39020000000 mm ⁴	
		Es/Ec oranı n =	8	I2=	39020000000 mm ⁴	
1. iç mesnet L=	30000 mm	guse=	75 mm	Kg1=	1.06409E+12 mm ⁴	
		kesit1 h=	2000 mm	Kg2=	1.06409E+12 mm ⁴	
		kesit2 h=	2000 mm			
Bir yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı				Çok yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı		
1. açıklıkta LLDF=	0.509	Şerit/kiriş		1. açıklıkta LLDF=	0.742	Şerit/kiriş
2. açıklıkta LLDF=	0.509	Şerit/kiriş		2. açıklıkta LLDF=	0.742	Şerit/kiriş
		Şerit/kiriş				Şerit/kiriş
1. mesnette LLDF=	0.509	Şerit/kiriş		1. mesnette LLDF=	0.742	Şerit/kiriş

4.1.5. İki-açıklıklı 120–120 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

Eşit açıklıklı bu köprünün, Kaynak [33] te analiz ve tasarımı yapılırken, 3 farklı kesit kullanılarak nonprizmatik açıklıklar elde edilmiştir. Sistemde 2 kenar 3 te iç olmak üzere 5 adet kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Tez çalışması kapsamında, orijinal çalışmadaki üç farklı kesit olduğu gibi göz önüne alınmıştır. Kenar ayaklar *K.Ayak1* ve *K.Ayak3* hareketli, orta ayak *O.Ayak2* sabit alınmıştır (Şekil 4.5). Tablo 4.6’da köprü hareketli yük katsayısı LLDF’nin hesaplanması ayrıntılı olarak gösterilmiştir.



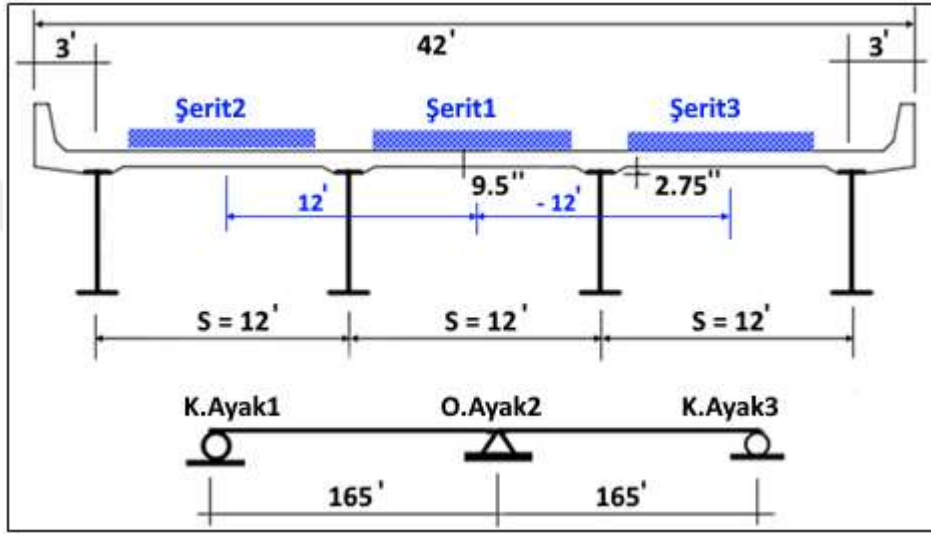
Şekil 4.5. İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri

Tablo 4.6. İki-açıklıklı 120-120 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

2 Açıklıklı 120-120 ft Köprünün Hareketli Yük Dağıtma katsayılarının; LLDF Hesabı							
Hesaplarda kullanılan değerler, köprünün CSBridge çözümünden aktarılmıştır. (Birim : Amerikan-İngiliz ölçü birimi)							
Köprüde Kesit1, Kesit2 ve Kesit3 ile açıklıklar nonprizmatik olduğundan, hesaplar açıklık ve mesnetler için ayrı ayrı yapılmıştır.							
s=	10 ft	Açıklık_1.Bölge eg=	35.978 in	A1=	49.75 in ²		
L1=	120 ft	Açıklık_2.Bölge eg=	35.777 in	A2=	63.75 in ²		
L2=	120 ft	Mesnette eg=	36.032 in	A3=	100.50 in ²		
		ts=	8.5 in	I1=	23605.3 in ⁴		
1. iç mesnet L=	120 ft	Es/Ec oranı n =	8	I2=	34639.77 in ⁴		
				I3=	65426.6 in ⁴		
		guse=	3.75 in	Kg1=	704029.59 in ⁴		
		kesit1 h=	55.625 in	Kg2=	929922.47 in ⁴		
		kesit2 h=	56.625 in	Kg3=	1567233.61 in ⁴		
		kesit3 h=	59.25 in				
Bir yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı				Çok yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı			
1. açıklık_1.bölge LLDF=	0.465	Şerit/kiriş		1. açıklık_1.bölge LLDF=	0.688	Şerit/kiriş	
1. açıklık_2.bölge LLDF=	0.477	Şerit/kiriş		1. açıklık_2.bölge LLDF=	0.706	Şerit/kiriş	
2.açıklık_1.bölge LLDF=	0.465	Şerit/kiriş		2.açıklık_1.bölge LLDF=	0.688	Şerit/kiriş	
2.açıklık_2.bölge LLDF=	0.477	Şerit/kiriş		2.açıklık_2.bölge LLDF=	0.706	Şerit/kiriş	
1. mesnette LLDF=	0.499	Şerit/kiriş		1. mesnette LLDF=	0.739	Şerit/kiriş	

4.1.6. İki-açıklıklı 165–165 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

Eşit açıklıklı bu köprünün, Kaynak [21] de analiz ve tasarımı yapılırken, 2 farklı kesit kullanılarak nonprizmatik açıklıklar elde edilmiştir. Aynı kesitler burada da göz önüne alınarak nonprizmatik açıklıklar yaratılmıştır. Sistemde 2 kenar 2 te iç olmak üzere 4 adet kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Kenar ayaklar *K.Ayak1* ve *K.Ayak3* hareketli, orta ayak *O.Ayak2* sabit alınmıştır (Şekil 4.6). Tablo 4.7’de, köprü hareketli yük katsayısı LLDF’nin hesaplanması ayrıntılı olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.6. İki-açıklıklı 165–165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün en ve boy kesitleri

Tablo 4.7. İki-açıklıklı 165–165 ft köprünün LLDF hareketli yük dağıtma katsayıları

2 Açıklıklı 165-165 ft Köprünün Hareketli Yük Dağıtma katsayılarının; LLDF Hesabı						
Hesaplarda kullanılan değerler, köprünün CSiBridge çözümünden aktarılmıştır. (Birim : ingiliz birim sistemi)						
Köprüde kesit1 ve kesit2 ile nonprizmatik açıklıklar olduğundan, hesaplar açıklık ve mesnetler için ayrı ayrı yapılmıştır.						
s=	12 ft	Açıklıkta eg=	47.57 in	A1=	71.063 in ²	
L1=	165 ft	mesnette eg=	53.17 in	A2=	112.313 in ²	
L2=	165 ft	ts=	9.5 in	I1=	53156.870 in ⁴	
		Es/Ec oranı n =	8	I2=	96641.850 in ⁴	
1. iç mesnet L=	165 ft	guse=	2.75 in	Kg1=	1711819.149 in ⁴	
		kesit1 h=	70.75 in	Kg2=	3312946.342 in ⁴	
		kesit2 h=	72.50 in			
Bir yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı				Çok yüklü şerit için iç kirişlerde LLDF hesabı		
1. açıklıkta LLDF=	0.489	Şerit/kiriş		1. açıklıkta LLDF=	0.757	Şerit/kiriş
2. açıklıkta LLDF=	0.489	Şerit/kiriş		2. açıklıkta LLDF=	0.757	Şerit/kiriş
1. mesnette LLDF=	0.518	Şerit/kiriş		1. mesnette LLDF=	0.803	Şerit/kiriş

Sonuç olarak, yukarıda hareketli yük dağıtma katsayıları hesaplanan kompozit çelik I-Kiriş köprülerde; çok yüklü şerit kirişlerdeki LLDF katsayıları, bir yüklü şerit

kirişlere göre daha büyük değerde hesaplanmıştır. Bu sitemlerde, bir yüklü şerit için LLDF katsayıları 0.460 ~ 0.600 arasında, çok yüklü şerit durumunda ise LLDF katsayıları 0.680 ~ 0.900 arasında değişmektedir. Pratik hesaplamalarda, bir yüklü şerit için, $LLDF_{M,Int} = 0.55 \text{ Şerit/Kiriş}$ ve çok yüklü şerit halinde ise $LLDF_{M,Int} = 0.75 \text{ Şerit/Kiriş}$ seçilir. En elverişsiz yükleme *çok yüklü şerit durumu* olduğundan, tasarımda bununla ilgili katsayılar kullanılacaktır. Tez kapsamında geliştirilen yazılımda, tasarımı yapılacak sistemin LLDF katsayıları giriş verisi olarak verilmektedir.

4.2. Çizgisel-Kiriş Yöntemiyle Köprü Analizi

Tesir çizgilerini ilk kez 1867 yılında Prof. E. Winkler [97] kullanmıştır. Grafiksel olarak, birim yükün kiriş üzerinde hareketiyle ortaya çıkan etkinin nasıl olduğu araştırılır. Hareket eden yüklerden dolayı, belirlenen herhangi bir noktada maksimum ve minimum kuvvet etkilerin hesaplanmasında tesir çizgileri yaygın olarak kullanılır. Özellikle, Çizgisel-Kiriş analiz programlarının çoğu hareketli yük envelope'lerini (maksimumların maksimumunu) yaratmak üzere tesir çizgilerini kullanır. 2D ve 3D kesin analiz programları ise genellikle “*tesir yüzeylerini*” kullanır. Tez çalışmasının bu bölümünde verilen sayısal uygulamalarda, ilk iki problem, tesir çizgilerinin Çizgisel-Kiriş çözümlerinde geliştirilmesi üzerinedir.

4.2.1. Üç-açıklıklı 30-30-30 m Çelik I-Kiriş köprünün tesir çizgileriyle analizi

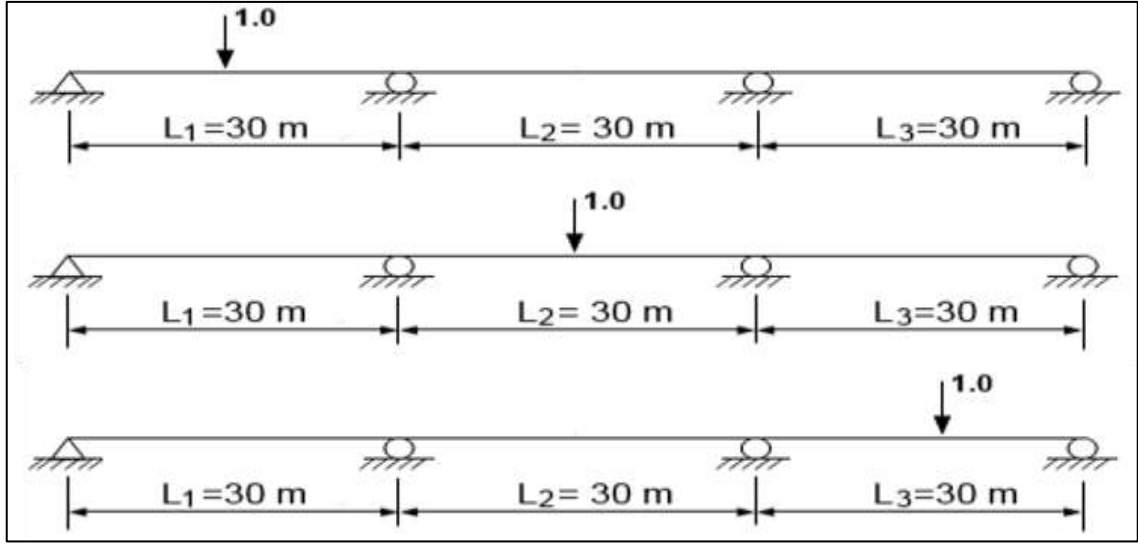
Bu alt bölümde, sürekli Çizgisel-Kiriş çelik köprünün analizi için, SAP2000’de tesir çizgileriyle çözüm açıklanmıştır. Burada SAP2000 programı ile analiz yapılırken özellikle hareketli yük olan araç yükü için bir şerit tanımlamak gerekir. Çizgisel-Kiriş analiz yapıldığı için sadece sürekli kiriş boyunca bir şerit esas alınır. Araç tanımı olarak, HL-93 gibi bir araç değil, “*genel bir araç*” tanımı yapılmaktadır. Bu genel aracın dingil yükü bir birim ve şerit yükü ise sıfır alınarak kiriş üzerine etki ettirilmekte ve tesir çizgisi diyagramları elde edilmektedir. Çelik köprü sisteminde hareketli yük olarak Amerikan Şartnamesi AASHTO LRFD’den, HL-93 araç yükü göz önüne alınmıştır. Burada HL-93 araç yükü “*Tasarım Kamyon Yüğü*” ve “*Tasarım Şerit Yüğü*” olarak çelik köprü üzerine etki ettirilmektedir. Tasarım kamyonu tekil yükleri (dingil yükleri) maksimum momentleri elde etmek üzere açıklıklara yerleştirilmiş ve tesir çizgisi ordinatlarıyla çarpılmıştır. Tasarım şerit yükleri ise tesir

izgisi ordinatlarının pozitif olduğu birinci ve son açıklıklara yerleştirilmiştir. Tasarım kamyonu kuvvet etkisine %33 dinamik etki katsayısı uygulanırken tasarım şerit yüküne uygulanmamıştır.

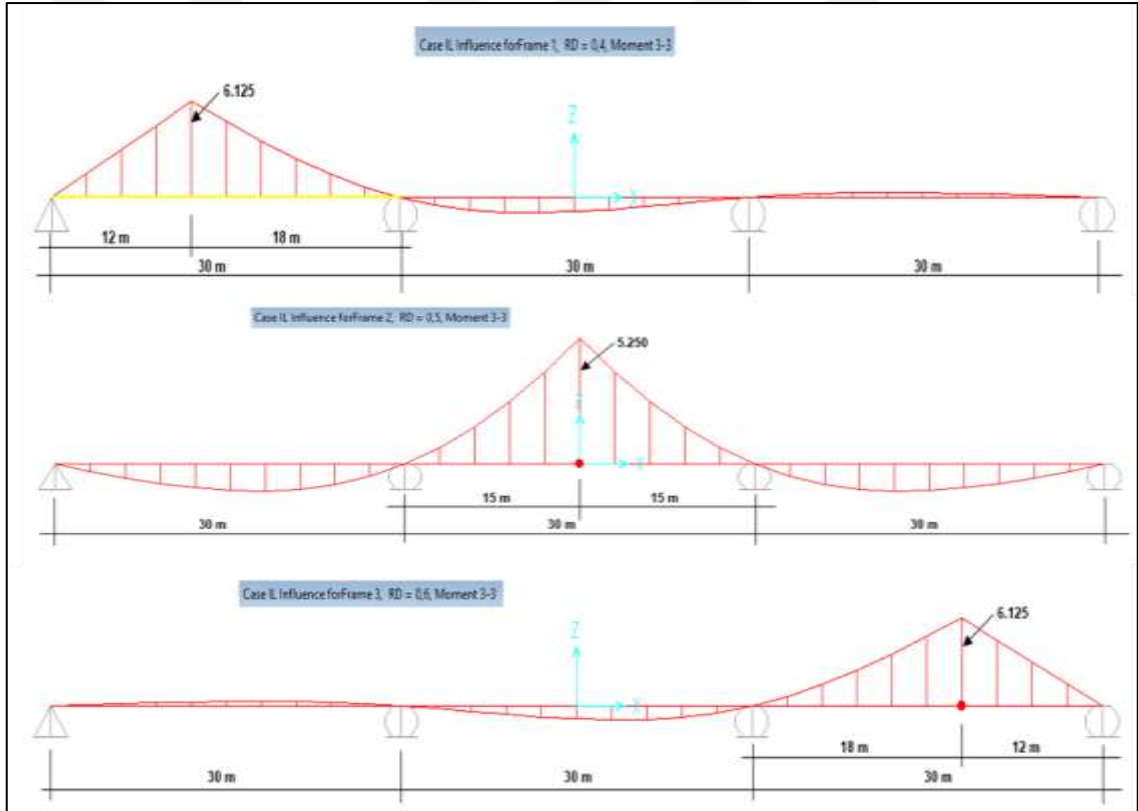
Üniform şerit yükünün yarattığı kuvvetleri hesaplamak için eğrisel tesir çizgisi alanları, şerit yüküyle çarpılır. Ancak burada klasik olarak hesaplanan eğrisel alanlar, yaklaşık olup sonuçların da yaklaşık olmasını sağlamaktadır. Kesin eğrisel alanı hesaplamak için MS-EXCEL’de uygun bir eğri fonksiyonu belirlenmiştir. Daha sonra sayısal integrasyon teknikleriyle, bu fonksiyon kullanılarak gerçek alan hesaplanmış ve şerit yükü ile çarpılarak maksimum eğilme momentleri elde edilmiştir. Böylece, yaklaşık bir analiz tekniği olan izgisel-Kiriş yönteminde bir iyileştirme ve bir bakıma sonuçları düzeltme yapılmıştır.

SAP2000 paket programıyla elde edilen tesir çizgisi ordinat değerleri kesin sonuçlardır. Ancak program ordinat değerlerini varsayılan olarak belirli noktalarda vermektedir. HL-93 Tasarım Kamyonu ile ZARF kuvvet tesirlerini hesaplamak için, yine yukarıda açıklandığı gibi, tesir çizgilerine MS-EXCEL ‘de eğri uydurulmuştur. Bunun için, SAP2000 paket programında hesaplanan varsayılan tesir çizgisi ordinatları MS-EXCEL’e aktarılmış, her açıklıkta iki fonksiyon uydurularak bunların integrasyonu yapılmış ve toplam alan elde edilmiştir. Uydurulan fonksiyonlar 2^0 polinom olup korelasyon katsayısı birdir. Dolayısıyla kesin çözüm için iyi bir yaklaşım olduğu söylenebilir. Tasarım kamyon yükü ve tasarım şerit yükünün yarattığı kuvvet etkileri ZARF yapılarak tasarımda göz önüne alınacak kuvvetler belirlenmiştir. Yine bu kuvvetlerin hesaplanmasında, Amerikan AASHTO LRFD şartnamesinde verilen %33 dinamik etki katsayısı ve Hareketli Yük Dağıtma Katsayısı LLDF = 0.56 kullanılmıştır.

şekil 4.7 (a)’da görülen  açıklıklı sürekli elik bir köprünün tesir çizgileri SAP2000 programında izgisel-Kiriş analiz yöntemiyle belirlenmiştir. Sürekli kirişin SAP2000 programı ile çözümü yapılmış, tesir çizgileri elde edilmiş ve her açıklıktaki birim yükleme için ordinat değerleri ise şekil 4.7 (b)’de gösterilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 4.7. Üç-açıklıklı çelik köprü kirişi ve Çizgisel-Kiriş çözümü (a) Birim yük uygulamaları (b) Köprü kirişin SAP2000 programı ile tesir çizgisi ordinatları

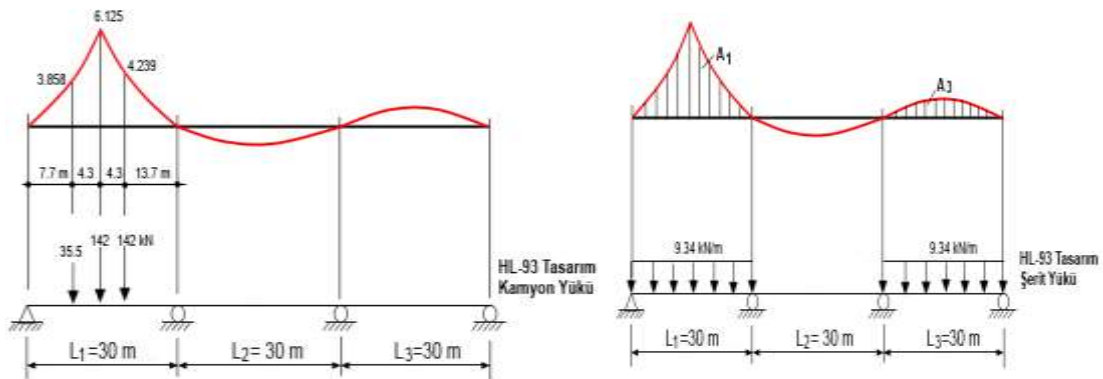
Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analizde, birim yük birinci açıklıkta $0.4L_1$, ikinci açıklıkta $0.5L_2$ ve üçüncü açıklıkta ise $0.4L_3$ mesafelerine uygulanarak eğilme

momentleri için tesir çizgisi ordinatları belirlenmiştir. Burada elde edilen tesir çizgilerinin eğrisel olduğunu belirtmek gerekir. Şekil 4.7 (b)'de verilen tesir çizgilerinin ordinat değerleri her açıklık için Tablo 4.8'de verilmiştir. Tablo 4.8 incelendiğinde, tesir çizgisi ordinat değerlerinin doğrusal değişim göstermediği açıkça görülmektedir.

Tablo 4.8. Sürekli köprü kirişin SAP2000 programı ile hesaplanan tesir çizgisi ordinat değerleri

1. Açıklık			2. Açıklık			3. Açıklık		
Konum	Uzaklık (m)	Tesir Çizgisi KN-m	Konum	Uzaklık (m)	Tesir Çizgisi KN-m	Konum	Uzaklık (m)	Tesir Çizgisi KN-m
1	0	0.000	12	30	0.000	23	60	0.000
2	3	1.484	13	33	0.690	24	63	0.653
3	6	2.986	14	36	1.560	25	66	1.479
4	9	4.527	15	39	2.610	26	69	2.458
5	12	6.125	16	42	3.840	27	72	3.572
6	15	4.801	17	45	5.250	28	75	4.801
7	18	3.572	18	48	3.840	29	78	6.125
8	21	2.458	19	51	2.610	30	81	4.527
9	24	1.479	20	54	1.560	31	84	2.986
10	27	0.653	21	57	0.690	32	87	1.484
11	30	0.000	22	60	0.000	33	90	0.000

Tesir çizgisinin ordinatı, belirli ordinat noktasına uygulanan bir birim yükün belirli konumundaki tepkisidir. Dolayısıyla, tekil bir hareketli yük, yani teker yükü, o noktaya uygulandığında; teker yükünün büyüklüğü tesir çizgisinin ordinatıyla çarpılır. Bu işlem AASHTO LRFD-93 tasarım hareketli yükü için Şekil 4.8 de çizilmiştir. Şerit yükü, tesir çizgisi ordinatının pozitif olduğu birinci ve üçüncü açıklığa yerleştirilmiştir.



Şekil 4.8. Üç-açıklıklı sürekli kirişte $0.4L_1$ de tesir çizgisine HL-93 hareketli yükünün uygulanması

HL-93 tasarım kamyonunun orta teker yükü, birinci açıklıkta tesir çizgisinin dönüm noktasına ($0.4L_1 = 12$ m koordinatına) yerleştirilir. Tesir çizgisinin ordinatları,

genellikle açıklığın onda bir noktalarında verilir. Burada da, SAP2000 programı da ordinatları onda bir noktalarda vermiş, açıklık 10 dilime bölünmüştür. Tasarım kamyonunun ön ve arka dingil yükleri, dilimlerin ordinatı üzerine gelmediğinden, tesir çizgisi için MS-EXCEL 'de iki adet fonksiyonu belirlenmiş ve bu fonksiyonlar Eş. 4.11 ve Eş.4.12'de verilmiştir.

Birinci açıklık tesir çizgisinin sol tarafı için;

$$f(x_1) = 0.0021x^2 + 0.4843x + 0.0039 \quad (4.11)$$

Fonksiyonu belirlenir. Birinci açıklık tesir çizgisinin sağ tarafı için ise;

$$f(x_2) = 0.0075x^2 + 0.2081x - 0.0193 \quad (4.12)$$

Bu fonksiyonlarda korelasyon katsayısı 1'dir. Ön teker ordinatı $f(x_1)$ 'den, arka teker ordinatı ise $f(x_2)$ 'de hesaplanır. Şekil 4.8'deki hesaplamaların sonuçlarına aşağıda yer verilmiştir.

$$f(7.7) = 0.0021(7.7)^2 + 0.4843(7.7) + 0.0039 = 3.858 \quad (4.13)$$

$$f(13.7) = 0.0075(13.7)^2 + 0.2081(13.7) - 0.0193 = 4.239 \quad (4.14)$$

Şerit yükünün etkisini hesaplamak için tesir çizgisi altındaki alan hesabına gerek duyulmaktadır. Tesir çizgisinin $f(x_1)$ ve $f(x_2)$ eğrisel alanlarının integrasyonu ile toplam alan;

$$I = \int_0^{12} (0.0021x^2 + 0.4843x + 0.0039)dx + \int_0^{18} (0.0075x^2 + 0.2081x - 0.0193)dx = 84.07 \text{ m}^2 \quad (4.15)$$

olarak elde edilmektedir. Çizgisel-Kiriş köprü kirişlerinde dinamik yük katsayısı (impact factor) IM=1.33 olarak göz önüne alınmış ve sadece kamyon (Truck) yüküne uygulanmıştır. Tesir çizgileri bir boyutlu (1D) Çizgisel kirişlere uygulandığından, enine hareketli yük etkileri, çok şeritli hareketli yük dağıtma katsayısı LLDF

uygulanarak hesaplanır. AASHTO-LRFD 4.6.3.1'e göre Çizgisel-Kiriş ve bir yüklü şerit için LLDF = 0.56 katsayısı verilmiştir. Böylece, HL-93 yüklemesinden dolayı $0.4L_1 = 12$ m de oluşan pozitif hareketli yük momentini Eş. 4.16 ile hesaplanmaktadır.

$$M = (LLDF)(IM)[\Sigma(Dingil\ Y\ddot{u}k\ddot{u})(Ordinat)] + (LLDF)[(\ddot{U}niform\ Y\ddot{u}k)(Alan)] \quad (4.16)$$

Sonuç olarak, birinci açıklıkta pozitif hareketli yük momentini Eş. 4.17 ile elde edilmiştir.

$$M = (0.56)\{(1.33)[35.5 * 3.858 + 142 * 6.125 + 142 * 4.239] + (9.34 * 84.07)\} = 1638\ kNm \quad (4.17)$$

Hareketli yük dağıtma katsayısı LLDF göz önüne alınmadığında ise Eş. 4.18 ile hesaplanmaktadır.

$$M = (1.33)[35.5 * 3.858 + 142 * 6.125 + 142 * 4.239] + (9.34 * 84.07) = 2924.7\ kNm \quad (4.18)$$

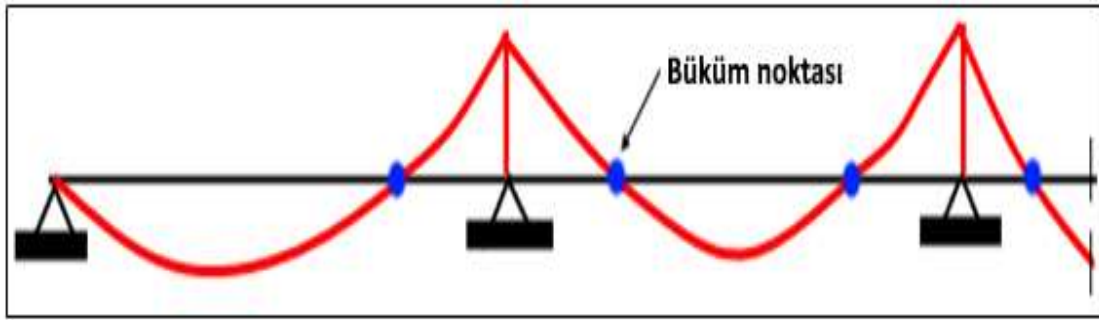
4.2.2. Üç-açıklıklı 30-30-30 m çelik I-Kiriş köprüünün en elverişsiz yüklemelerle analizi

Bölüm 4.2.1'de yapılan hesaplamaların karmaşık ve yorucu, zaman alıcı olduğu görülmektedir. Yapılan hesaplamaları kısaltabilmek ve tesir çizgisi çözümlerine yakın değerler elde edebilmek amacıyla, bu alt bölümde SAP2000 programından yararlanılmıştır.

AASHTO HL-93 yükü, *kamyon (Truck)*, *Tandem* ve *Şerit yüklerinin* değişiminden ve kombinasyonundan meydana gelmektedir. Tasarım kamyonu, 3-akslı bir kamyondur, arka aks aralığı değişkendir ve toplam ağırlığı yaklaşık 319.5 kN' dir. Tasarım şerit yükü 9.3 kN/m; tasarım tandem yükü ise iki akslı araçtır ve her aksta 110 kN yük bulunmaktadır. Bu yükler arası mesafe 1.2 m' dir. SAP2000 ve CSiBridge paket programlarında 3D kesin analiz yapılırken, AASHTO LRFD HL-93 yükleme ve kombinasyonları otomatik olarak sisteme katılmaktadır. HL-93 kamyonu ile *Tandem*

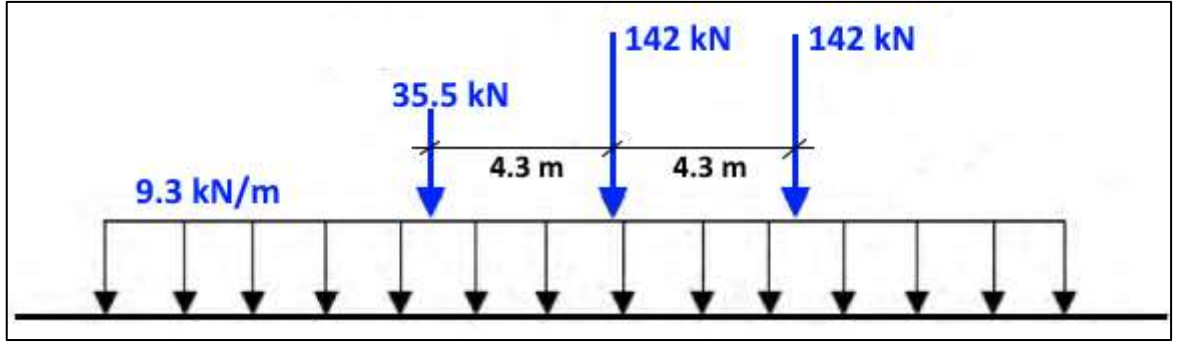
Yükü (HL-93M), *Tekil Kamyon Yükü* (HL-93K), maksimum negatif momentler için *İki-Kamyon Yükü* (HL-93S) ve *Yorulma Kamyonu Yükü* (HL-93F) tanımlanmış olmaktadır. HL-93M yükü, *Tandem + Şerit Yükünü* esas alır, 9.3 kN/m şerit yükü tüm köprü açıklıklarına uygulanır. HL-93K yükü, *Tasarım Kamyonu + Şerit Yükünü* esas alır, 9.3 kN/m şerit yükü tüm köprü açıklıklarına uygulanır. Tasarım kamyonu aks aralığı (4.3 ~ 9.0 m) değişkendir.

HL-93S yükü; iki tasarım kamyonu ve şerit yükünü birlikte esas almaktadır. Sadece dönüm noktaları arasındaki (moment sıfır noktaları arasındaki) negatif momentler için: Kamyon-Katar (*Truck-train*) etkisinin %90'ı ile şerit yük etkisinin %90'ı birleştirilir. Şekil 4.9'da, sürekli bir kirişte pozitif momentten negatif momente geçiş noktaları, büküm noktaları (contraflexure point) gösterilmiştir.

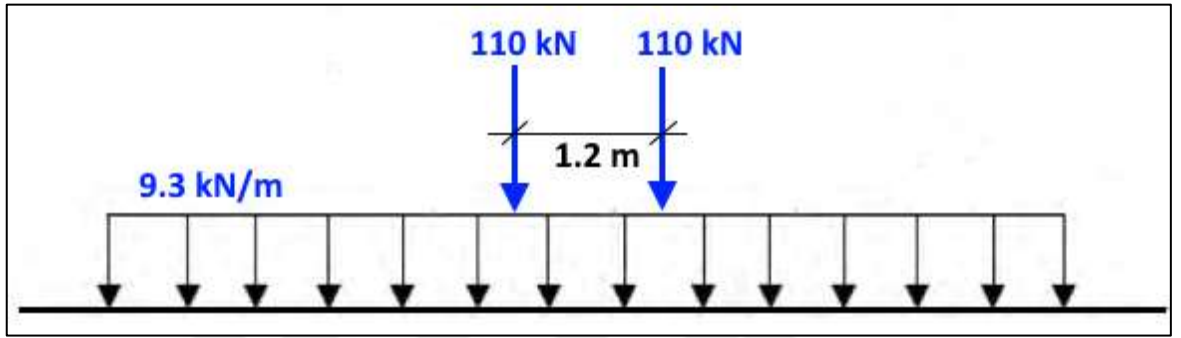


Şekil 4.9. HL-93S araç yükü için dönüm-büküm noktaları

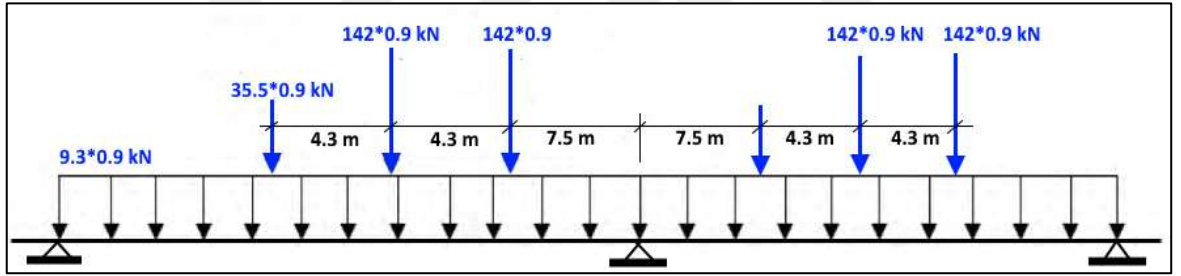
Kamyon-Katar, iki tasarım kamyonundan meydana gelmektedir. Öndeki aks ile diğer kamyonun arka aksı arası minimum 15 m'dir. İki 142 kN yük aksları arasındaki mesafenin, her kamyon için 4.3 m alınması gerekmektedir. HL-93F yorulma yüklemesi için, sadece bir tasarım kamyonunun etkisi göz önüne alınır. Bu yüklemeye, kamyon bir şerite yerleştirilir ve arka aks aralıkları ise 9 m alınır. Düzgün yaylı 9.3 kN/m *Tasarım şerit yükü*, 3 m genişlikteki tasarım şeritlerinde, tasarım kamyonlarına veya tasarım tandemlerine aynı anda uygulanır. IM, dinamik yük katsayısı (impact factor) sadece *Tasarım kamyonu* ve *Tasarım Tandemine* uygulanırken şerit yüklerine etki katsayısı uygulanmaz. Sonuç olarak, 1D Çizgisel-Kiriş köprü analiz ve tasarımında en elverişsiz yükleme etkisi, Şekil 4.10'da yer verilen durumlardan en büyüğü olarak alınmaktadır.



(a)



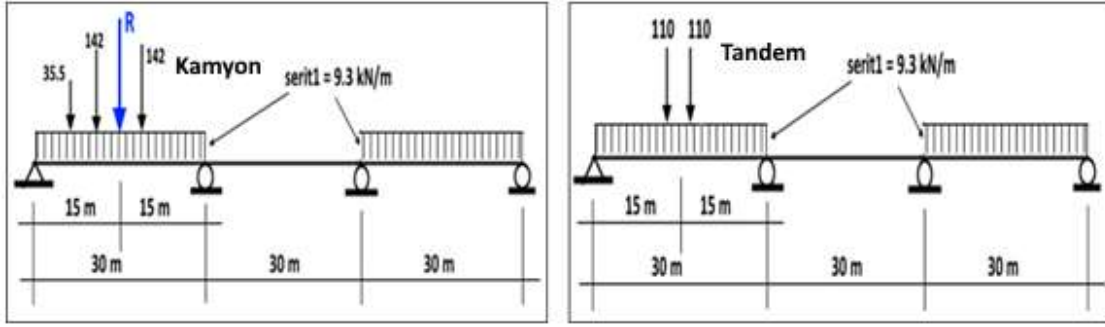
(b)



(c)

Şekil. 4.10. HL-93 araç yüklemeleri (a) HL-93 (ASHTO-LRFD tasarım kamyonu) + 9.3 kN/m şerit yükü (b) HL-93 (ASHTO-LRFD tasarım Tandemi) + 9.3 kN/m şerit yükü (c) İki ASHTO-LRFD HL-93 tasarım kamyonu'nun %90'ı + 9.3 kN/m şerit yükünün %90'ının uygulanması

HL-93 tasarım kamyonu ve şerit yükleri, tasarım yapılırken hesaplamalarda kullanılacak olan maksimum etkileri elde etmek üzere uygulanır. Kamyonun yük merkezi açıklığın ortasına gelecek şekilde ayarlanır. Söz konusu olan bu problemde kamyonun yük merkezi ve tekerlek mesafeleri Şekil 4.11'deki gibi belirlenmiştir.



Şekil 4.12. Birinci açıklıkta maksimum pozitif moment için HL-93 Kamyon ve Tandem yüklemeleri

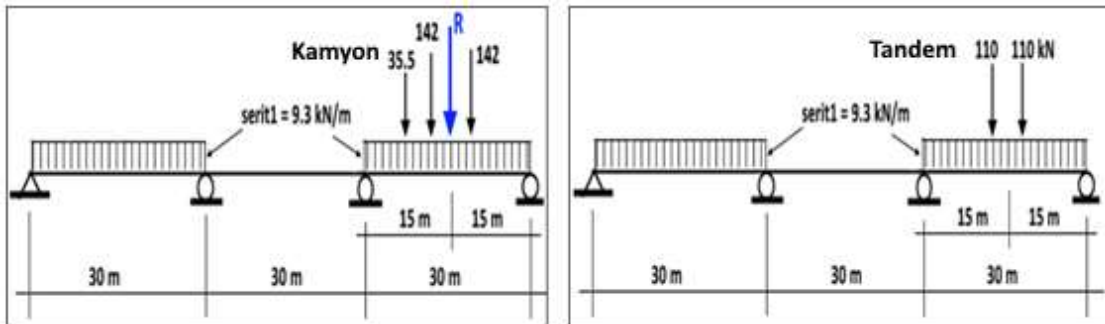
Bu sistemde üçüncü açıklıkta, bir kamyon her ne kadar maksimum kuvvetlere bir katkıda bulunsun da, şartname gereği sadece bir kamyon kullanılmaktadır. Maksimum moment için birinci açıklıkta uygulanan yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

Serit1 → 9.3 kN/m; Yükleme1 → Kamyon ve Yükleme2 → Tandem

Combo1 → (1) serit1 + (1.33) Yükleme1

Combo2 → (1) serit1 + (1.33) Yükleme2

- Üçüncü açıklıkta maksimum pozitif momenti elde etmek üzere yapılan HL-93 kamyon ve tandem yüklemeleri Şekil 4.13'de olduğu gibi uygulanmıştır.



Şekil 4.13. Üçüncü açıklıkta maksimum pozitif moment için HL-93 Kamyon ve Tandem yüklemeleri

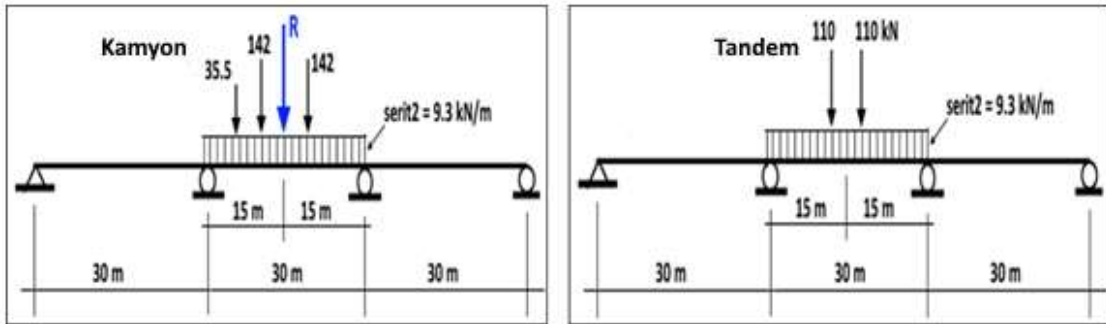
Bu sistemde de birinci açıklıkta, bir kamyon her ne kadar maksimum kuvvetlere bir katkıda bulunsun da, şartname gereği sadece bir kamyon kullanılır. Maksimum moment için üçüncü açıklıkta uygulanan yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

Serit1 $\rightarrow$ 9.3 kN/m; Yukleme3 $\rightarrow$ Kamyon ve Yukleme4 $\rightarrow$ Tandem

Combo3 $\rightarrow$ (1) serit1 + (1.33) Yukleme3

Combo4 $\rightarrow$ (1) serit1 + (1.33) Yukleme4

- İkinci açıklıkta maksimum pozitif elde etmek üzere yapılan HL-93 kamyon ve tandem yüklemeleri Şekil 4.14’de olduğu gibi uygulanmıştır.



Şekil 4.14. İkinci açıklıkta maksimum pozitif moment için HL-93 Kamyon ve Tandem yüklemeleri

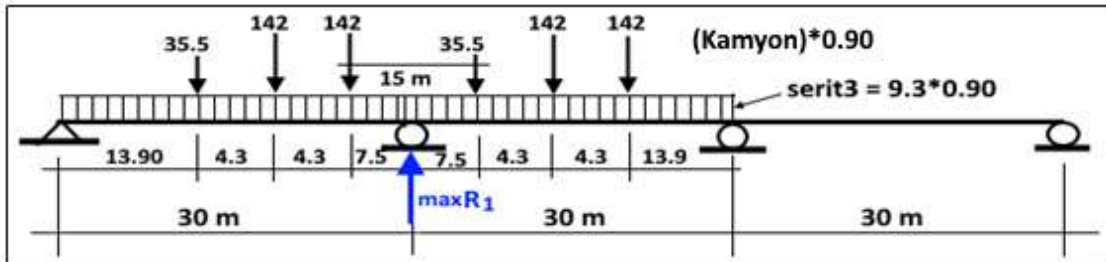
Bu açıklıkta, maksimum momenti hesaplamak için uygulanan yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

Serit2 $\rightarrow$ 9.3 kN/m; Yukleme5 $\rightarrow$ Kamyon ve Yukleme6 $\rightarrow$ Tandem

Combo5 $\rightarrow$ (1) serit2 + (1.33) Yukleme5

Combo6 $\rightarrow$ (1) serit2 + (1.33) Yukleme6

- Birinci iç mesnette maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerini elde etmek üzere uygulanan HL-93S (Kamyon-katar) yüklemesi Şekil 4.15’te olduğu gibi uygulanmıştır.



Şekil 4.15. Birinci iç mesnette maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerinin hesaplanmasında HL-93S yüklemesi

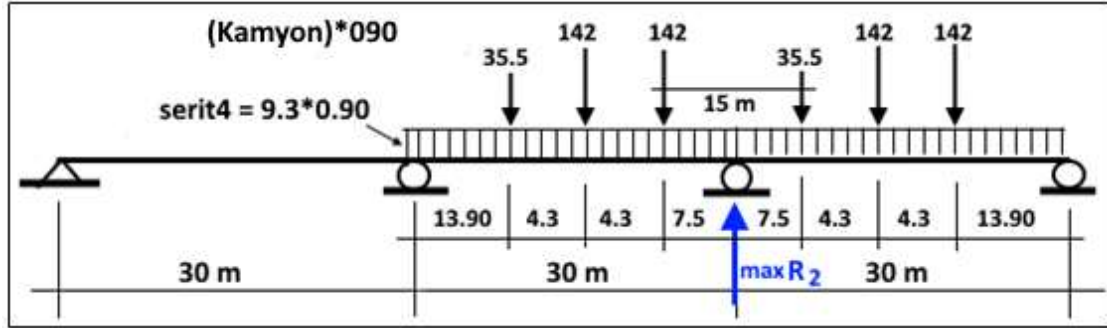
Birinci iç mesnette, maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerini hesaplamak için uygulanan yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

$$\text{Serit3} \rightarrow 9.3 \cdot 0.90 = 8.37 \text{ kN/m}$$

$$\text{Yukleme7} \rightarrow (\text{Kamyon}) \cdot 0.90 = [35.5 ; 142 ; 142] \cdot 0.90$$

$$\text{Combo7} \rightarrow (1) \text{ serit3} + (1.33) \text{ Yukleme7}$$

- İkinci iç mesnette maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerini elde etmek üzere uygulanan HL-93S (Kamyon-katar) yüklemesi Şekil 4.16’te olduğu gibi uygulanmıştır.



Şekil 4.16. İkinci iç mesnette maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerinin hesaplanmasında HL-93S yüklemesi

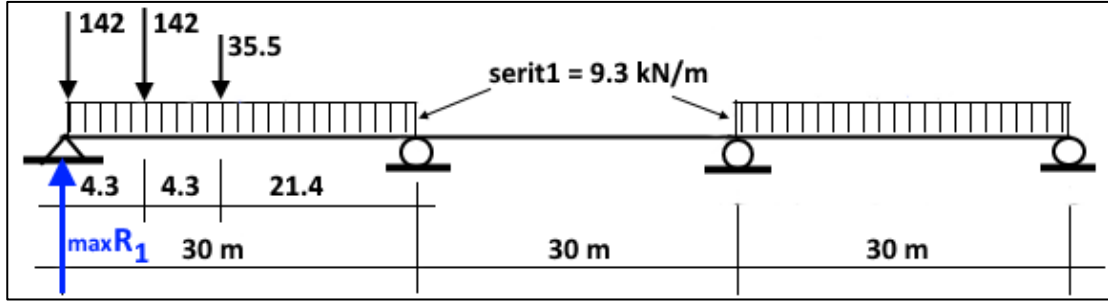
İkinci iç mesnette, maksimum negatif moment ve reaksiyon kuvvetlerini hesaplamak için uygulanan yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir.

$$\text{Serit4} \rightarrow 9.3 \cdot 0.90 = 8.37 \text{ kN/m}$$

$$\text{Yukleme8} \rightarrow (\text{Kamyon}) \cdot 0.90 = [35.5 ; 142 ; 142] \cdot 0.90$$

$$\text{Combo8} \rightarrow (1) \text{ serit4} + (1.33) \text{ Yukleme8}$$

- Birinci dış mesnette maksimum reaksiyon kuvveti hesaplamak için uygulanan HL-93 Kamyon yüklemesi Şekil 4.17’de olduğu gibi uygulanmıştır.



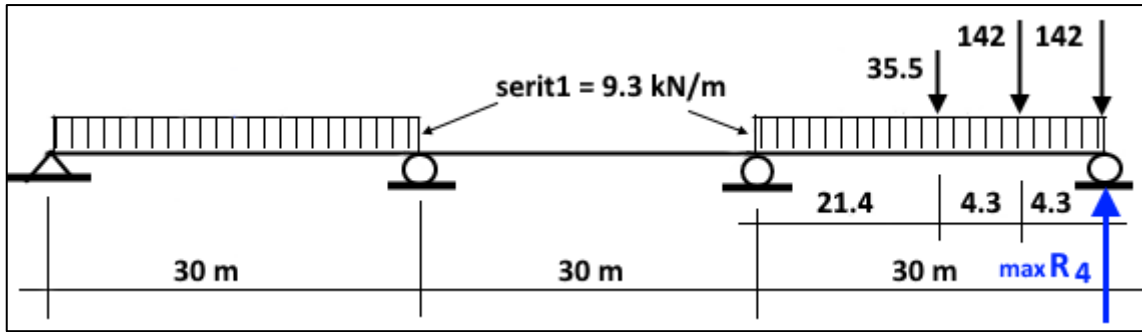
Şekil 4.17. Birinci dış mesnette maksimum reaksiyon kuvvetinin hesaplamasında uygulanan HL-93 Kamyon yüklemesi

Birinci dış mesnette, maksimum reaksiyon kuvvetini hesaplamak için uygulanan yükleme kombinasyonu aşağıdaki gibidir.

Serit1 → 9.3 kN/m; Yükleme9 → Kamyon

Combo9 → (1) serit1 + (1.33) Yükleme9

- Dördüncü dış mesnette maksimum reaksiyon kuvveti hesaplamak için uygulanan HL-93 Kamyon yüklemesi Şekil 4.18’de olduğu gibi uygulanmıştır.



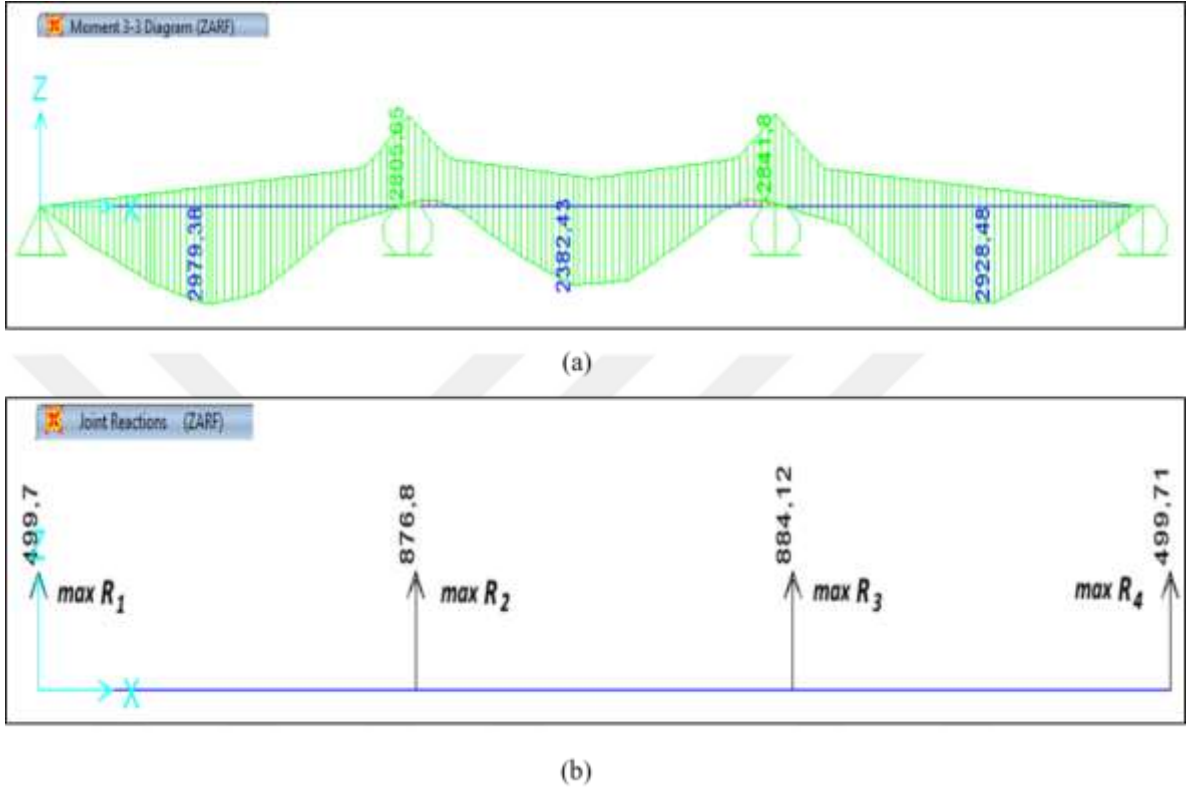
Şekil 4.18. Dördüncü dış mesnette maksimum reaksiyon kuvvetinin hesaplamasında uygulanan HL-93 Kamyon yüklemesi

Dördüncü dış mesnette, maksimum reaksiyon kuvvetini hesaplamak için uygulanan yükleme kombinasyonu aşağıdaki gibidir.

Serit1 → 9.3 kN/m; Yükleme10 → Kamyon

Combo10 → (1) serit1 + (1.33) Yükleme10

Böylece tüm yüklemeler ve yükleme kombinasyonları tamamlanmış olup SAP2000 ile problem çözülümü yapılarak maksimumların maksimumu (ZARF) için moment diyagramı ile reaksiyon kuvvetleri elde edilmektedir (Şekil 4.19).



Şekil 4.19. Üç-açıklıklı 30-30-30 m çelik I-Kiriş köprünün en elverişsiz yüklemeler altında moment ve reaksiyon kuvvetleri (a) Maksimum momentler (b) Maksimum reaksiyon kuvvetleri

Şekil 4.19'da gösterilen analiz ve tasarımda kullanılacak sonuçlar aşağıda özet olarak verilmiştir.

- Açıklık momentleri; birinci açıklıkta $maxM_1 = 2979.38$ kN.m, ikinci açıklıkta $maxM_2 = 2382.43$ kN.m, üçüncü açıklıkta $maxM_3 = 2928.48$ kN.m olarak hesaplanmıştır.
- Mesnet momentleri ise, birinci iç mesnette $maxM_{1i} = -2805.65$ kN.m, ikinci iç mesnette $maxM_{2i} = -2841.80$ kN.m olarak hesaplanmıştır.
- ZARF yüklemesinden elde edilen maksimum mesnet reaksiyonları; $maxR_1 = 499.7$ kN, $maxR_2 = 876.8$ kN, $maxR_3 = 884.12$ kN ve $maxR_4 = 499.71$ kN olarak hesaplanmıştır.

Tesir çizgileriyle analizde, hareketli yük katsayısı LLDF göz önüne alınmadan birinci açıklıkta maksimum moment, $maxM_1 = 2924.7 \text{ kN.m}$ olarak hesaplanmıştır. Burada ise, $maxM_1 = 2979.38 \text{ kN.m}$ olarak, yaklaşık aynı sonuç elde edilmiştir. Sonuç olarak, Çelik I-Kiriş köprülerin analizini tesir çizgileri gibi karmaşık, yorucu ve zaman alıcı hesaplamalarla değil, en elverişsiz yüklemeler altında yapılmasının uygun bir seçim olduğu görülmektedir.

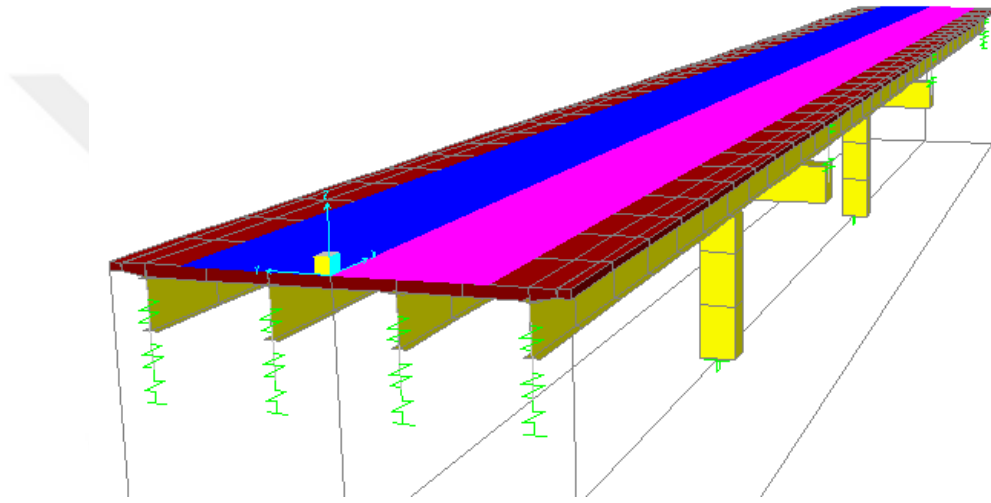
4.2.3. Üç-açıklıklı 30-30-30 m çelik köprünün SAP2000 ve CSiBridge yazılımlarıyla analizi

Çelik köprülerin analizinde SAP2000 ve CSiBridge en yaygın analiz ve tasarım programlardır [35, 41-43]. Bu programlarda 2D ve 3D analizler, sonlu elemanlar yöntemiyle yapılarak kesin sonuçlara ulaşılmaktadır. SAP2000 v14'ten sonra köprü analizi için CSiBridge paket programı ayrı bir modül olarak sunulmuştur. Gerek SAP2000 v14 Bridge'te gerekse CSiBridge paket programında köprü analizi başarılı bir şekilde yapılmaktadır. Bölüm 4.2.1 ve Bölüm 4.2.2'de açıklanan Çizgisel-Kiriş veya SAP2000 tesir çizgisi analizleri gibi karmaşık hesaplamalar ortadan kaldırılmıştır. Bridge paket programlarıyla sadece Çizgisel-Kiriş köprüler değil, eğrisel ve verevli köprülerin de kesin analizleri yapılmaktadır. Ayrıca bu paket programlarla limit durumlarda, yükleme kombinezonlarında, hareketli yük dağıtma katsayılarının hesaplanmasında çok büyük esneklikler sağlanmıştır.

SAP2000 ve CSiBridge paket programlarında analiz ve tasarım yapılırken, araç yükü olarak AASHTO LRFD şartnamesinden HL-93 kamyonu esas alınmıştır. Programda bu kamyon tanımlandığında, otomatik olarak Tandem Kamyonu (HL-93M), Tek Kamyon (HL-93K), maksimum negatif momentler için İki-Kamyon (HL-93S) ve Yorulma Kamyonu (HL-93F) tanımlanmış olmaktadır. Dinamik etki katsayısı da yine varsayılan olarak %33 katsayısıyla katılmaktadır.

Çizgisel-Kiriş yöntemiyle çözümü yapılan üç açıklıklı çelik köprü, tezin bu bölümünde SAP2000 V14.2 de mevcut olan “*Bridge Wizard*” ile analiz edilmiştir. SAP2000 v14'ten sonra köprü analizi için CSiBridge paket programı ayrı bir modül olarak sunulmuştur. Bridge Wizard, köprü modelini üretmede pratiklik sağlamak ve “*Köprü Sihirbazı*” olarak adlandırılmaktadır. Sap2000 Bridge'de önce varsayılan olarak “*Quick Bridge*” altında üç açıklıklı, $3 \times 30 = 90 \text{ m}$ uzunluğunda bir köprü tanımlanmıştır. Köprü doğrusal olduğundan *Yerleşim Çizgileri* uzunluğu da 90 m dir.

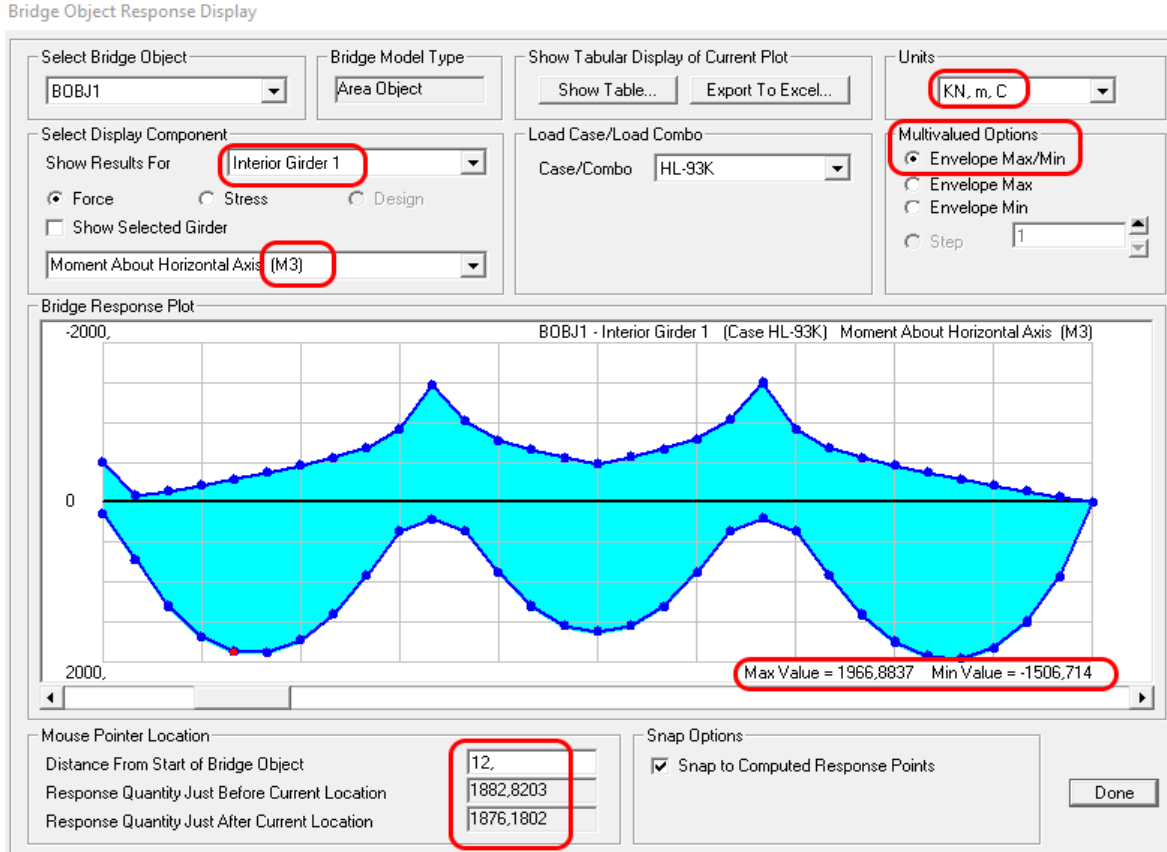
Bu varsayılan köprüde, 2 kenar 2 de ara olmak üzere 4 adet çelik kiriş bulunmaktadır. Yine köprüde *Şerit1* ve *Şerit2* adlı iki yol şeridi varsayılan olarak atanmıştır. Köprü kiriş mesnetlerine, hem kenar hem de orta ayaklar varsayılan olarak “*sabit mesnet*” atanmıştır. Programda, Çizgisel-Kiriş çözümle uyum sağlanması için kenar ve orta ayaklar sırasıyla *Sabit-kayıcı-kayıcı-kayıcı* olarak yeniden ayarlanmıştır. Sabit mesnetlerde U1, U2, U3 *Fixed*, R1, R2, R3 ise *Free* alınmıştır. Kayıcı mesnetlerde de U1, U2 *Fixed*, U3, R1, R2, R3 ise *Free* alınmıştır. Bu şekilde modellenen üç açıklıklı çelik köprü Şekil 4.20’de gösterilmiştir.



Şekil 4.20. Üç-açıklıklı sürekli köprü kirişin SAP2000 Bridge Wizard ile modellenmesi

Bridge Wizard penceresinde, araç olarak Standart HL-93M, HL-93K ve HL-93S araçları atanmıştır. En Elverişsiz Yüklemler altında Çizgisel-Kiriş yöntemiyle çözümde, birinci açıklıkta pozitif hareketli yük momenti; $maxM_1 = 2979.38 \text{ kN.m}$ olarak hesaplanmıştı ancak SAP2000 Bridge çözümünde Şekil 4.21’de görüldüğü gibi bu açıklık için iç kirişte (*Interior Girder 1*) HL-93K araç yüklemeinden, pozitif hareketli yük momenti; $maxM_1 = 1882.82 \text{ kNm}$ olarak elde edilmiştir. HL-93M, HL-93K ve HL-93S yüklemelelerinin kombinezonu için, HL-93MKS şeklinde bir araç sınıfı tanımlanmış ve bunun için de *ZARF Max* değeri yine $maxM_1 = 1882.82 \text{ kNm}$ bulunmuştur. Burada elde edilen, $maxM_1 = 1882.82 \text{ kNm}$ değeri, çelik kompozit köprü’nün 3D çözümünden elde edilen kesin bir sonuçtur. Ayrıca, bu sonuçlar elde edilirken, köprü tasarımı yapılmadığından, limit durumlar ve yükleme kombinezonları göz önüne alınmamıştır.

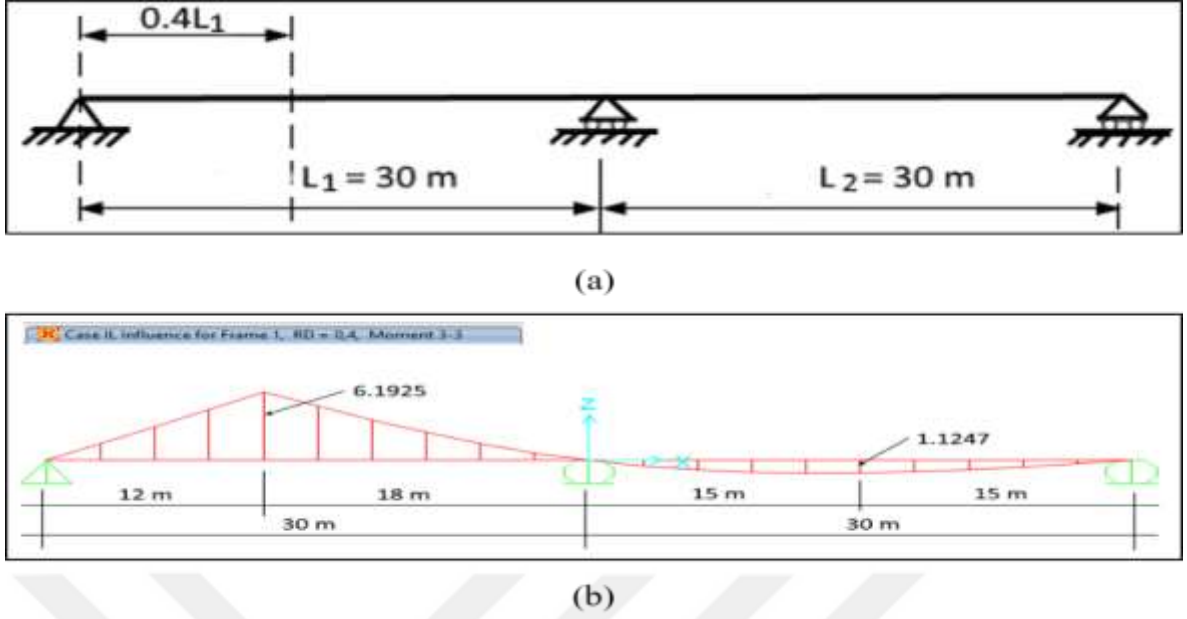
Çizgisel-Kiriş yöntemiyle, SAP2000 Bridge kesin sonuçları karşılaştırıldığında, Çizgisel-Kiriş Momentinin %15 daha büyük olduğu sonucu ortaya çıkmıştır. Momentlerin hesaplanmasında, hareketli yük dağıtma katsayısı LLDF'nin gerçek değerleri kullanıldığında daha hassas sonuçların elde edildiği görülmüştür.



Şekil 4.21. HL-93k araç yüklemesinin SAP2000 Bridge ile hesaplanan hareketli yük momentini

4.2.4. İki-açıklıklı 30-30 m çelik I-Kiriş köprüünün tesir çizgileriyle analizi

İkinci uygulama olarak Şekil 4.22 (a)'da görülen iki açıklıklı sürekli çelik bir köprüünün tesir çizgileri, SAP2000 programında Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle belirlenmiştir. Sürekli kirişin SAP2000 programı ile çözümü yapılmış, tesir çizgileri elde edilmiş ve her açıklıktaki birim yükleme için ordinat değerleri Şekil 4.22 (b)'de gösterilmiştir.



Şekil 4.22. İki-açıklıklı sürekli köprü (a) Örnek köprü (b) Köprünün SAP2000 ile tesir çizgisi ordinatları

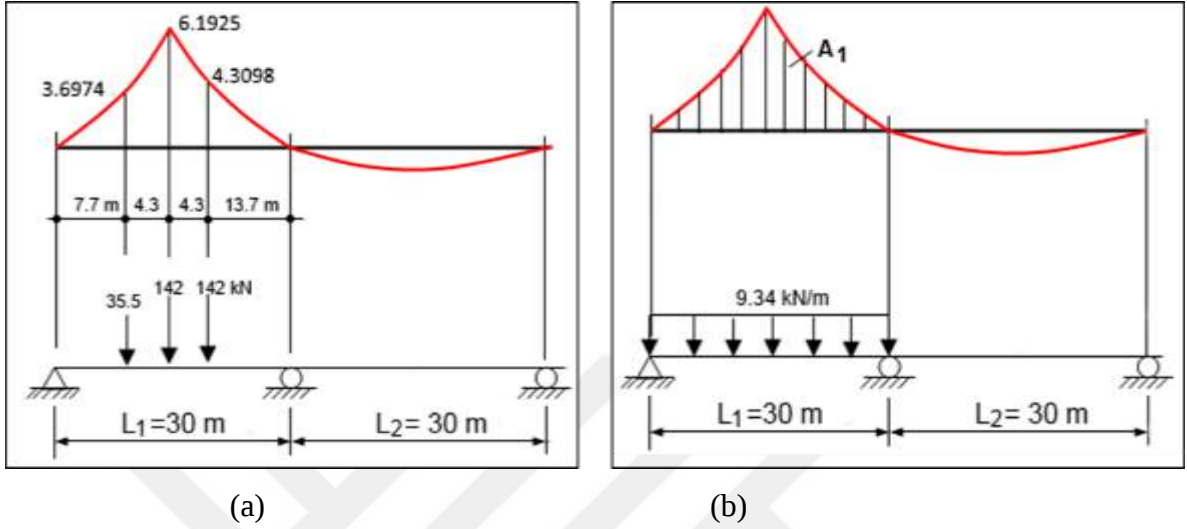
Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analizde, birim yük birinci açıklıkta $0.4L_1$ mesafesine uygulanarak eğilme momenti için tesir çizgisi ordinatları belirlenmiştir. Elde edilen tesir çizgilerinin yine eğrisel olduğunu görülmektedir. Şekil 4.22 (b)'de verilen tesir çizgisi ordinat değerleri her açıklık için Tablo 4.9'da verilmiş olup tesir çizgisi ordinat değerlerinin doğrusal değişim göstermediği görülmektedir.

Tablo 4.9. Sürekli köprü kirişin SAP2000 programı ile hesaplanan tesir çizgisi ordinat değerleri

1. Açıklık			2. Açıklık		
Konum	Uzaklık (m)	Tesir Çizgisi (KN-m)	Konum	Uzaklık (m)	Tesir Çizgisi (KN-m)
1	0	0.000	12	30	0.000
2	3	1.503	13	33	0.687
3	6	3.024	14	36	1.536
4	9	4.581	15	39	2.529
5	12	6.192	16	42	3.648
6	15	4.875	17	45	4.875
7	18	3.648	18	48	6.192
8	21	2.529	19	51	4.581
9	24	1.536	20	54	3.024
10	27	0.687	21	57	1.503
11	30	0.000	22	60	0.000

Tesir çizgisinin ordinatı, belirli ordinat noktasına uygulanan bir birim yükün belirli konumdaki tepkisini göstermektedir [21]. Tekil bir hareketli yük, yani teker yükü, o

noktaya uygulandığında; teker yükünün büyüklüğü tesir çizgisinin ordinatıyla çarpılır. Bu işlem AASHTO LRFD-93 tasarım hareketli yükü için Şekil 4.23’de gösterildiği gibi çizilmiştir. Şerit yükü, tesir çizgisi ordinatının pozitif olduğu birinci açıklığa yerleştirilmiştir.



Şekil 4.23. İki-açıklıklı sürekli kirişte 0.4L1 de tesir çizgisine HL-93 hareketli yükünün uygulanması (a) Tasarım kamyon yükü (b) Tasarım şerit yükü

HL-93 tasarım kamyonunun orta teker yükü, birinci açıklıkta tesir çizgisinin dönüm noktasına ($0.4L_1 = 12$ m koordinatına) yerleştirilmiştir. Tesir çizgisinin ordinatları, genellikle açıklığın onda bir noktalarında verilmektedir. Şekil 4.23’deki yüklemelerde SAP2000 programı da ordinatları onda bir noktalarda vermiş, açıklık 10 dilime bölünmüştür. Tasarım kamyonunun ön ve arka dingil yükleri, dilimlerin ordinatı üzerine gelmediğinden, tesir çizgisi için MS-EXCEL ’de iki adet fonksiyon belirlenmiştir.

Birinci açıklık tesir çizgisinin sol tarafı için Eş. 4.19’da yer verilen fonksiyon belirlenmiştir.

$$f(x_1) = 0.002x^2 + 0.4914x + 0.0036 \quad (4.19)$$

Birinci açıklık tesir çizgisinin sağ tarafı için ise Eş. 4.20’de yer verilen fonksiyon belirlenmiştir.

$$f(x_2) = 0.007x^2 + 0.22x - 0.018 \quad (4.20)$$

Bu fonksiyonlarda korelasyon katsayısı 1'dir. Ön teker ordinatı $f(x_1)$ 'den, arka teker ordinatı ise $f(x_2)$ 'de hesaplanır:

$$f(7.7) = 0.002(7.7)^2 + 0.4914(7.7) + 0.0036 = 3.697$$

$$f(13.7) = 0.007(13.7)^2 + 0.22(13.7) - 0.018 = 4.3098$$

Şerit yükünün etkisini hesaplamak için tesir çizgisi altındaki alan hesabına gerek duyulmaktadır. Tesir çizgisinin $f(x_1)$ ve $f(x_2)$ eğrisel alanlarının integrasyonu ile toplam alanı da Eş. 4.21 ile hesaplanmıştır.

$$I = \int_0^{12} (0.002x^2 + 0.4914x + 0.0036)dx + \int_0^{18} (0.007x^2 + 0.22x - 0.018)dx = 85.5 \text{ m}^2 \quad (4.21)$$

Çizgisel-Kiriş köprü kirişlerinde dinamik yük katsayısı (impact factör) $IM=1,33$ olarak verilmiş ve sadece kamyon (Truck) yüküne uygulanmıştır. Tesir çizgileri bir boyutlu (1D) Çizgisel-Kirişlere uygulandığından, enine hareketli yük etkileri, çok şeritli hareketli yük dağıtma katsayısı $LLDF$ uygulanarak hesaplanmıştır. Bu problemde, Çizgisel-Kiriş ve bir yüklü şerit için $LLDF = 0.813$ katsayısı verilmiştir [39]. HL-93 yüklemesinden dolayı $0.4L_1 = 12 \text{ m}$ de oluşan pozitif hareketli yük momenti Eş. 4.22 ile hesaplanmaktadır.

$$M = (LLDF)(IM)[\Sigma(Dingil \text{ Y\ddot{u}k\ddot{u}})(Ordinat)] + (LLDF)[(\ddot{U}niform \text{ Y\ddot{u}k})(Alan)] \quad (4.22)$$

Sonuç olarak, birinci açıklıkta pozitif hareketli yük momenti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$M = (0.813)(1.33)[35.5 * 3.6974 + 142 * 6.192 + 142 * 4.3098] + (0.813)[(9.34)(85.5)] = 2403.64 \text{ kNm}$$

Hareketli yük dağıtma katsayısı $LLDF$ göz önüne alınmadığında ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$M = (1.33)[35.5 * 3.6974 + 142 * 6.192 + 142 * 4.3098] + (9.34 * 85.5) \\ = 2956.5 \text{ kNm}$$

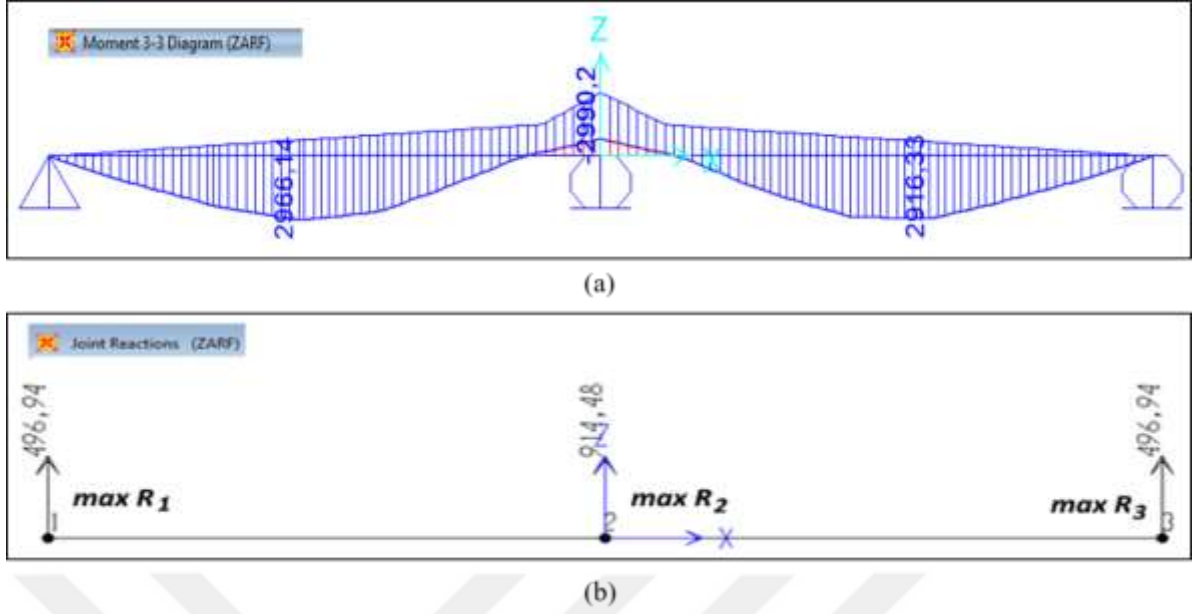
4.2.5. İki-açıklıklı 30-30 m çelik I-Kiriş köprüünün en elverişsiz yüklemelerle analizi

Bölüm 4.2.2’de üç açıklıklı çelik I-Kiriş köprüünün en elverişsiz yüklemeler altında yapılan çözüm işlem adımları, bu sistem üzerinde benzer şekilde uygulanmıştır. AASHTO HL-93 araç yükünün bileşenleri olan, *kamyon (Truck)*, *Tandem* ve *Şerit yükleri* tekrar sisteme etki ettirilerek maksimum etkiler *ZARF* olarak hesaplanmıştır.

İki açıklıklı Çelik I-Kiriş köprüünün SAP2000 de tanımlanması, en elverişsiz yüklemeleri ve kombinasyonları aşağıda açıklanmıştır:

- Çelik I-Kiriş köprüde yüklemeler ve yükleme kombinasyonları için, *serit1*, *serit2* ve *serit3* olmak üzere üç adet düzgün yayılı yük tanımlanmıştır.
- Tasarım kamyonları ve tandem yükleri için, *yukleme1*, *yukleme2*,..., *yukleme7* olmak üzere yedi adet yük tanımlanmıştır.
- Şerit ve yüklemeleri içeren, *combo1*, *combo2*,..., *combo7* olmak üzere yedi adet kombinasyon tanımlanmıştır.
- Maksimumların maksimumunu elde etmek üzere, tüm kombinasyonları içeren, $ZARF = combo1 + combo2 +, ..., + combo7$ tanımlanmıştır.

Bu tanımlamalar altında SAP2000 programı ile problem çözülür. Maksimumların maksimumu (Envelope) için moment diyagramı ile reaksiyon kuvvetleri Şekil 4.24’de görüldüğü gibi elde edilmiştir.



Şekil 4.24. İki-açıklıklı 30-30 m çelik I-Kiriş köprüünün en elverişsiz yüklemeler altında moment ve reaksiyon kuvvetleri (a) Maksimum momentler (b) Maksimum reaksiyon kuvvetleri

Şekil 4.24’de gösterilen analiz ve tasarımda kullanılacak sonuçlar aşağıda özet olarak verilmiştir.

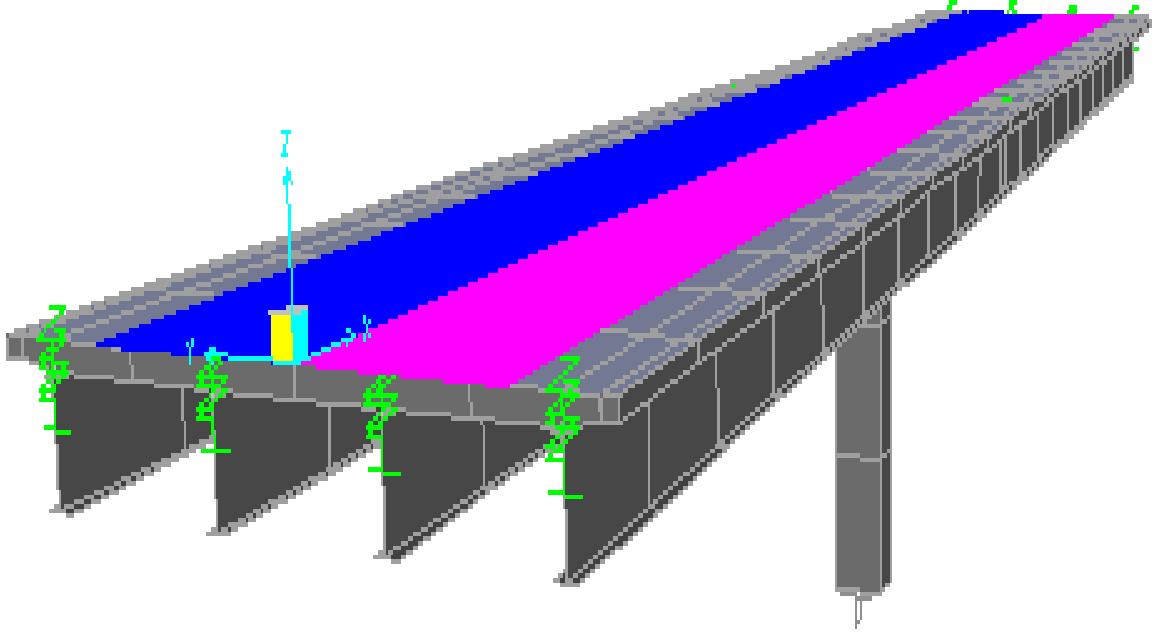
- Açıklık momentleri, birinci açıklıkta $maxM_1 = 2966.14$ kN.m, ikinci açıklıkta $maxM_2 = 2916.33$ kN.m olarak hesaplanmıştır.
- Mesnet momentleri ise, iç mesnette $maxM_i = -2990.2$ kN.m olarak hesaplanmıştır.
- ZARF yüklemesinden elde edilen maksimum mesnet reaksiyonları; $maxR_1 = 496.94$ kN, $maxR_2 = 914.48$ kN ve $maxR_3 = 496.94$ kN olarak hesaplanmıştır.

Tesir çizgileriyle analizde, hareketli yük katsayısı LLDF göz önüne alınmadan birinci açıklıkta maksimum moment, $maxM_1 = 2956.5$ kN.m olarak hesaplanmıştır. Burada ise, $maxM_1 = 2966.14$ kN.m olarak, hemen hemen aynı sonuç elde edilmiştir.

4.2.6. İki-açıklıklı 30-30 m çelik köprüünün SAP2000 ve CsiBridge yazılımlarıyla analizi

Çizgisel-Kiriş yöntemiyle çözümü yapılan iki açıklıklı çelik köprü, burada SAP2000 V14.2 de mevcut olan “Bridge Wizard” ile tekrar analiz edilmiştir. Sap2000 Bridge’de daha önce varsayılan olarak “Quick Bridge” altında iki açıklıklı, $2 \times 30 = 60$

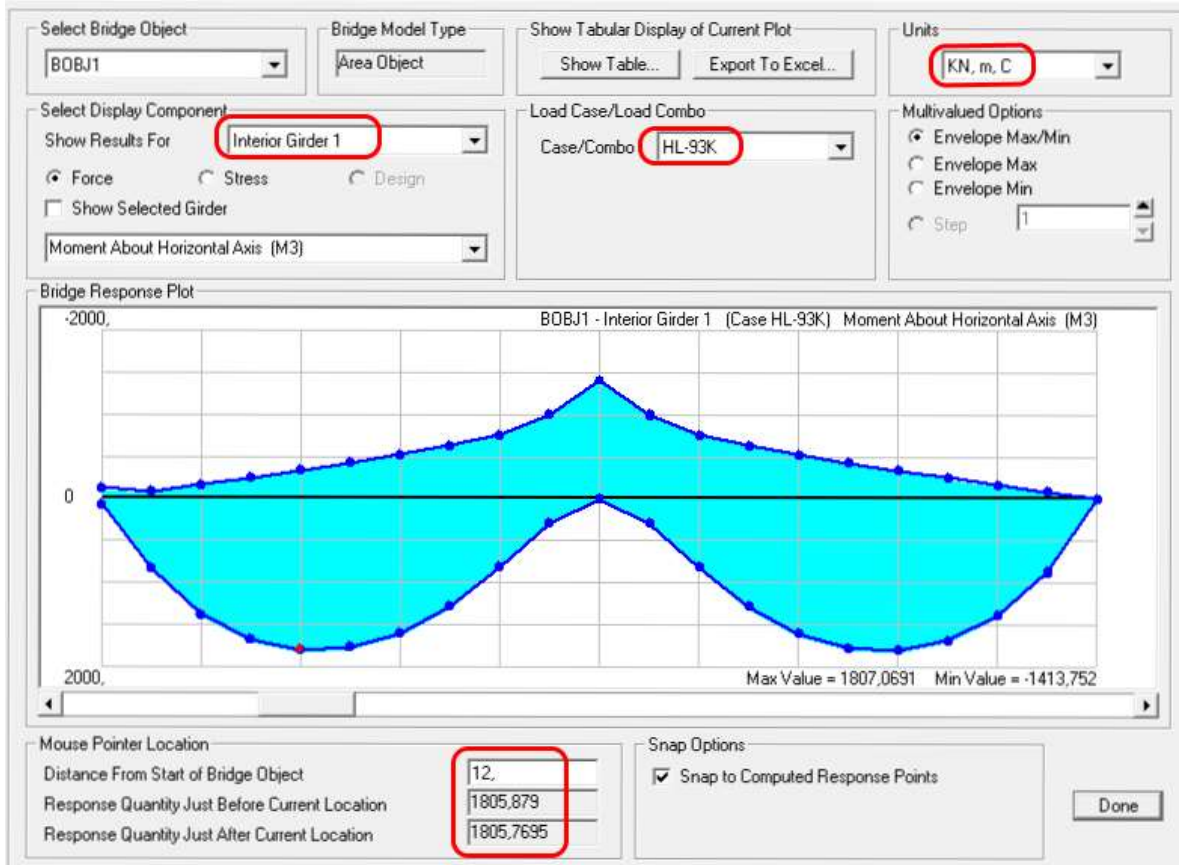
m uzunluğunda bir köprü tanımlanmıştır. Köprü doğrusal olduğundan *Yerleşim Çizgileri* uzunluğu da 60 m dir. Bu varsayılan köprüde, 2 kenar 2 de ara olmak üzere 4 adet çelik kiriş bulunmaktadır. Yine köprüde *Lane1* ve *Lane2* adlı iki yol şeridi varsayılan olarak atanmıştır. Modellenen iki açıklıklı çelik köprü Şekil 4.25’de gösterilmiştir.



Şekil 4.25. İki-açıklıklı sürekli köprü kirişin SAP2000 Bridge Wizard ile modellenmesi

Çizgisel-Kiriş yöntemiyle çözümde, birinci açıklıkta (HL-93K+Şerit Yüğü) için pozitif hareketli yük momenti; $M = 2403.64$ kNm olarak hesaplanmıştı ancak SAP2000 Bridge çözümünde, Şekil 4.26’da görüldüğü üzere bu açıklık için iç kirişte HL-93K araç yüklemesinden, pozitif hareketli yük momenti; $M = 1805.8$ kNm olarak elde edilmiştir. Burada elde edilen, $M = 1805.8$ kNm değeri, çelik kompozit köprü’nün 3D çözümünden elde edilen kesin bir sonuçtur.

Çizgisel-Kiriş yöntemiyle, SAP2000 Bridge kesin sonuçları karşılaştırıldığında, Çizgisel-Kiriş Momentinin %25 daha büyük olduğu sonucu ortaya çıkmıştır. Bu sonuç, hareketli yük dağıtma katsayısı LLDF’nin 0.813 olarak alınmasından kaynaklanmakta ve dolayısıyla hassasiyetten uzaklaşmaktadır.

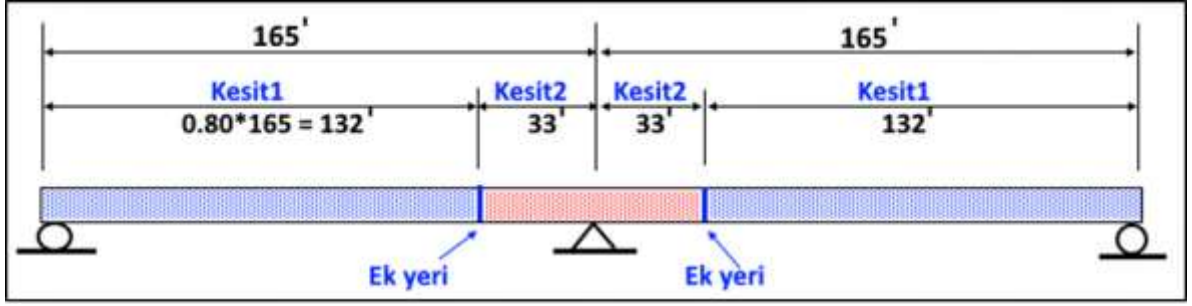


Şekil 4.26. HL-93K araç yüklemesinin SAP2000 Bridge ile hesaplanan hareketli yük momenti

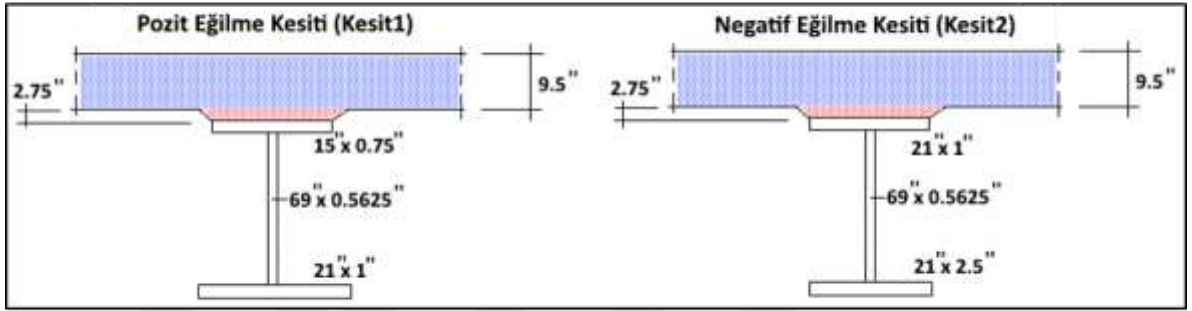
4.2.7. İki-açıklıklı 165-165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün analizi

Sürekli kompozit I-Kiriş köprü, 165 ft iki eşit açıklıklı ve üstyapı genişliği 42 ft olan bir sistemdir [21]. Kaynak [21] de analiz ve tasarımı yapılan bu köprü 3 şeritli olarak incelenmiştir. Açıklıklar nonprizmatik olarak göz önüne alınmış; açıklıkta ve mesnet bölgesinde farklı kesitler kullanılmıştır. Şekil 4.27’de görüldüğü gibi, moment sıfır noktaları arasında ($0.80 \times 165 = 132$ ft), negatif eğilmede *Kesit2* kullanılmıştır.

Betonarme döşeme tabliyesi (*Deck*), 9.5 inch kalınlığında, çelik kirişler üzerindeki tipik *Guseler* ise 2.75 inch kalınlığında teşkil edilmiştir. Beton bariyerlerin ağırlığı $DC2 = 0.640$ kip/ft ve asfalt yüzey kaplamasının (yüzey aşınma tabakasının) ağırlığı ise $DW = 0.060$ kip/ft² olup aynı zamanda kompozit ölü yük olarak uygulanmıştır.



(a)



(b)

Şekil 4.27. İki-açıklıklı 165-165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprü (a) Köprünün boy kesiti (b) Köprünün kiriş en kesitleri

Köprünün yük hesapları

DC ölü yükleri aşağıdaki bileşenleri kapsamaktadır.

- Çelik kiriş öz ağırlığı (DC1),
- Beton tabliye öz ağırlığı (DC1),
- Guse öz ağırlığı (DC1) ve
- Bariyer duvarların ağırlığı (DC2)'dir.

DW ölü yükleri ise yüzey kaplaması (aşınma tabakası) ağırlığını (DW) içermektedir. Buna göre tez kapsamında hesaplanan ölü yükler Tablo 4.10'da verilmiştir.

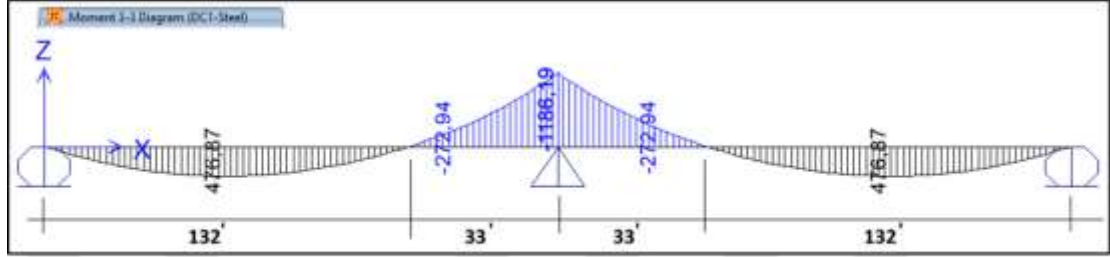
Tablo 4.10. İki-açıklıklı 165-165 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüde ölü yük hesaplamaları

Ölü Yük Hesaplamaları	Çelik Kiriş Öz Ağırlığı (DC1) (Çeşitli çelik işleri için %15 eklenir)	Kesit1 (Pozitif Eğilme); $A = (15'')(3/4'') + (69'')(9/16'') + (21'')(1'') = 71.06 \text{ in}^2$ Her kiriş için: $W_{kesit1} = 71.06 \text{ in}^2 \left(\frac{490 \text{ pcf}}{(12 \text{ in/ft})^2} \right) (1.15) = 278.1 \frac{\text{Lb}}{\text{ft}}$ Kesit2 (Negatif Eğilme); $A = (21'')(1'') + (69'')(9/16'') + (21'')(2 - 1/2'') = 112.3 \text{ in}^2$ Her kiriş için: $W_{kesit2} = 112.3 \text{ in}^2 \left(\frac{490 \text{ pcf}}{(12 \text{ in/ft})^2} \right) (1.15) = 439.5 \frac{\text{Lb}}{\text{ft}}$
	Tabliye Öz Ağırlığı (DC1)	Her kiriş için: $W_{tabliye} = (9.5'')(144'') \left(\frac{150 \text{ pcf}}{(12 \text{ in/ft})^2} \right) = 1425 \frac{\text{Lb}}{\text{ft}}$
	Guse Öz Ağırlığı (DC1)	Başlığın ortalama genişliği: $\left(\frac{21''(66') + 15''(264')}{66' + 264'} \right) = 16.2''$ Guse'nin ortalama genişliği: $(1/2)[(16.2'' + (2)(9'')) + 16.2''] = 25.2''$ Her kiriş için: $W_{guse} = \left(\frac{(2'')(25.2'')}{(12 \frac{\text{in}}{\text{ft}})^2} \right) (150 \text{ pcf}) = 52.5 \frac{\text{Lb}}{\text{ft}}$
	Bariyer Duvarları (DC2)	Her kiriş için: $W_{bariyer} = \left(\frac{(2 \text{ bariyer})(640 \text{ plf})}{4 \text{ Kiriş}} \right) = 320 \frac{\text{Lb}}{\text{ft}}$
	Yüzey Kaplaması (DW)	Her kiriş için: $W_{fws} = \left(\frac{(39')(60 \text{ plf})}{4 \text{ Kiriş}} \right) = 585 \frac{\text{Lb}}{\text{ft}}$

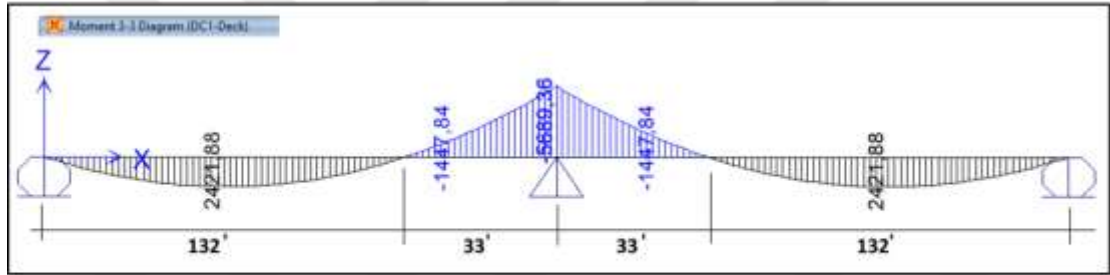
SAP2000'de modelleme ve hesaplamalar

SAP2000 programında iki açıklıklı sürekli *Çizgisel-Kiriş* tanımlanmıştır. Açıklıklar prizmatik olmadığından, *Kesit1* ve *Kesit2* tanımı yapılarak atamalar yapılmış ve prizmatik olmayan açıklıklar elde edilmiştir. Eleman öz ağırlıkları hesaplanmış olduğundan, SAP2000'de "*Load Patterns...*" altında ölü yük katsayısı sıfır alınmıştır.

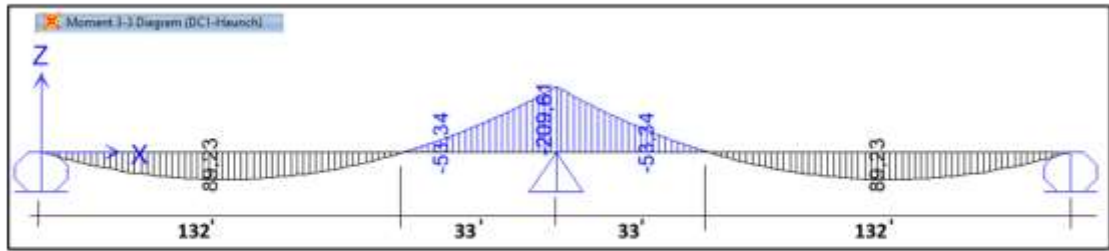
DC1-çelik kiriş yüklemesinde, 132 ft uzunluklu iki çubuğa $W_{kesit1} = 278.1 \text{ lb/ft}$ üniform yayılı yük, 33 ft uzunluklu diğer iki çubuğa da $W_{kesit2} = 439.5 \text{ lb/ft}$ üniform yayılı yük atanmıştır. Hesaplanan DC ve DW sabit yükleri altında moment diyagramları (Şekil 4.28 ve Şekil 4.29) elde edilerek, Kaynak [21] çalışma sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.



(a)



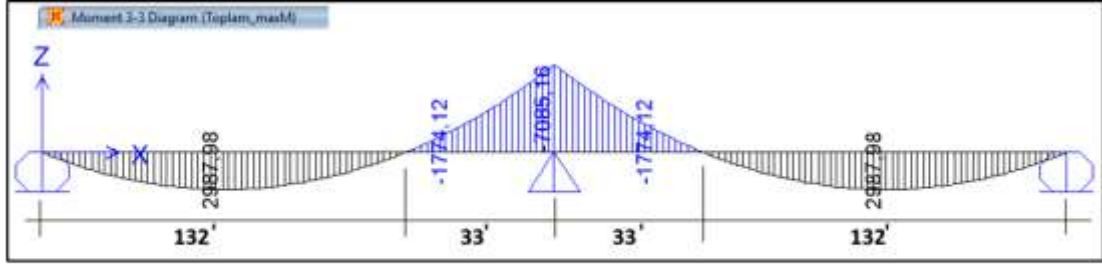
(b)



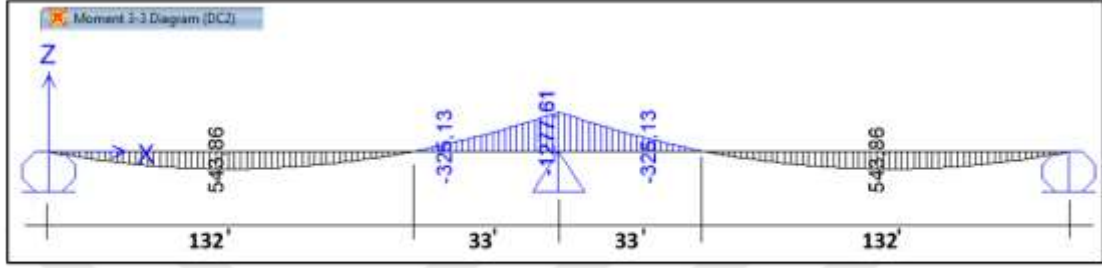
(c)

Şekil 4.28. DC1 ölü yükleri altında moment diyagramları (a) DC1-çelik kiriş (b) DC1-Deck (c) DC1-Haunch

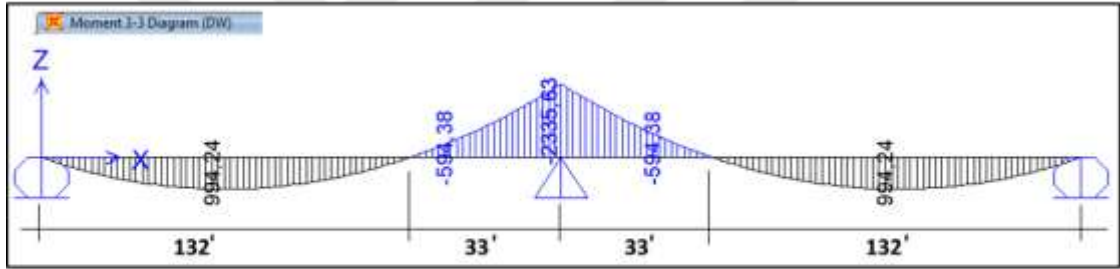
Şekil 4.28’de DC1 için elde edilen sonuçlar, Kaynak [21] çalışmada DC1-toplam olarak süperpoze edilmiştir. Tez çalışması kapsamında da, bu üç yükleme durumu için yükleme kombinasyonları “*Linear Add*” ile tanımlanarak *Toplam_MaxM* diyagramı elde edilmiştir (Şekil 4.29 (a)).



(a)



(b)



(c)

Şekil 4.29. Ölü yük moment diyagramları (a) DC1-toplam_maxM diyagramı (b) Bariyer DC2 moment diyagramı (c) Yüzey kaplaması DW moment diyagramı

Tüm bu moment diyagramlarının sonuçları Tablo 4.11’de verilmiş ve bu sonuçlar, Kaynak [21] sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Burada hesaplanan maksimum momentlerin (tasarım için karakteristik giriş momentleri) orijinal değerlerle yaklaşık aynı olduğu açıkça görülmektedir.

Tablo 4.11. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprüünün sabit yükler altında maksimum momentleri

Ölü yüklemeler	Max (+) Moment [kip-ft] (58,7 ft ve 271,3 ft de)		Max (-) Moment [kip-ft] (Mesnette:165 ft de)	
	[21]	Bu çalışma	[21]	Bu çalışma
DC1-Steel	475.00	476.87	-1189.00	-1186.19
DC1-Deck	2415.00	2421.88	-5708.00	-5689.36
DC1-Haunch	89.00	89.23	-210.00	-209.61
DC1-Toplam	2979.00	2987.98	-7107.00	-7085.16
DC2	553.00	543.86	-1251.00	-1277.61
Σ DC = DC1 + DC2	3532	3531.84	-8358	-8362.77
DW	1011.00	994.24	-2286.00	-2335.63

Hareketli yük hesaplamaları

Haraketli yük hesaplamalarında, AASHTO LRFD şartnamesinde tanımlanan HL-93 tasarım aracının hareketli yük durumları göz önüne alınmıştır. Bunlar;

- Şerit yüklemesi etkisiyle birleştirilen bir tasarım Tandem'in etkisi:
 $Tandem + Şerit \rightarrow HL - 93M$
- Değişken dingil açıklıklı bir tasarım kamyonunun şerit yükü etkisiyle birleştirilmesinden meydana gelen etki:
 $Kamyon + Şerit \rightarrow HL - 93K$
- Sadece, moment değişim noktaları arasındaki (contraflexure points) negatif momentler için; Kamyon-Katar (Truck-Train) etkisinin %90'ının, şerit yükü etkisinin %90'ı ile birleşimi:
 $(Kamyon - Katar) * 0.90 + (Şerit) * 0.90 \rightarrow HL - 93S$
Moment sıfır noktaları, köprüünün sol ucundan olmak üzere, 132 ft ve 198 ft ek yerleri olarak alınır.
- Yorulma yüklemesi için kullanılan araç, *HL-93F* olup, arka dingiller arası 30 ft sabit alınır.

Tez kapsamında, hareketli yük hesaplamaları SAP2000'de *Çizgisel-Kiriş* analiz kullanılarak gerçekleştirilmiştir. İki kirişe, şerit genişliği sıfır olan *varsayılan* bir şerit

atanmıştır. HL-93 araçları olan *HL-93M*, *HL-93K*, *HL-93S* ve *HL-93F* araçları SAP2000’de otomatik olarak atanmıştır. Analiz yapıldıktan sonra, bu kamyonlardan *HL-93S* kamyonu için kesit tesirleri elde edilmemektedir. *HL-93S* kamyonunun yarattığı maksimum negatif momenti elde etmek için, dinamik etki katsayıları da katılarak Eş. 4.23 ile kombinasyon tanımlanır.

$$1.33 * [(Kamyon - Katar) * 0.90] + 1 * [(Şerit) * 0.90] \quad (4.23)$$

Kamyon ve Tandem yüklerine dinamik etki katsayısı 1.33 olarak, yorulma yüklerine ise 1.15 olarak uygulanmıştır. Araç hareketli yükleri altında elde edilen maksimum pozitif ve negatif momentler Tablo 4.12’de görüldüğü üzere tez kapsamında hesaplanan değerler [21]’deki sonuçlarla birlikte verilmiştir. Görülmektedir ki, *HL-93M* ve *HL-93K* için hesaplanan değerlerde hata oranı oldukça azdır.

Tablo 4.12. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün hareketli yükler altında maksimum momentleri

Hareketli yükler	Max (+) Moment [kip-ft] (73,3 ft ve 256 ft de)		Max (-) Moment [kip-ft] (Mesnette:165 ft de)		En Elverişsiz Yüklemede	
					maxM(+)	maxM(-)
	[21]	Bu çalışma	[21]	Bu çalışma	Bu çalışma	
HL-93M	3725.00	3716.78	-3737.00	-3797.71	3629.46	-3786.18
HL-93K	4396.00	4395.55	-4261.00	-4323.09	4320.64	-4305.13
HL-93S	N/A	-	-5317.00	-4789.13	-	-4789.14
Yorulma	2327.00	2181.86	-1095.00	-1483.61	-	-

Yukarıda elde edilen, HL-93 araç yükünün yarattığı hareketli yük momentleri *tesir çizgisi* analiziyle de doğrulanmıştır. Bu hesaplamalar aşağıdaki gibi hesaplanmış ve tablo 4.13’de verilmiştir.

Açıklıkta hesaplamalar:

$$\text{Tandem:} \quad 25 * (30.5056) + 25 * (30.7276) = 1530.83 \text{ kip. ft}$$

$$\text{Kamyon:} \quad 8 * (25.9562) + 32 * (30.5056) + 32 * (26.1694) = 2021.25 \text{ kip. ft}$$

$$\text{Şerit:} \quad 0.64 * (2465.361) = 1577.83 \text{ kip. ft}$$

$$(IM)(Tandem) + Şerit = (1.33)(1530.83) + 1577.83 = 3613.83 \text{ kip. ft}$$

$$(IM)(Kamyon) + Şerit = (1.33)(2021.25) + 1577.83 = 4266.1 \text{ kip. ft}$$

Mesnette hesaplamalar:

$$\text{Tandem: } 25 * (17.397) + 25 * (17.7488) = 878.645 \text{ kip.ft}$$

$$1\text{-Kamyon: } 8 * (15.5391) + 32 * (17.397) + 32 * (18.2441) = 1264.828 \text{ kip.ft}$$

$$2\text{-Kamyon: } 8 * (15.5391) + 32 * (17.397) + 32 * (18.2441) + 8 * (17.932) + 32 * (18.2441) + 32 * (17.397) = 2548.8 \text{ kip.ft}$$

$$\text{Şerit: } 0.64 * (3980.24) = 2547.4 \text{ kip.ft}$$

$$(IM)(Tandem) + \text{Şerit} = (1.33)(878.645) + 2547.4 = 3716 \text{ kip.ft}$$

$$(IM)(1 - Kamyon) + \text{Şerit} = (1.33)(1264.828) + 2547.4 = 4229.6 \text{ kip.ft}$$

$$0.90 * [(IM)(2 - Kamyon) + \text{Şerit}] = 0.90 * [(1.33)(2548.8) + 2547.4] \\ = 5343.6 \text{ kip.ft}$$

Tablo 4.13. İki-açıklıklı 165-165 ft Çelik I-Kiriş köprü'nün tesir çizgisi analiziyle maksimum momentleri

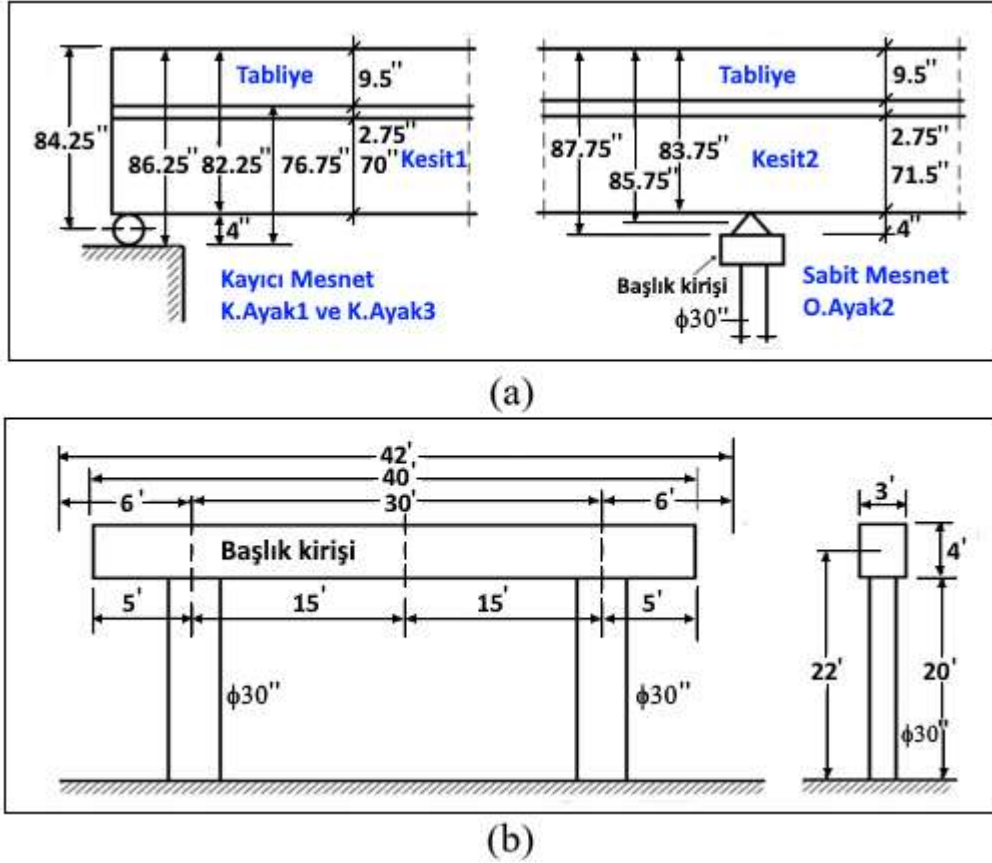
Hareketli yükler	Max (+) Moment [kip-ft] (73,3 ft ve 256 ft de)		Max (-) Moment [kip-ft] (Mesnette:165 ft de)	
	[21]	Tesir çizgisi	[21]	Tesir çizgisi
HL-93M	3725.00	3613.00	-3737.00	-3716.00
HL-93K	4396.00	4266.10	-4261.00	-4229.60
HL-93S	N/A	-	-5317.00	-5343.60
Yorulma	2327.00	2068.50	-	-

Tüm bu hesaplamalar sonucunda; tesir çizgisi analizinden yola çıkılarak SAP2000'den elde edilen momentlerin kabul edilebilir olduğu ve tasarımda kullanılabileceği ortaya çıkmıştır.

4.2.8. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik köprü'nün CSiBridge yazılımıyla analizi

Çizgisel-Kiriş ve tesir çizgileri yöntemleriyle çözümü yapılan iki açıklıklı çelik köprü, bu bölümde CSiBridge programında mevcut olan “Bridge Wizard” “Köprü Sihirbazı” altında tasarlanarak tekrar analiz edilmiştir. Köprü doğrusal olduğundan Yerleşim Çizgileri uzunluğu da 330 ft'tir. Köprüde, 2 kenar 2 de ara olmak üzere 4 adet çelik kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Yine köprüde Lane1, Lane2 ve Lane3 adlı üç yol şeridi tanımlanmış ve atanmıştır. Çizgisel-Kiriş analizde olduğu gibi, burada da 2 farklı kesitle nonprizmatik açıklıklar yaratılmıştır. Kenar ayaklar K.Ayak1 ve K.Ayak3 hareketli, orta ayak O.Ayak2 sabit alınmıştır. Kenar ve orta ayaklar

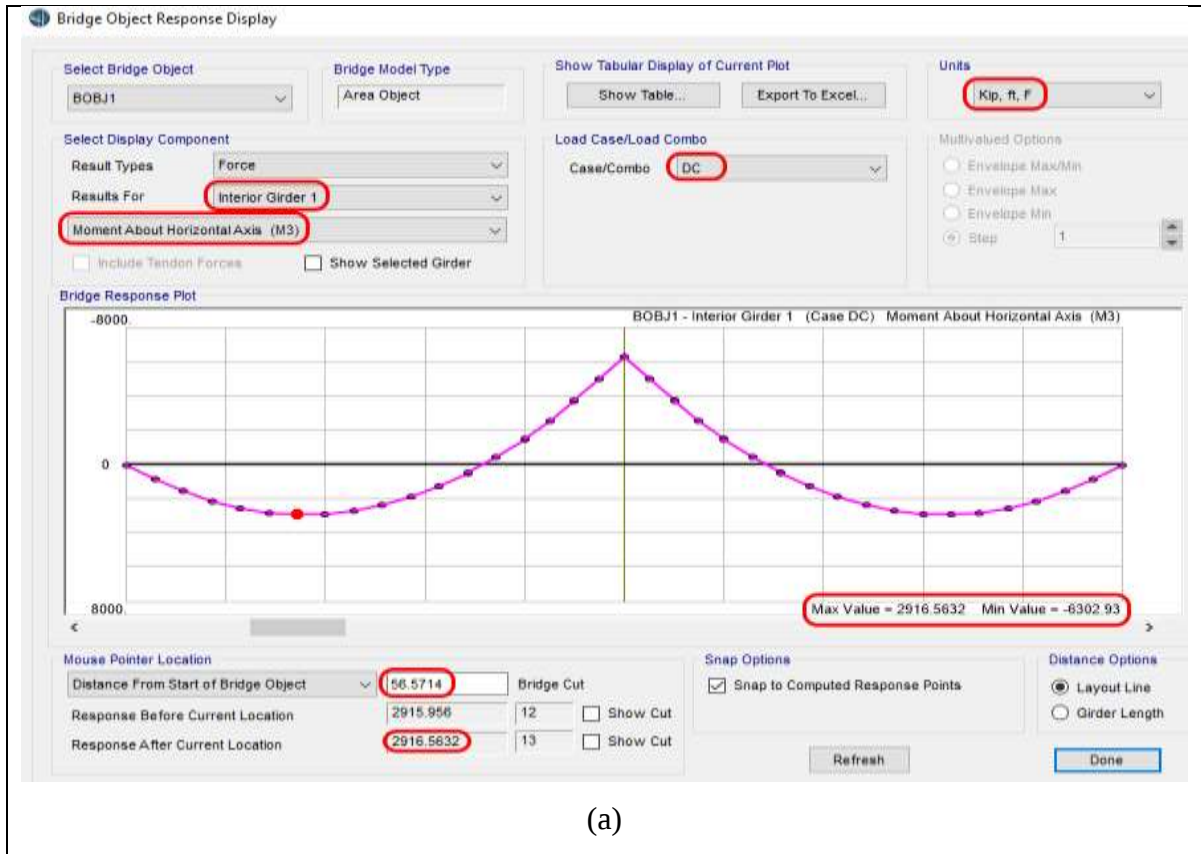
pratikteki uygulamalara yönelik olarak Şekil 4.30'da olduğu gibi tasarlanmıştır. "Bridge Objects Abutments-Bent Assignments" penceresinde değerler atanırken Şekil 4.30 (a)'daki değerler girilmiş, O.Ayak2'nin olduğu aksta köprü enkesiti Şekil 4.30 (b)'de olduğu gibi boyutlandırılmıştır. Sabit mesnet altına 40 ft uzunluğunda betonarme kiriş (Bent cap) yerleştirilmiştir. Bu enkesitte köprüyü, çapı 30 inch olan iki adet betonarme kolon taşınmaktadır.

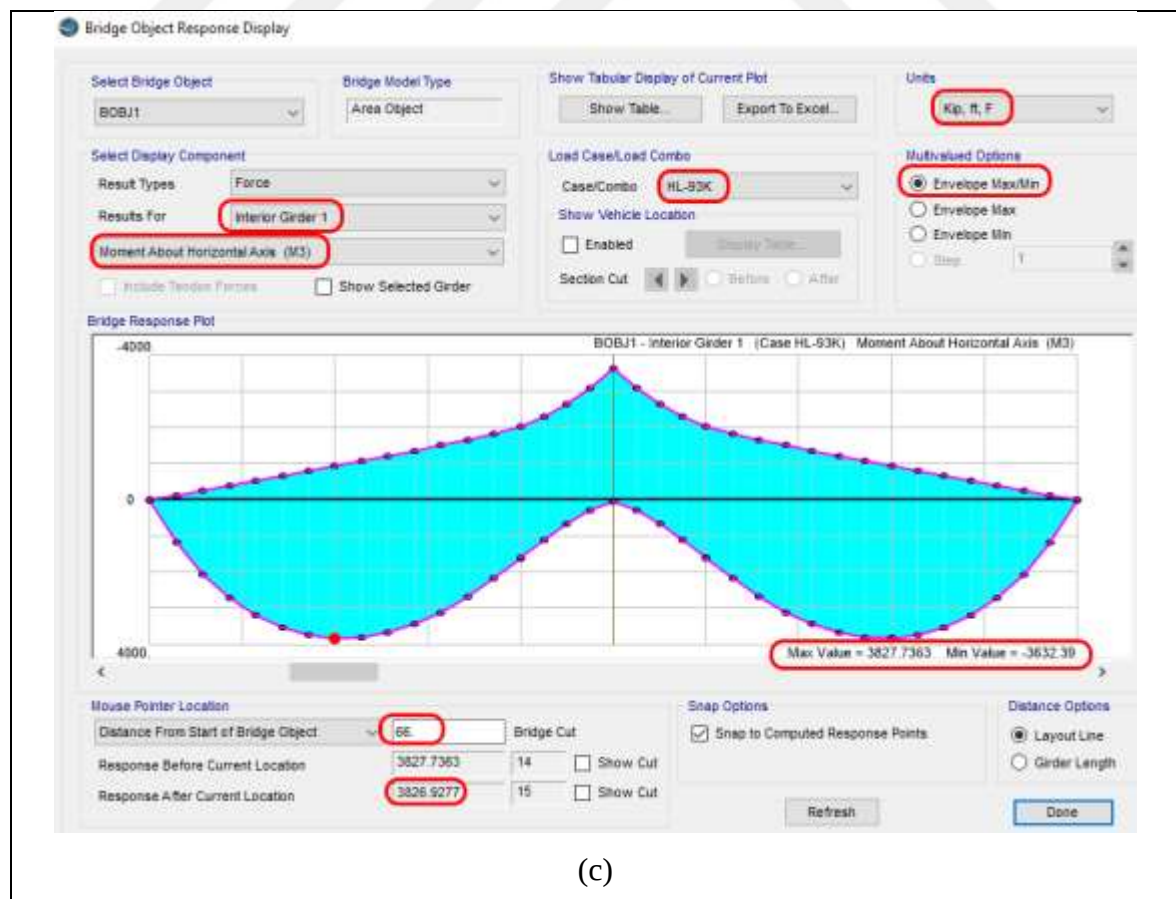
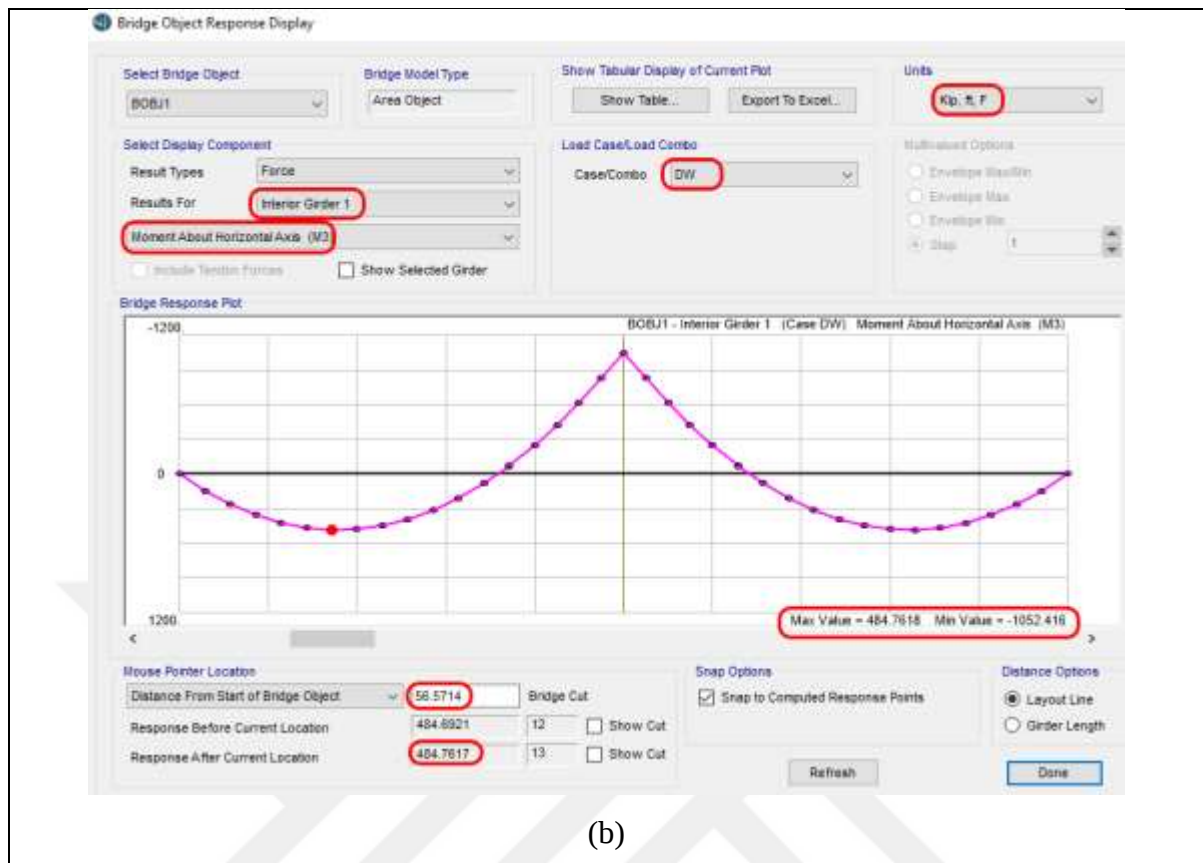


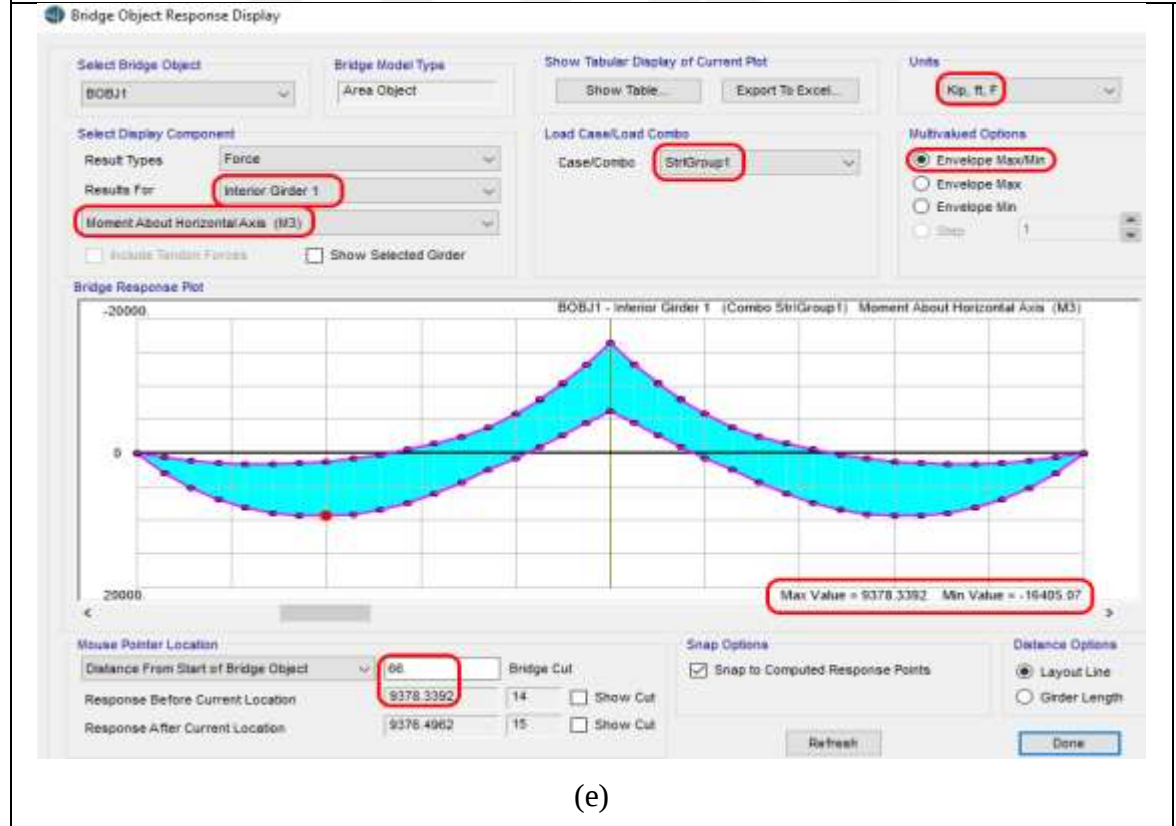
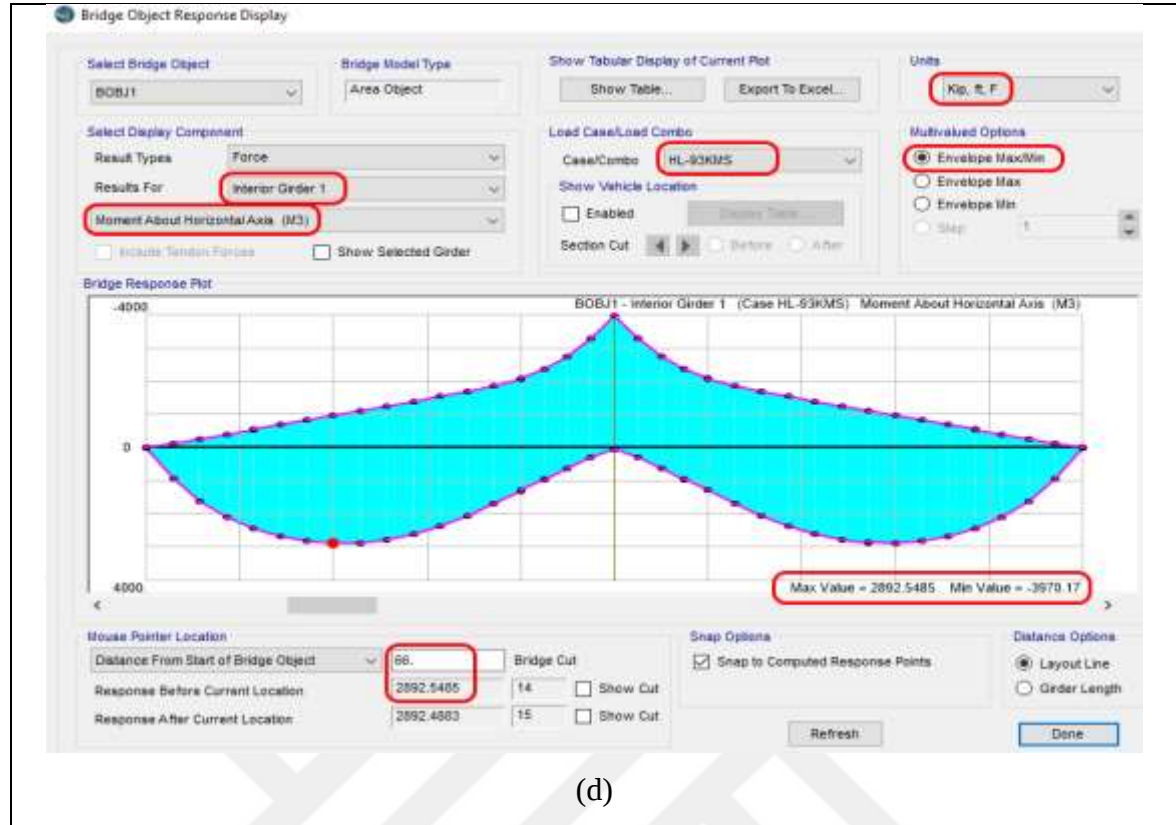
Şekil 4.30. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik köprünün CSiBridge detayları (a) Kenar ve orta ayakta kayıcı ve sabit mesnet detayları (b) 165 ft'te başlık kirişi ve kolonları içeren köprü en kesiti

Bariyer yükü, tabliye en kesitinin sol ve sağ uçlarından 0.75 ft referansıyla, köprünün 330 ft uzunluğuna 0.320 kip/ft büyüklüğünde çizgisel yük olarak etki ettirilmiştir. Yüzey kaplaması; aşınma tabakası yükü DW, CSiBridge'de alan yükü (Area Loads) olarak uygulanmıştır. DW yükü, eğer köprü platformu 44 ft'ten büyük ise 0.0292 kip/ft² (yaklaşık 0.030 kip/ft²), küçük ise 0.025 kip/ft² alınmaktadır. Bu köprü sisteminde yol genişliği = 42 ft < 44 ft olduğundan, alan yükü 0.025 kip/ft² alınmıştır.

Çizgisel-Kiriş analizde ayrı ayrı göz önüne alınan çelik kiriş öz ağırlığı (DC1), beton tabliye öz ağırlığı (DC1) ve guse öz ağırlığı (DC1) ile bariyer duvarların öz ağırlığı (DC2) CSiBridge analizde, DC öz ağırlığı olarak birlikte düşünülmüştür. Bunun için, programda “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “1” alınmış ve çözümler yapılmıştır. Şekil 4.31’de hem ölü yükler hem de hareketli yükler altında elde edilen sonuçlar verilmiştir.







Şekil 4.31. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik köprünün CSiBridge’de çözümleri (a) DC yüklemesi sonuçları (b) DW yüklemesi sonuçları (c) HL-93K ZARF yükleme sonuçları (d) HL-93KMS ZARF yükleme sonuçları (e) StrIGroup1 ZARF yükleme sonuçları

CSiBridge-3D çözüm yapılarak elde edilen sonuçlar ve en elverişsiz yüklemeler altında Çizgisel-Kiriş çözüm yapılarak elde edilen sonuçlar, Tablo 4.14'te karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.14. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün CSiBridge-3D ile çözümü ve karşılaştırmalar

	max M (+)		max M (-)		% Değişim	
	Çizgisel-Kiriş 1. ve 2. açıklıkta	CsiBridge [3D Analiz] 1. ve 2. açıklıkta	Çizgisel-Kiriş Mesnette	CsiBridge [3D Analiz] Mesnette	Açıklıkta	Mesnette
DC	3531.84	2916.6	-8362.77	-6302.93	17.42	24.63
DW	994.24	484.76	-2335.63	-1052.41	51.24	54.94
HL-93K	4320.64	3827.73	-4305.13	-3632.39	11.41	15.63
HL-93KMS	-	2892.55	-	-3970.17	-	-
StrIGroup1	11629.93	9378.34	-20006.07	-16405.07	19.36	18.00

AASHTO LRFD Köprü Tasarım Şartnamesinde “5” dayanım durumu kullanılarak köprüler tasarlanmaktadır. Bu dayanımlardan en elverişsiz yükleme kombinasyonu Dayanım-I olup Eş. 4.24 ile hesaplanmaktadır.

$$\text{Dayanım-I: } 1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LLDF)(LL + IM)_{HL-93} \quad (4.24)$$

CSiBridge’de köprü tasarımı için yükleme kombinasyonları varsayılan olarak tanımlanmaktadır. “Add Default Design Combos...” ile açılan pencerede sadece STRENGTH I seçilirse, StrIGroup1 kombinasyonu ZARF olarak oluşturulur. StrIGroup1 içerisinde STRENGTH I, Str-I1 olarak görülmektedir. Str-I1 dayanım limit durumu, rüzgar etkisi göz önüne alınmadan eğilme momenti ve kesme kuvveti etkisinin belirlenmesinde esas yükleme kombinasyonudur. Açıklıkta ve mesnette StrIGroup1 hesaplamaları aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

$$\max M_{1,2} = 1.25(2879.37) + 1.5(478.11) + 1.75(2892.55) = 9378.34 \text{ kip.ft}$$

$$\max \bar{M}_i = 1.25(6302.93) + 1.5(1052.41) + 1.75(3970.17) = -16405 \text{ kip.ft}$$

Yukarıdaki açıklık momenti hesabında DC ve DW değerleri, L = 66 ft’deki değerlerdir. Çizgisel-Kiriş çözümünde araç yükü, hareketli yük dağıtma katsayısı LLDF ile çarpılmıştır. Açıklıkta LLDF = 0.757, mesnette LLDF = 0.803 değerleri kullanılmıştır. Bu hesaplamalara da, aşağıda yer verilmiştir.

$$\begin{aligned} \max M_{1,2} &= 1.25(3531.84) + 1.5(994.24) + 1.75(0.757 * 4320.64) \\ &= 11629.93 \text{ kip.ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max \bar{M}_i &= 1.25(8362.27) + 1.5(2335.63) + 1.75(0.803 * 4305.13) \\ &= -20006.0 \text{ kip.ft} \end{aligned}$$

Çizgisel-Kiriş çözümlerde HL-93K yüklemesi, CSiBridge çözümlerde ise HL-93KMS yüklemesiyle üç araç kombinasyonu hesaplara katılmıştır. Tablo 4.14’de HL-93K ve StrIGroup1 hata oranındaki değişim irdelendiğinde, CSiBridge-3D analiz sonuçlarının %11.41 (%15.63) ve %19.36 (%18) daha iyi olduğu görülmektedir.

4.2.9. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün analizi

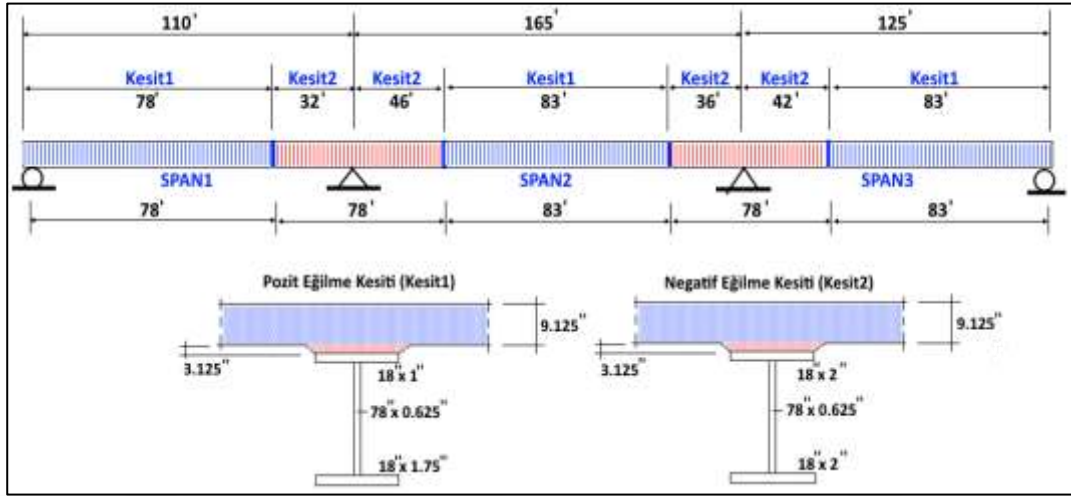
Sürekli kompozit I-Kiriş köprü (Şekil 4.32), 110 ft -165 ft -125 ft üç farklı açıklıklı ve üstyapısı 58 ft genişliğinde olan bir sistemdir. Kaynak [30] ta analiz ve tasarımı yapılan bu köprüünün açıklıkları nonprizmatik olarak göz önüne alınmış; açıklıkta ve mesnet bölgesinde farklı kesitler kullanılmıştır. Şekil 4.32’de görüldüğü gibi açıklıklarda, pozitif eğilme bölgesinde *Kesit1*, mesnetlerde, negatif eğilme bölgesinde *Kesit2* kullanılmıştır. Yapısal çelik olarak, akma dayanımı $F_y = 50$ ksi olan A709 çeliği kullanılmıştır. Köprü tabliyesinde beton silindir hesap dayanımı $f'_c = 3600$ psi, elastisite modülü $E_c = 3640$ ksi ve betonarme döşeme tabliyesi (*Deck*) kalınlığı 9.125 inch tir. Çelik kirişler üzerindeki tipik betonarme guseler ise 3.125 inch kalınlığında teşkil edilmiştir.

Köprü üstyapısının uçlarında $DC2 = 0.41$ kip/ft çizgisel bariyer yükü etki etmektedir. Beton bariyerlerin ağırlığı, köprü en kesitinde mevcut olan 5 kirişe düzgün yayılı olarak dağıtılsa; $DC2 = (2 * 0.41)/5 \text{ Kiriş} = 0.164 \text{ kip/ft}$ olarak Çizgisel-Kiriş yükü hesaplanmıştır. Kiriş, Tabliye ve Guse’lerin toplam $DC1$ öz ağırlık yükü ise 2.0 kip/ft olarak hesaplanmıştır. Bu değer hesaplanmasında beton ve çelik öz ağırlıkları göz önüne alındığından, SAP2000 programında “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “0” alınmıştır. Beton-asfalt yüzey kaplaması yükünün hesaplanmasında Eş. 4.25’den yararlanılmaktadır.

$$DW = [(tabliye \text{ genişliği} - bariyer \text{ genişliği})(0.035)]/5 \text{ Kiriş} \quad (4.25)$$

Buna göre $DW = 0.035 \text{ kip/ft}^2$ alınarak bir kirişdeki düzgün yayılı yük aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$DW = [(58 - 2 * 1.43)(0.035)]/5 \text{ Kiriş} = 0.386 \text{ kip/ft}$$

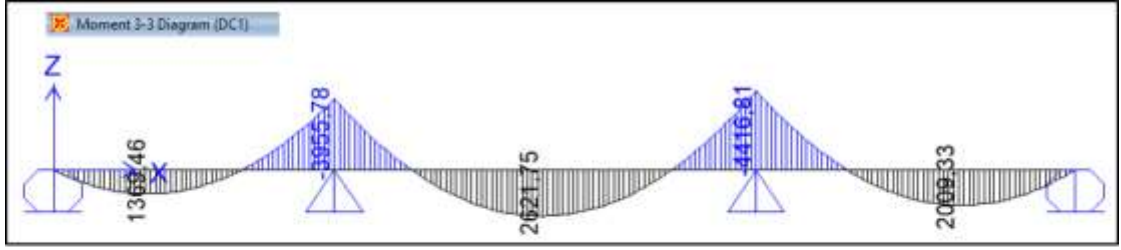


Şekil 4.32. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprü'nün enkesitleri

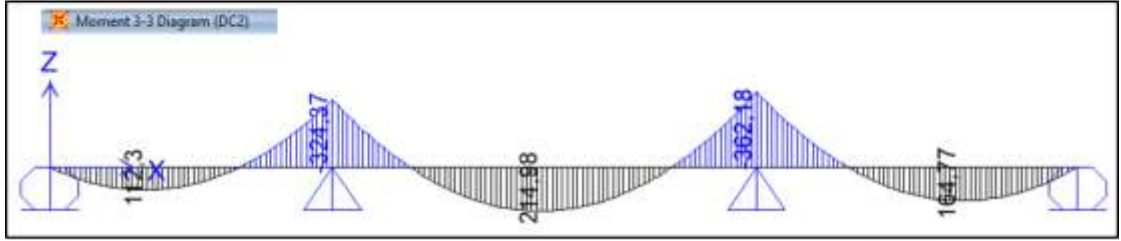
Hesaplanan DC ve DW sabit yükleri altında moment diyagramları elde edilerek (Şekil 4.33), Kaynak [30] çalışma sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Tüm bu moment diyagramlarının sonuçları, Tablo 4.15'de yer verilmiş olup, Kaynak [30]'daki sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Hesaplanan maksimum momentlerin Kaynak [30]'daki değerlerle hemen hemen aynı olduğu açıkça görülmektedir.

Tablo 4.15. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprü'nün sabit yükler altında maksimum momentleri

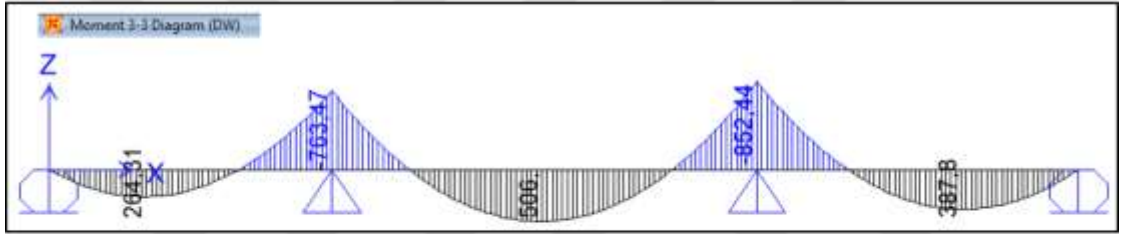
Açıklık	Mesnet	Yükleme	Max (+) Moment [kip-ft]		Max (-) Moment [kip-ft]	
			Kaynak[30]	Bu çalışmada	Kaynak[30]	Bu çalışmada
1.Açıklık L = 33 ft	L = 110 ft	DC1	1353.00	1353.27	-3959.00	-3955.78
		DC2	111.00	110.97	-325.00	-324.37
		DC-Toplam	1464.00	1464.23	-4284.00	-4280.15
		DW	264.00	261.18	-772.00	-763.47
2.Açıklık L = 82,5 ft	L = 165 ft	DC1	2615.00	2618.97	-4422.00	-4416.81
		DC2	215.00	214.76	-363.00	-362.18
		DC-Toplam	2830.00	2833.72	-4785.00	-4778.98
		DW	510.00	505.46	-862.00	-852.44
3.Açıklık L = 75 ft	L = 0.0 ft	DC1	1981.00	1982.65	-4422.00	-4416.81
		DC2	162.00	162.58	-363.00	-362.18
		DC-Toplam	2143.00	2145.22	-4785.00	-4778.98
		DW	386.00	382.65	-862.00	-852.44



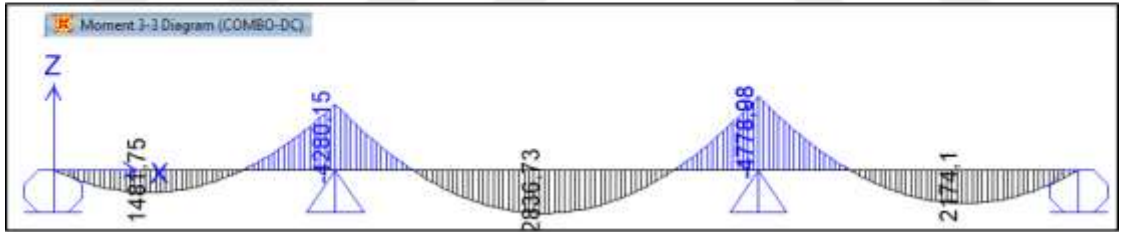
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil 4.33. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün sabit yükler altında maksimum momentlerinin SAP2000 ile elde edilmesi (a) DC1 yüklemesi (b) DC2 yüklemesi (c) DW yüklemesi (d) COMBO-DC yüklemesi

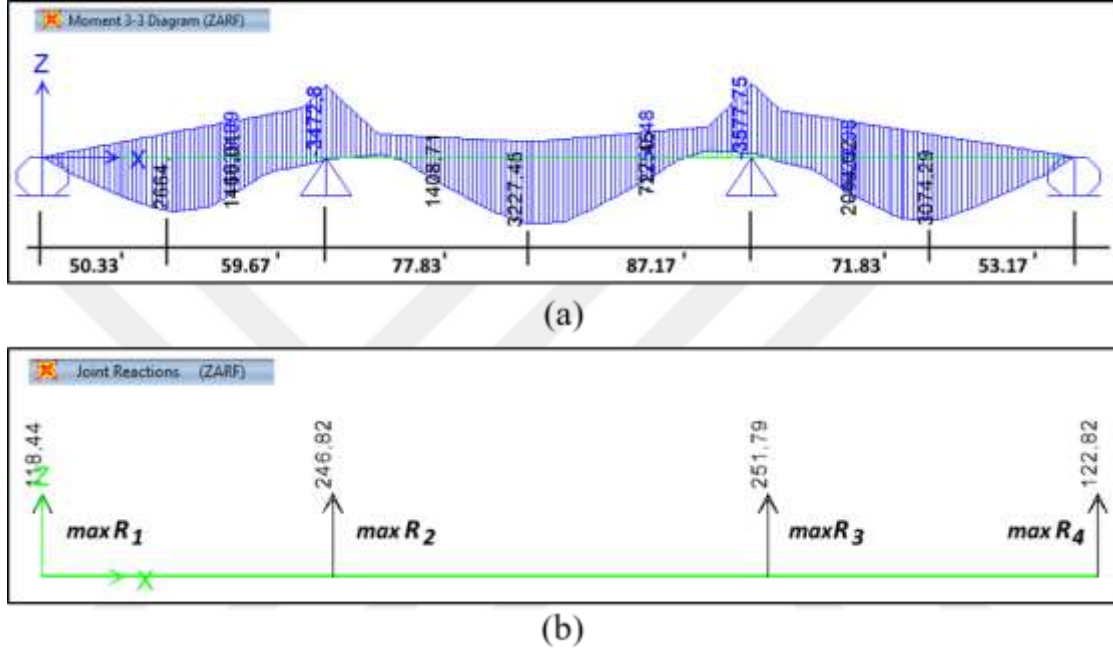
Köprünün araç yükü altında davranışı için, AASHTO LRFD Şartnamesinde tanımlanan HL-93 tasarım aracının hareketli yük durumları göz önüne alınmıştır. SAP2000 yazılımında, Çizgisel-Kiriş analiziyle en elverişsiz yükleme durumlarını elde etmek üzere, daha önce ayrıntılı olarak açıklandığı gibi (Bölüm 4.2.2) aşağıdaki kombinasyonlar uygulanmaktadır.

$Tandem + \text{Şerit} \rightarrow HL - 93M$

$Kamyon + \text{Şerit} \rightarrow HL - 93K$

$(Kamyon - Katar) * 0.90 + (\text{Şerit}) * 0.90 \rightarrow HL - 93S$

Araç hareketli yükleri altında elde edilen maksimumların maksimumu ZARF (envelope) momentler ve reaksiyon kuvvetleri Şekil 4.34’de gösterilmiştir.



Şekil 4.34. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün en elverişsiz yüklemeler altında moment ve reaksiyon kuvvetleri (a) Maksimum momentler (b) Maksimum reaksiyon kuvvetleri

Şekil 4.34’de görüldüğü üzere, analiz ve tasarımda göz önüne alınacak maksimum açıklık ve mesnet momentleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır. EK2’de ZARF yüklemesi altında SAP2000-API ile hesaplanan maksimum momentler (kN.m birimiyle) ve açıklıklardaki maksimum deplasmanlar (mm birimiyle) verilmiştir.

Açıklık momentleri

- Birinci açıklıkta $max M_1 = 2664$ kip-ft
- İkinci açıklıkta $max M_2 = 3227.45$ kip-ft
- Üçüncü açıklıkta $max M_3 = 3074.29$ kip-ft

Mesnet momentleri

- $max M_{1l} = -3472.8$ kip-ft
- $max M_{2l} = -3577.75$ kip-ft

ZARF yüklemesinden elde edilen maksimum mesnet reaksiyonları

- $maxR_1 = 118.44$ kip
- $maxR_2 = 246.82$ kip
- $maxR_3 = 251.79$ kip
- $maxR_4 = 122.82$ kip

Kaynak [30]'daki çalışmada ise aynı örnek için aşağıda verilen sonuçlar elde edilmiştir. Tez kapsamında hesaplanan sonuçlar, aşağıdaki sonuçlar ile karşılaştırıldığında çok az hata oranı olduğu görülmektedir.

- $maxM_1 = 2702$ kip-ft
- $maxM_2 = 3455$ ip-ft
- $maxM_3 = 3168$ ip-ft
- $maxM_{i1} = -3426$ kip-ft
- $maxM_{i1} = -3563$
- $maxR_1 = 116.2$ kip
- $maxR_2 = 244.5$ kip
- $maxR_3 = 249.2$ kip
- $maxR_4 = 120.8$ kip

4.2.10. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün CSiBridge yazılımıyla analizi

Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analiz edilen üç açıklıklı çelik köprü, CSiBridge, “*Bridge Wizard*” altında tasarlanarak tekrar analiz edilmiştir. Köprü doğrusal olduğundan *Yerleşim Çizgileri* uzunluğu da 400 ft'tir. Köprüde, 2 kenar 3 de ara olmak üzere 5 adet çelik kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Yine köprüde *Lane1*, *Lane2*, *Lane3* ve *Lane4* adlı dört yol şeridi tanımlanmış ve atanmıştır. Çizgisel-Kiriş analizde olduğu gibi, burada da 2 farklı kesitle nonprizmatik açıklıklar *SPAN1*, *SPAN2* ve *SPAN3* yaratılmıştır. Kenar ayaklar *K.Ayak1* ve *K.Ayak4* hareketli, orta ayaklar *O.Ayak2* ve *O.Ayak3* sabit alınmıştır. Köprünün verevlik açısı (skew angle) 20^0 olup çözümde göz önüne alınmıştır. Verevlik açısı, “*Bridge Objects Abutments-Bent Assignments*” penceresinde, *Abutment Direction (Bearing Angle)* ve *Bent Direction (Bearing Angle)*

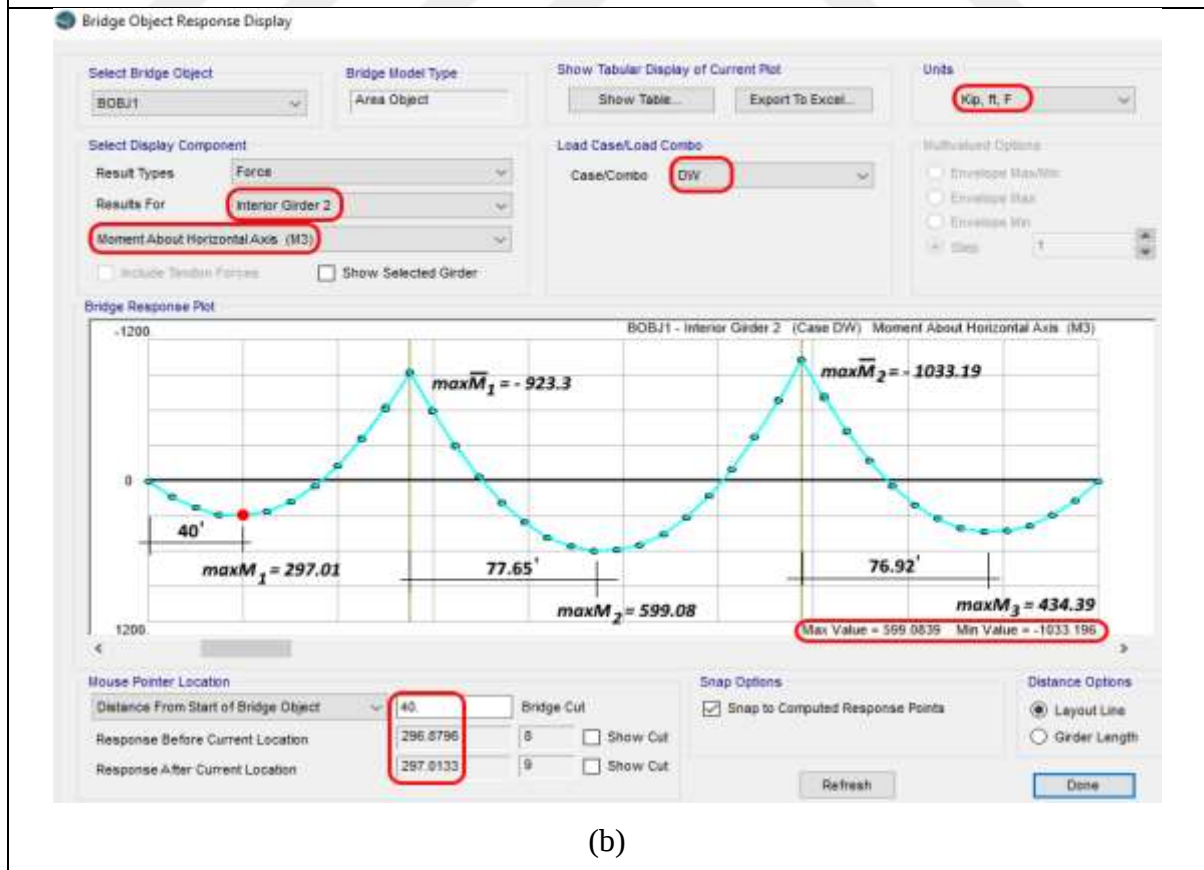
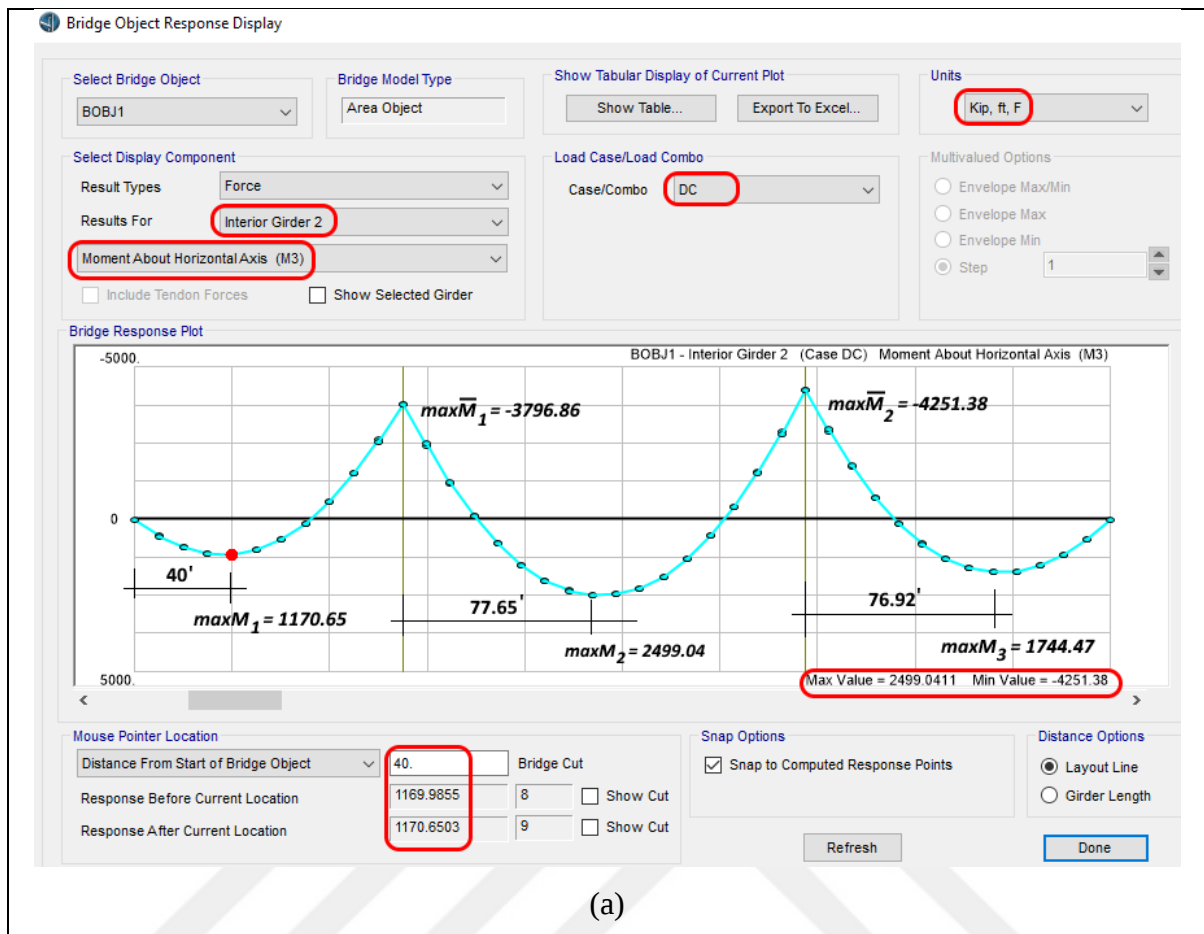
için *Default-20* girilerek oluşturulmuştur. Bariyer yükü, tabliye enkesitinin sol ve sağ uçlarından 0.75 ft referansıya, köprünün 400 ft uzunluğuna 0.410 kip/ft büyüklüğünde çizgisel yük olarak etki ettirilmiştir. Yüzey kaplaması yükü DW, CSiBridge’de alan yükü (Area Loads) olarak 0.035 kip/ft² değeriyle katılmıştır.

Çizgisel-Kiriş analizde ayrı ayrı göz önüne alınan DC1 ve DC2 öz ağırlıkları CSiBridge analizde, DC öz ağırlığı olarak birlikte düşünülmüştür. Bunun için, programda “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “1” alınmıştır. Köprü en kesitindeki orta kirişlerden en çok *Interior Girder 2* zorlanmaktadır. Bu bakımdan *Interior Girder 2* kirişinin hesap sonuçlarına Şekil 4.35’de yer verilmiştir.

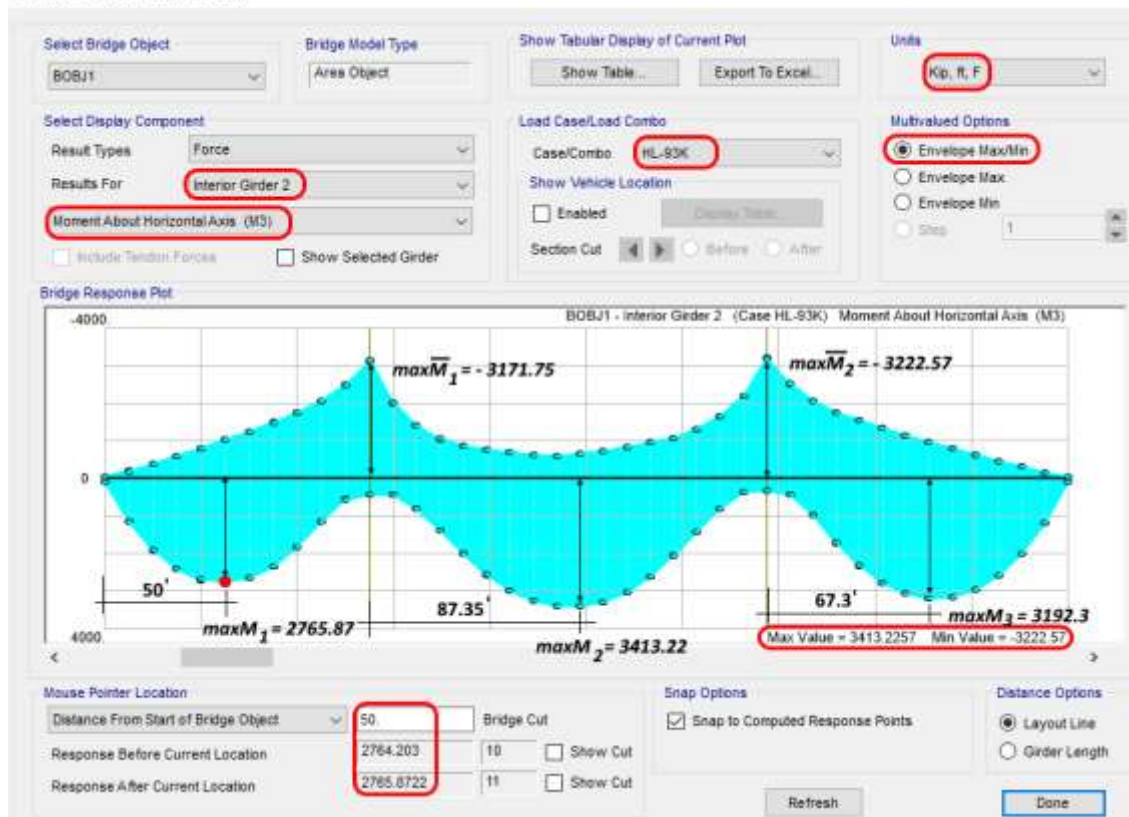
CSiBridge-3D kesin hesap sonuçları ile en elverişsiz yüklemeler altında Çizgisel-Kiriş çözüm yapılarak elde edilen sonuçlar, açıklıklarda ve iç mesnetlerde hesaplanarak Tablo 4.16’da karşılaştırma sonuçlarına yer verilmiştir.

Tablo 4.16. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün CSiBridge-3D ile çözümü ve karşılaştırmalar

	max M (+)						max M (-)			
	Çizgisel-Kiriş			CsiBridge [3D Analiz]			Çizgisel-Kiriş		CsiBridge [3D Analiz]	
	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık	1.mesnet	2.mesnet	1.mesnet	2.mesnet
DC	1464.23	2833.72	2145.22	1170.65	2499.04	1744.47	-4280.15	-4778.98	-3796.86	-4251.38
DW	261.18	505.46	382.65	297.01	599.08	434.39	-763.47	-852.44	-923.30	-1033.19
HL-93K	2664.00	3227.45	3074.29	2765.87	3413.22	3192.30	-3472.80	-3577.75	-3171.75	-3222.57
HL-93KMS	-	-	-	2765.82	3413.22	3192.30	-	-	-3743.21	-3966.04
StrlGroup1	6417.86	8847.01	7930.73	6633.51	9983.69	8371.36	-11697.65	-12542.96	-12681.64	-13804.58



Bridge Object Response Display

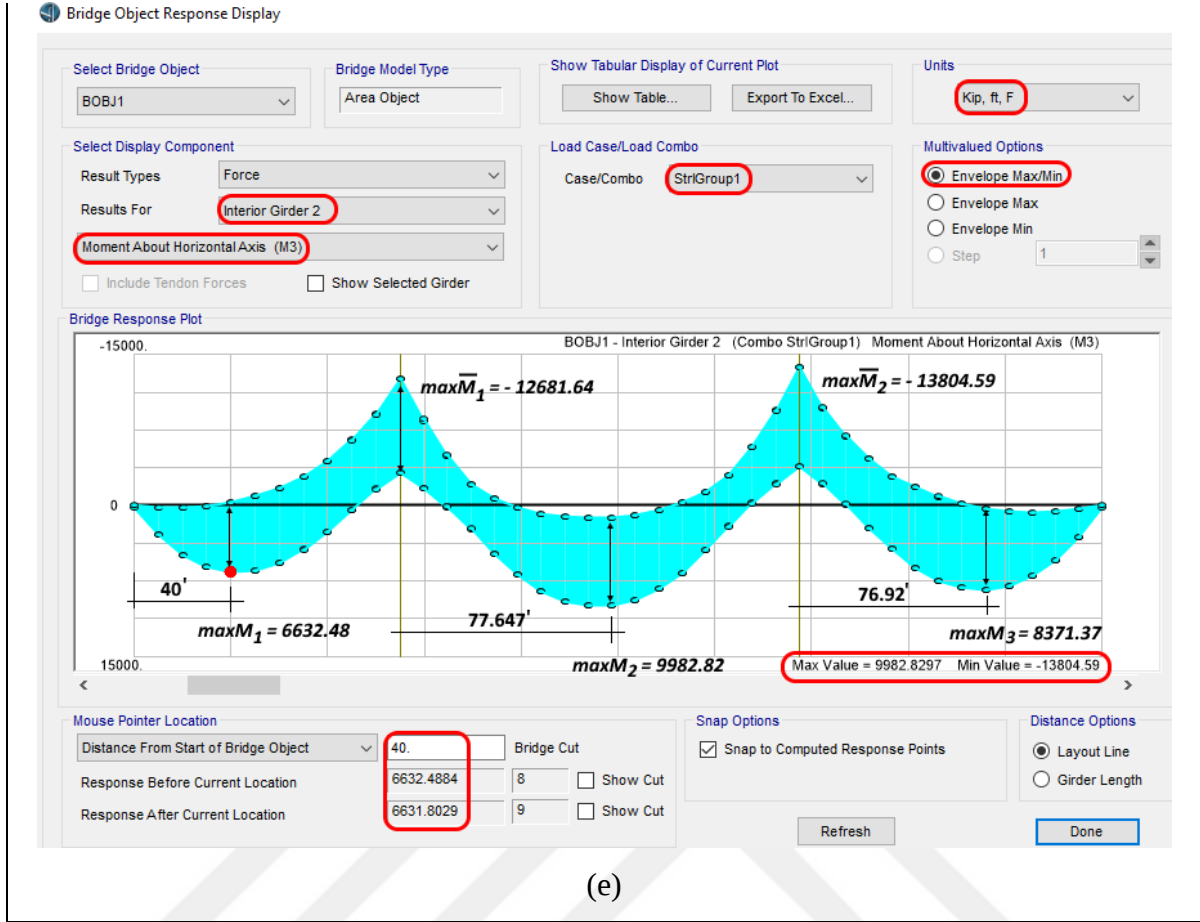


(c)

Bridge Object Response Display



(d)



Şekil 4.35. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik köprünün CSiBridge’de çözümleri (a) DC yüklemesi sonuçları (b) DW yüklemesi sonuçları (c) HL-93K ZARF yükleme sonuçları (d) HL-93KMS ZARF yükleme sonuçları (e) StrIGroup1 ZARF yükleme sonuçları

Açıklıkta ve mesnette StrIGroup1 hesaplamaları Eş. 4.24’deki ifade kullanılarak aşağıdaki gibi yapılmıştır. Açıklık momenti hesabında DC ve DW değerleri, birinci açıklıkta $L = 40$ ft, ikinci açıklıkta $L = 77.647$ ft, üçüncü açıklıkta $L = 76.92$ ft’deki değerlerdir.

- $maxM_1 = 1.25(1170.65) + 1.5(297.01) + 1.75(2699.82) = 6633.51 \text{ kip.ft}$
- $maxM_2 = 1.25(2499.04) + 1.5(599.08) + 1.75(3406.44) = 9983.69 \text{ kip.ft}$
- $maxM_3 = 1.25(1744.47) + 1.5(434.39) + 1.75(3165.25) = 8371.36 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_1 = 1.25(3796.86) + 1.5(923.30) + 1.75(3743.21) = -12861.64 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_2 = 1.25(4251.38) + 1.5(1033.19) + 1.75(3966.04) = -13804.58 \text{ kip.ft}$

Çizgisel-Kiriş çözümünde araç yükü, hareketli yük dağıtma katsayısı LLDF ile çarpılmıştır. Birinci açıklıkta LLDF = 0.900, ikinci açıklıkta LLDF = 0.805, üçüncü açıklıkta LLDF = 0.869, birinci iç mesnette LLDF = 0.856, ikinci iç mesnette LLDF = 0.843 değerleri kullanılmıştır. Buna göre aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- $maxM_1 = 1.25(1464.23) + 1.5(261.18) + 1.75(0.900 * 2664) = 6417.86 \text{ kip.ft}$
- $maxM_2 = 1.25(2833.72) + 1.5(505.46) + 1.75(0.805 * 3227.45) = 8847.01 \text{ kip.ft}$
- $maxM_3 = 1.25(2145.22) + 1.5(382.65) + 1.75(0.869 * 3074.29) = 7930.73 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_1 = 1.25(4280.15) + 1.5(763.47) + 1.75(0.856 * 3472.80) = -11697.65 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_2 = 1.25(4788.98) + 1.5(852.44) + 1.75(0.843 * 3577.75) = -12542.96 \text{ kip.ft}$

Tablo 4.16’da HL-93K ve StrIGroup1 için ortalama hata oranları sırayla; açıklıkta % 4.33 ve % 7.22, mesnette ise % 9.31 ve % 8.52 olarak elde edilmiştir. Kaynak [30]’daki çalışmada, iç kiriş için hesaplanan Dayanım-I momentleri ve tez çalışması kapsamında hesaplanan Çizgisel-Kiriş analiz sonuçlarıyla birlikte verilmiştir (Tablo 4.17). Hata oranlarından görüleceği gibi, burada Çizgisel-Kiriş yöntemiyle elde edilen sonuçlar güvenli bir şekilde tasarımda kullanılabilir niteliktedir.

Tablo 4.17. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün Dayanım I Çizgisel-Kiriş momentleri

Açıklık ve İç mesnetler	Strength I- StrIGroup1		Hata oranı
	Açıklık ve mesnet momentleri [kip-ft]		
	Kaynak[30]	Bu çalışma*	
$max M_1$	6456.00	6417.86	0.0059
$max M_2$	9170.00	8847.01	0.0352
$max M_3$	8075.00	7930.73	0.0179
$max\bar{M}_1$	-11585.00	-11697.65	0.0096
$max\bar{M}_2$	-12474.00	-12542.96	0.0055
(*) Line-Girder yöntemi			

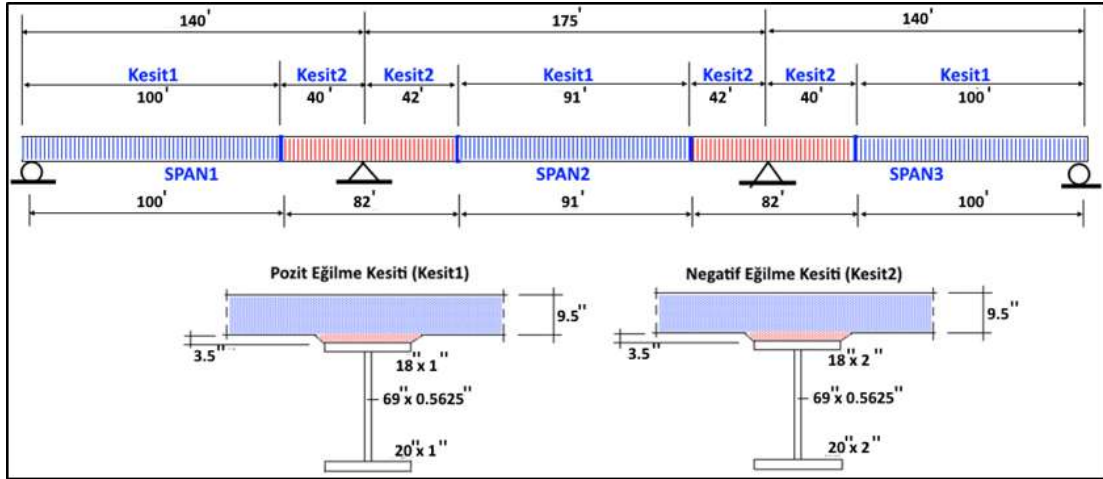
4.2.11. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün analizi

Sürekli kompozit I-Kiriş köprü (Şekil 4.36 (a)), 140 ft -175 ft -140 ft üç farklı açıklıklı ve tabliye genişliği 43 ft, yol platformu 40 ft olan bir sistemdir. Kaynak [40]'daki çalışmada, analiz ve tasarımı yapılan bu köprüünün açıklıkları nonprizmatik olarak göz önüne alınmış; sistem boyunca 5 farklı kesit kullanılmıştır. Şekil 4.36 (a)'da görüldüğü gibi, açıklıklarda, pozitif eğilme bölgesinde *Kesit1*, mesnetlerde, negatif eğilme bölgesinde *Kesit2* kullanılarak prizmatik olmayan açıklıklar elde edilmiştir. Yapısal çelik olarak, akma dayanımı $F_y = 50$ ksi olan A709 çeliği kullanılmıştır. Köprü tabliyesinde beton silindir hesap dayanımı $f_c^l = 3600$ psi, elastisite modülü $E_c = 3640$ ksi ve betonarme döşeme tabliyesi (*Deck*) kalınlığı 9.5 inch tir. Çelik kirişler üzerindeki tipik betonarme *Guse*'ler ise 3.5 inch kalınlığında teşkil edilmiştir.

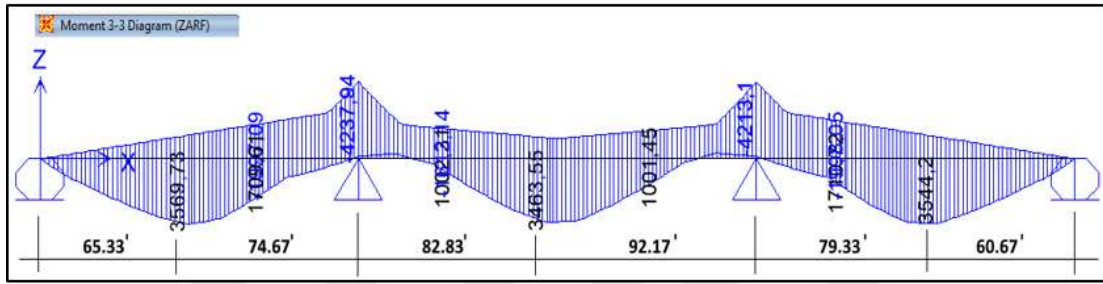
Köprü üstyapısında, uçlarda $DC2 = 0.520$ kip/ft çizgisel bariyer yükü etki etmektedir. Beton bariyerlerin ağırlığı, köprü enkesitinde mevcut olan 4 kirişe düzgün yayılı olarak dağıtılsa; $DC2 = (2 * 0.520)/4 \text{ Kiriş} = 0.260 \text{ kip/ft}$ olarak Çizgisel-Kiriş yükü hesaplanmaktadır. Kiriş, Tabliye ve *Guse*'lerin toplam $DC1$ öz ağırlık yükü 1.508 kip/ft olarak hesaplanmıştır. Bu değerin hesaplanmasında beton ve çelik öz ağırlıkları göz önüne alınmadığından, SAP2000 programında "*Load Patterns...*" altında ölü yük katsayısı "1" alınmıştır. Beton-asfalt yüzey kaplaması yükünün hesaplanmasında Eş. 4.25'den yararlanılmaktadır.

Buna göre $DW = 0.025 \text{ kip/ft}^2$ alınarak bir kirişdeki düzgün yayılı yük aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$DW = [(43 - 2 * 1.43)(0.025)]/4 \text{ Kiriş} = 0.250 \text{ kip/ft}$$



(a)



(b)

Şekil 4.36. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprü (a) Köprünün boylama ve en kesitleri (b) HL-93KMS altında elde edilen moment değerleri

AASHTO LRFD Şartnamesine göre köprünün HL-93 araç yükü altında davranışı için, SAP2000 yazılımında, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle en elverişsiz yükleme durumlarını elde etmek üzere, HL-93KMS yüklemeleri yapılmıştır. Bu yükleme durumu maksimumların maksimumu olan ZARF (envelope) kombinasyonunu Şekil 4.36 (b)'deki gibi elde edilmiştir.

DC1+DC2 = DC, DW sabit yükleri ve HL-93KMS (ZARF aracı) altında elde edilen moment değerleri ve [40] çalışmadaki sonuçlar birlikte Tablo 4.18'de sunulmuştur.

Tablo 4.18. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprüünün sabit ve hareketli yükler altında maksimum momentleri

Yükleme	max M (+)						max M (-)			
	Kaynak [40]			Bu çalışmada			Kaynak [40]		Bu çalışmada	
	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık	1.iç mesnet	2.iç mesnet	1.iç mesnet	2.iç mesnet
DC	2537.00	1926.00	2537.00	2503.20	2003.20	2503.20	-5504.00	-5504.00	-5879.55	-5879.55
DW	322.00	293.00	322.00	307.99	244.40	307.99	-690.00	-690.00	-712.63	-712.63
HL-93K	3529.00	3531.00	3529.00	3605.68	3481.99	3605.68	-4040.00	-4040.00	-3789.23	-3789.23
HL-93KMS	3529.00	3531.00	3529.00	3569.73	3463.55	3544.20	-4040.00	-4040.00	-4237.94	-4213.10

Bu çalışmada Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle elde edilen sonuçların, Kaynak [40]'deki sonuçlarla uygunluk gösterdiği, çok az hata oranı olduğu görülmektedir. Örneğin, HL-93KMS yüklemesi için, birinci açıklıkta hata oranı; %1.14 olarak belirlenmiştir.

4.2.12. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün CSiBridge yazılımıyla analizi

Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analiz edilen üç açıklıklı çelik köprü, CSiBridge, “*Bridge Wizard*” altında tasarlanarak tekrar analiz edilmiştir. Köprü doğrusal olduğundan *Yerleşim Çizgileri* uzunluğu da 455 ft’dir. Köprüde, 2 kenar 2 de ara olmak üzere 4 adet çelik kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Yine köprüde *Lane1*, *Lane2* ve *Lane3* adlı üç yol şeridi tanımlanmış ve atanmıştır. Çizgisel-Kiriş analizde olduğu gibi, burada da 2 farklı kesitle nonprizmatik açıklıklar *SPAN1*, *SPAN2* ve *SPAN3* yaratılmıştır. Kenar ayaklar *K.Ayak1* ve *K.Ayak4* hareketli, orta ayaklar *O.Ayak2* ve *O.Ayak3* sabit alınmıştır. Köprüde vevlik bulunmamaktadır. Köprüünün orta ayaklarında, *O.Ayak2* ve *O.Ayak3*’te, sabit mesnetler altına, kesiti 4*5 ft ve uzunluğu 40 ft olan betonarme kiriş (Bent cap) yerleştirilmiştir. OrtaAyak2 ve OrtaAyak3’te köprüyü, çapı 30 inch olan iki adet betonarme kolon taşımaktadır.

Tezin bu alt bölümünde, bu köprüünün CSiBridge ile kesin analizinde yeni bir sabit yük hesaplaması ve uygulaması gösterilmiştir. Bunlar aşağıdaki gibi açıklanmıştır.

- *DC1-Girder* olarak kiriş öz ağırlığı amaçlanmakta ve “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “1” alınmaktadır.
- *DC1-Deck* olarak, doğrudan tabliye öz ağırlığından hesaplanmakta ve “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “1” alınmaktadır. Guse ağırlığı ise ihmal edilmektedir.

- *DC1-MiscSteel* olarak civataların, enine çerçevelerin ve kayma çivilerinin (shear studs) öz ağırlığı girilmektedir. Bu yük alan yükü olarak programa katıldığından, “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “0” alınmaktadır.
- *DC1-Form* olarak köprüdeki kalıpların öz ağırlığını uygulamak üzere kullanılır. Bu yük de alan yükü olarak programa katıldığından, “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “0” alınmaktadır.
- *DC2-Parapet* tabliye enkesitinin sol ve sağ uçlarındaki bariyerlerin ağırlığıdır. Bu yük çizgisel yük olarak da uygulanabilir ancak burada alan yükü olarak uygulanmıştır. Dolayısıyla, “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “0” alınmaktadır.
- *DW-WearingSurface* olarak köprüye uygulanan, ileride uygulanacak olan asfalt, beton asfalt, aşınma tabakası gibi malzemelerin öz ağırlığıdır. Bu yük de alan yükü olarak programa katıldığından, “*Load Patterns...*” altında ölü yük katsayısı “0” alınmaktadır.
- *DC1-Girder* ve *DC1-Deck* yükleri programda birlikte düşünülür ve ölü yük katsayısı “1” alındığından otomatik olarak hesaba katılmıştır. Programda *DC-GirDec* olarak tanımlanmıştır.
- *DC1-MiscSteel*, her kirişin 0.015 kip/ft olan birim uzunluk ağırlığı, birim alan yükü olarak;

$$(0.015) * (4 \text{ kiriş}) / (43) = 0.0014 \text{ kip/ft}^2$$
hesaplanmıştır.
- *DC1-Form* kalıpların öz ağırlığı, birim alan yükü olarak; 0.015 kip/ft^2 verilmiştir.
- *DC2-Parapet*, 0.520 kip/ft olan bariyer birim uzunluk ağırlığı, birim alan yükü olarak; $(0.520) * (2 \text{ girder}) / (43) = 0.0242 \text{ kip/ft}^2$ hesaplanmıştır.
- *DW-WearingSurface*, yüzey kaplaması veya aşınma tabakası birim alan yükü, yol genişliği = 43 ft < 44 ft olduğundan, 0.025 kip/ft^2 alınmıştır.
- Köprü enkesitinde iç kirişler simetrik olup aynı oranda zorlanmaktadırlar. Sonuçlar karşılaştırılırken, *Interior Girder1* kirişi esas alınmıştır.

CSiBridge-3D kesin hesap sonuçları ile en elverişsiz yüklemeler altında Çizgisel-Kiriş çözüm yapılarak elde edilen sonuçlar, açıklıklarda ve iç mesnetlerde hesaplanarak Tablo 4.19’da sunulmuştur.

Tablo 4.19. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprüünün Çizgisel-Kiriş ve CSiBridge sonuçlarının karşılaştırılması

Yükleme	max M (+)						max M (-)			
	Çizgisel-Kiriş			CSiBridge [3D Analiz]			Çizgisel-Kiriş		CSiBridge [3D Analiz]	
	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık	1.açıklık	2.açıklık	3.açıklık	1.mesnet	2.mesnet	1.mesnet	2.mesnet
DC	2503.20	2003.20	2503.20	2684.03	2438.25	2684.20	-5879.55	-5879.55	-5382.04	-5381.66
DW	307.99	244.40	307.99	372.30	337.42	372.33	-712.63	-712.63	-746.03	-745.98
HL-93K	3605.68	3481.99	3605.68	3232.95	3210.66	3230.58	-3789.23	-3789.23	-3031.70	-3029.52
HL-93KMS	3569.73	3463.55	3544.20	3232.95	3210.66	3230.58	-4237.94	-4213.10	-3783.50	-3783.16
StrIGroup1	8519.89	7374.08	8484.64	9487.80	9172.60	9486.59	-14336.67	-14301.98	-14467.74	-14466.58

Açıklıkta ve mesnette StrIGroup1 hesaplamaları aşağıda maddeler halinde verilmiştir. Açıklık momenti hesabında DC ve DW değerleri, birinci açıklıkta $L = 51.67$ ft, ikinci açıklıkta $L = 87.5$ ft, üçüncü açıklıkta $L = 88.33$ ft'deki değerlerdir.

- $maxM_1 = 1.25(2684.03) + 1.5(372.3) + 1.75(3185.3) = 9487.80 \text{ kip.ft}$
- $maxM_2 = 1.25(2438.25) + 1.5(337.42) + 1.75(3210.66) = 9172.6 \text{ kip.ft}$
- $maxM_3 = 1.25(2684.2) + 1.5(372.33) + 1.75(3184.46) = 9486.59 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_1 = 1.25(5382.04) + 1.5(746.03) + 1.75(3783.5) = -14467.74 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_2 = 1.25(5381.66) + 1.5(745.98) + 1.75(3783.16) = -14466,58 \text{ kip.ft}$

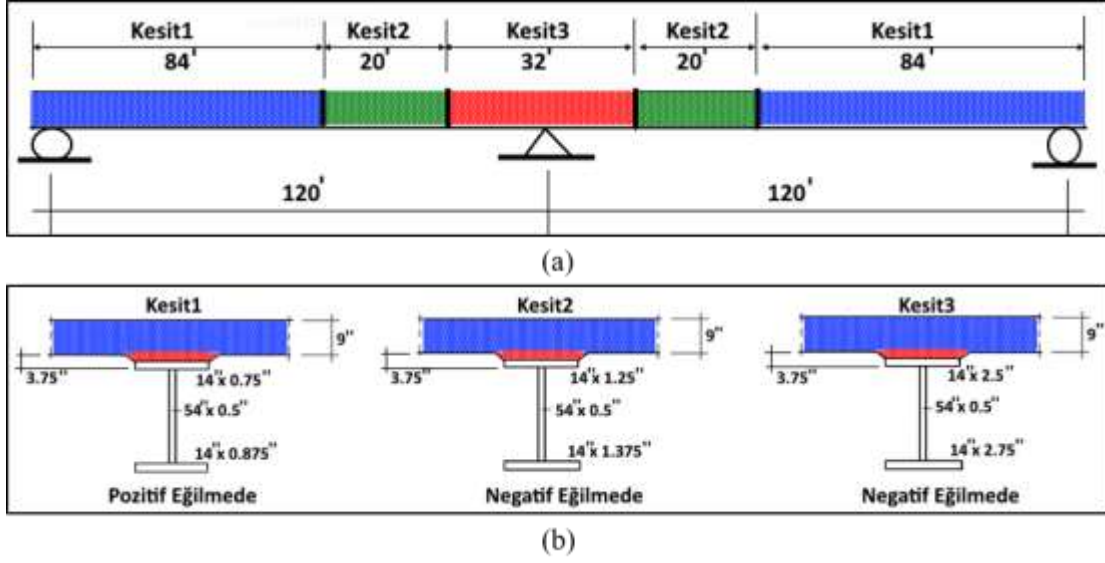
Çizgisel-Kiriş çözümünde araç yükü, hareketli yük dağıtma katsayısı LLDF ile çarpılmıştır. Birinci açıklıkta LLDF = 0.789, ikinci açıklıkta LLDF = 0.743, üçüncü açıklıkta LLDF = 0.789, birinci iç mesnette LLDF = 0.798, ikinci iç mesnette LLDF = 0.798 değerleri kullanılmıştır. Buna göre aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- $maxM_1 = 1.25(2503.20) + 1.5(307.99) + 1.75(0.789 * 3569.73) = 8519.89 \text{ kip.ft}$
- $maxM_2 = 1.25(2003.2) + 1.5(244.4) + 1.75(0.743 * 3463.55) = 7374.08 \text{ kip.ft}$
- $maxM_3 = 1.25(2503.2) + 1.5(307.99) + 1.75(0.789 * 3544.2) = 8484.64 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_1 = 1.25(5879.55) + 1.5(712.63) + 1.75(0.798 * 4237.94) = -14336.67 \text{ kip.ft}$
- $max\bar{M}_2 = 1.25(5879.55) + 1.5(712.63) + 1.75(0.798 * 4213.10) = -14301.98 \text{ kip.ft}$

Bu tez çalışmasında, Çizgisel-Kiriş analizle elde edilen HL-93KMS sonuçları, Kaynak [40] çalışmadaki sonuçlarla karşılaştırıldığında çok az hata olduğu görülmektedir. Bu da, *StrIGroup1* tasarım momentlerinin hesaplanmasında Çizgisel-Kiriş analiz sonuçlarının güvenle kullanılabileceğini göstermektedir. Tablo 4.19’da HL-93KMS ve *StrIGroup1* için ortalama hata oranları sırayla; açıklıkta % 8.5 ve % 13.4, mesnette ise % 10.5 ve % 1.0 olarak hesaplanmıştır. Burada Çizgisel-Kiriş ve CSiBridge çözümlerindeki hata oranlarının mertebesi, hareketli yük dağıtma katsayısı, sabit yüklemelerin uygulanma şekli gibi özelliklere bağlı olarak değişmektedir.

4.2.13. İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprünün analizi

İki eşit açıklıklı sürekli kompozit çelik I-Kiriş köprünün, birçok çalışmada, [33, 98, 99] analiz ve tasarımı yapılmıştır. Kaynak [99]’da, kompozit çelik kiriş köprünün analiz ve tasarımı, AASHTO LRFD’ye göre, CSiBridge ile verifikasyonu yapılmıştır. Söz konusu bu çalışmada köprü *Model A*, *Model B* ve *Model C* olarak incelenmiştir. *Model A*’da yükler verilen köprü geometrisine uygulanır. Her yükleme, ayrı bir *Load Case* için yaratılmış, *Model B*’de tüm yükler tamamen inşa edilen köprüye uygulanmıştır. *Model C*’de ise “*aşamalı inşaat konstrüksiyonu*” kullanılmıştır. Kaynak [33] ve [98]’de, *Model A* benzeri analiz ve tasarımlar yapılmıştır. Her üç kaynak, açıklıklarda *Kesit1*, *Kesit2* ve *Kesit3* ile *SPAN1* ve *SPAN2* açıklıklarının nonprizmatik olarak oluşturmuştur. *Kesit1* pozitif eğilme bölgesine, *Kesit2* ve *Kesit3* ise negatif eğilme bölgesine düşmektedir. Köprü geometrik ölçüleri, üstyapı dataları ve malzeme bilgilerinin üç kaynakta da hemen hemen aynı olduğu görülmüştür. Bu tez çalışmasında da, Şekil 4.37’de görülen Kaynak [33]’deki problemin hesaplamaları yapılmıştır



Şekil 4.37. İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüünün enkesitleri [33]

Köprü'nün Çizgisel-Kiriş ve CSiBridge çözümlerinde göz önüne alınacak malzeme bilgileri, geometrik ölçüler ve üstyapı verileri aşağıdaki gibidir. Köprü enkesitinin orta kirişinden ölçülmek üzere, 12 ft genişliğinde *Lane1* ve *Lane2* şeritleri bulunmaktadır. Şeritlerin solunda ve sağında ise 10 ft genişliğinde banketler bırakılmıştır.

Malzeme bilgileri, geometrik ölçüler ve üstyapı verileri

Kiriş aralığı: $S = 10 \text{ ft}$, Kiriş sayısı: $N_b = 5$, Konsol uzunluğu (tabliye çıkması): $S_{tabliye} = 3.25 \text{ inch}$, Beton guse kalınlığı: $d_{guse} = 3.75 \text{ inch}$, Toplam tabliye kalınlığı: $t_{tabliye} = 9.0 \text{ inch}$, Efektik tabliye kalınlığı: $t_s = 8.5 \text{ inch}$, 28-günlük beton basınç dayanımı: $f'_c = 4.0 \text{ kip/in}^2$, Çelik akma dayanımı: $F_y = 50 \text{ kip/in}^2$, Çelik elastisite modülü: $E_s = 29000 \text{ kip/in}^2$, Çelik birim ağırlığı: $W_s = 0.490 \text{ kip/ft}^3$, Beton birim ağırlığı: $W_c = 0.150 \text{ kip/ft}^3$, Bir parapetin ağırlığı: $W_{par} = 0.464 \text{ kip/ft}$, Yüzey aşınma tabakası ağırlığı: $W_{fws} = 0.020 \text{ kip/ft}^2$, Tabliye genişliği: $w_{deck} = 46.50 \text{ ft}$, Yol platform genişliği: $w_{yolgen} = 44.0 \text{ ft}$.

Sabit yük analizi

Tasarımcının önceki deneyimlerine dayanılarak, kiriş için ön boyutlar seçilmektedir. Pozitif moment bölgelerinde kullanılacak olan Şekil 4.37'deki *Kesit1*,

Kesit2 ve *Kesit3* en kesitleri seçilerek ölü yük etkileri hesaplanmıştır. Daha sonra, seçilen bu enkesitlerin uygulanan yüklere güvenle dayanım gösterip göstermediğini belirlemek üzere AASHTO LRDF Şartnamesinin kontrolleri yapılmıştır. Seçilen kiriş kesitleri tüm kontrolleri geçemezse veya kiriş optimizasyonu kabul edilemezse, yeni bir kiriş kesiti seçilerek tasarım sürecinin tekrarlanması gerekmektedir.

Kirişleri oluşturan *Kesit1*, *Kesit2* ve *Kesit3* enkesitlerinin kesit özellikleri MS-EXCEL’de hesaplanmıştır. Bu kesitlerden *Kesit1*, birinci bölgede [0-84 ft], *Kesit2*, ikinci bölgede [84-104 ft] ve *Kesit3*, üçüncü bölgede [104-120 ft] kullanılmıştır. Bu köprüde sabit yük hesaplamaları her uygulama bölgesine göre ayrı ayrı yapılarak, daha hassas sonuçların elde edilmesi amaçlanmıştır.

- Çelik Kiriş sabit yüklerinin her bölge için hesabı:

$$DC1_{84} = W_s * \frac{A_1}{12^2} = 0,490 * 49.75/144 = 0.169 \text{ kip/ft}$$

$$DC1_{104} = W_s * \frac{A_2}{12^2} = 0,490 * 63.75/144 = 0.217 \text{ kip/ft}$$

$$DC1_{120} = W_s * \frac{A_3}{12^2} = 0,490 * 100.5/144 = 0.342 \text{ kip/ft}$$

- Beton Tabliye’nin iç kirişdeki sabit yük hesabı:

$$DC1_{tabliye} = W_c * S * t_{tabliye}/12 = 0,150 * 10 * 9/12 = 1.125 \text{ kip/ft}$$

- Beton Guse sabit yüklerinin her bölge için hesabı:

Kiriş üst başlıkları farklı kalınlıkta olduğundan, her bölgede sabit yük ayrı ayrı hesaplanmıştır.

$$t_{1-84} = 0.75'' ; t_{1-104} = 1.25'' ; t_{1-120} = 2.5''$$

$$d_{guse} = 3.75'' \text{ [bu değer, kiriş üst başlıklarının kalınlıklarını da içerir]}$$

$$d_{h1} = 3.75 - 0.75 = 3.0''$$

$$d_{h2} = 3.75 - 1.25 = 2.5''$$

$$d_{h3} = 3.75 - 2.5 = 1.25''$$

$$DC1_{h1} = W_c * \frac{t_f * d_{h1}}{12^2} = 0,150 * (14 * 3)/144 = 0.040 \text{ kip/ft}$$

$$DC1_{h2} = W_c * \frac{t_f * d_{h2}}{12^2} = 0,150 * (14 * 2.5)/144 = 0.036 \text{ kip/ft}$$

$$DC1_{h3} = W_c * \frac{t_f * d_{h3}}{12^2} = 0,150 * (14 * 1.25)/144 = 0.018 \text{ kip/ft}$$

- Her bölgede tabliye ve guse sabit yüklerin toplamı:

$$DC_{dh-1} = 1.125 + 0.044 = 1.169 \text{ kip/ft}$$

$$DC_{dh-2} = 1.125 + 0.036 = 1.161 \text{ kip/ft}$$

$$DC_{dh-3} = 1.125 + 0.018 = 1.143 \text{ kip/ft}$$

- Kirişlere etkiyen diğer sabit yüklerin hesabı:

Enine çerçevelerden, kayma çivilerinden, civatalardan her kirişe etkiyen ilave ölü yük *MiscSteel* olarak adlandırılmıştır.

$$DC_{MiscSteel} = 0.030 \text{ kip/ft}$$

Bu yük, statik sisteme aktarılırken, her bölgede çelik kiriş sabit yüküne eklenmiştir.

- Beton bariyerlerden kirişlere aktarılan sabit yüklerin hesabı:

Yol platformunun sağ ve sol uçlarında oluşturulan korkulukların tipine göre bariyer ağırlığı alınır. İki parapet ağırlık yükünün, $N_b = 5$ kirişe üniform olarak dağıldığı kabul edilir:

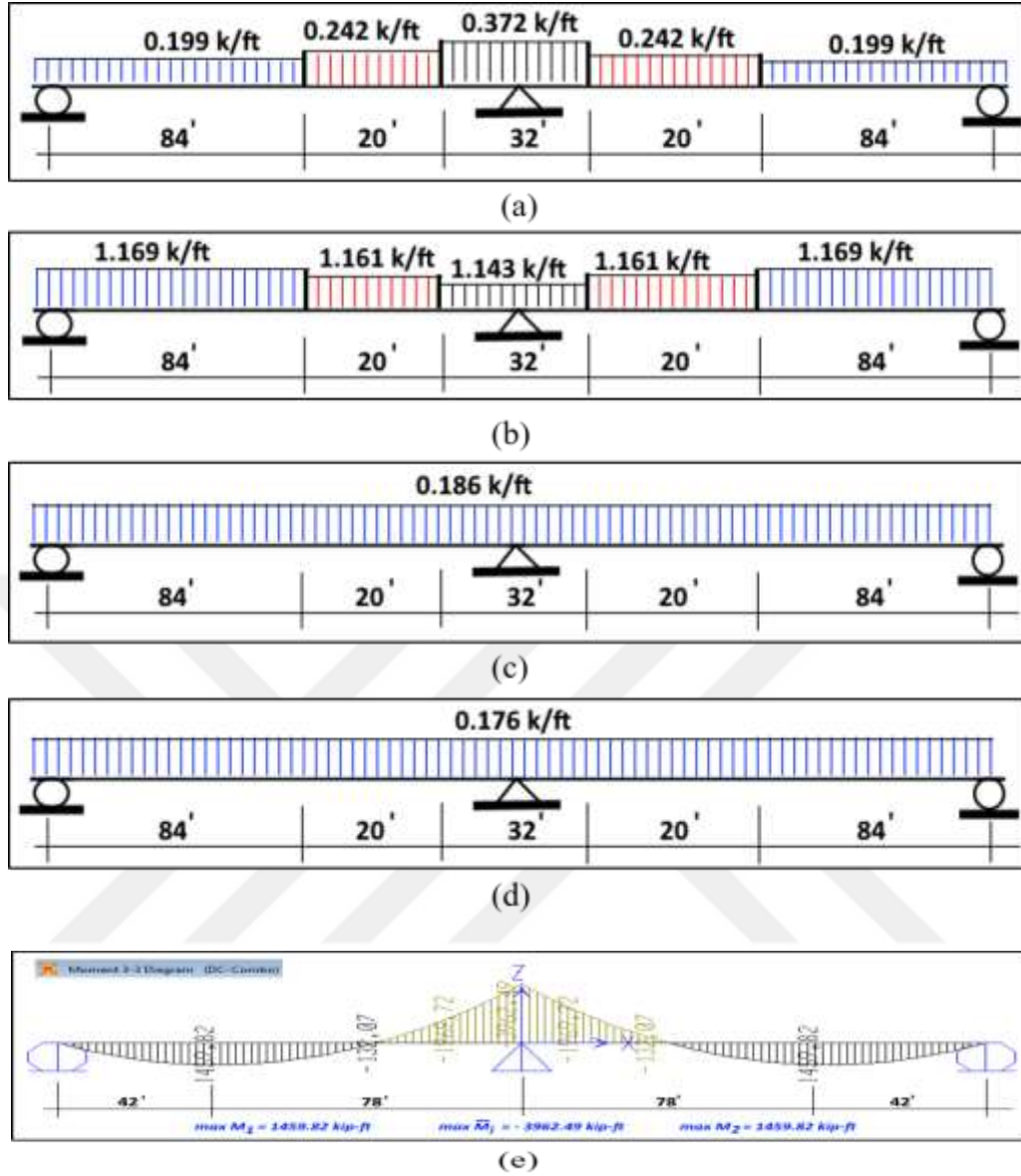
$$DC2 = \frac{2*W_{par}}{N_b} = \frac{2*0.464}{5} = 0.186 \text{ kip/ft}$$

- Yüzey aşınma tabakasından kirişlere aktarılan sabit yüklerin hesabı:

Yüzey aşınma tabakası yükü W_{fws} 'nin, $N_b = 5$ kirişe üniform olarak dağıldığı kabul edilmiştir.

$$DW = \frac{W_{fws}*w_{yolgen}}{N_b} = \frac{0.020*44}{5} = 0.176 \text{ kip/ft}$$

Sabit yük analizlerinin sonucunda, Şekil 4.38'de görülen Çizgisel-Kiriş statik yüklemeleri ortaya çıkmıştır. Sabit yüklemeler altında DW yüzey kaplaması dahil olmak üzere Çizgisel-Kiriş analizle hesaplanan momentler “DC-Combo” ile süperpoze edilerek Şekil 4.39 (e)'deki moment diyagramı elde edilmiştir. Burada elde edilen sonuçlar Kaynak [33]'teki çalışmada verilen sonuçlarla karşılaştırıldığında; Kaynak [33]'te 1/10 noktalarda verilen momentlerden 36 ft uzaklıktaki momentlerin toplamı 1439.5 kip-ft iken tez çalışmasında 1438.12 olarak hesaplanmış olup sonuçların %100'e yakın bir yaklaşım görülmektedir.



Şekil 4.38. İki-açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprüde ölü yükleme durumları ve moment diyagramı (a) DC1-Steel yüklemesi (b) Deck+Haunch Yüklemesi: (c) DC2-Parapet yüklemesi (d) DW-Aşınma tabakası yüklemesi (e) DC-Combo moment diyagramı

Hareketli yük analizi

Çelik kirişler aynı zamanda, AASHTO LRFD Şartnamesinin HL-93 araç hareketli yüküne dayanım gösterecek şekilde tasarlanmalıdır. Sabit yük hesaplamalarında olduğu gibi, hareketli yük hesaplamaları da SAP2000’de Çizgisel-Kiriş analiz ile yapılmıştır. HL-93 araç hareketli yükünün en elverişsiz yüklemeleri diğer problemlerde olduğu gibi yaratılmıştır.

LLDF hareketli yük dağıtma katsayılarının hesabında önce her bölgede K_g boyuna rijitlik parametresi hesaplanmıştır. Bu parametreler MS-EXCEL’de; birinci bölge için $K_{g1} = 704029,6 \text{ in}^4$, ikinci bölge için $K_{g2} = 929922,5 \text{ in}^4$, üçüncü bölge için $K_{g3} = 1567233,6 \text{ in}^4$ olarak hesaplanmış ve iç kirişlere araç hareketli yükü dağıtılırken, K_g ’lerin ağırlıklı ortalaması alınmıştır. Ağırlıklı ortalama hesabı aşağıdaki gibi yapılmıştır.

$$K_g = \left(\frac{84}{120}\right) * 704029.6 + \left(\frac{20}{120}\right) * 929922.5 + \left(\frac{16}{120}\right) * 1567233.6 = 856772.3 \text{ in}^4$$

AASHTO LRFD Şartnamesine göre aşağıdaki sınırlamaların sağlanması halinde, LLDF hareketli yük dağıtma katsayısı yükleri kirişlere tam anlamıyla aktarır. Tez kapsamında bu sınırlamaların sağlandığı aşağıda yer verilen tabloda gösterilmiştir.

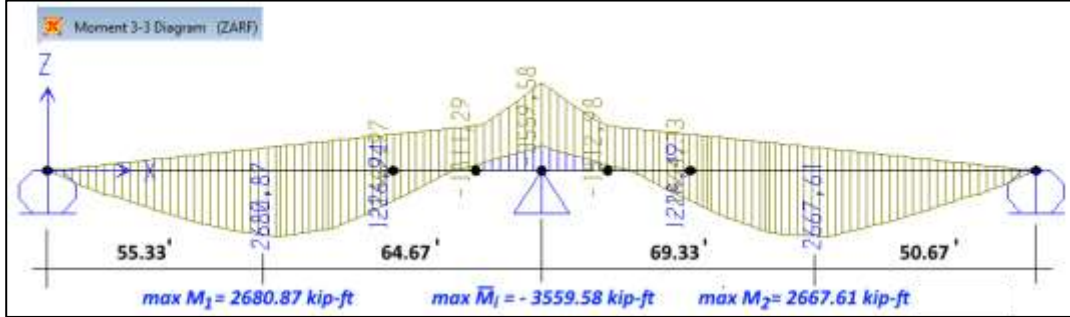
Tablo 4.20. Hareketli yüklerin tam olarak aktarılmasında AASHTO LRFD Şartnamesine göre sınırlamaların kontrolü

AASHTO LRFD Şartnamesi [4]		Uygunluk
Kiriş aralığı	$3.5 \text{ ft} \leq S = 10 \text{ ft} \leq 16.0 \text{ ft}$	+
Kiriş açıklığı	$20 \text{ ft} \leq L = 120 \text{ ft} \leq 240 \text{ ft}$	+
Beton tabliye	$4.5 \text{ in.} \leq t_s = 8.5 \text{ in.} \leq 12.0 \text{ in}$	+
Boyuna rijitlik parametresi	$10000 \text{ in}^4 \leq K_g = 856772.3 \text{ in}^4 \leq 7000000 \text{ in}^4$	+
Kiriş sayısı	$N_b = 5 > 4$	+

Tablo 4.20’de görüldüğü gibi, AASHTO LRFD Şartnamesinin verdiği tüm sınırlamalar sağlanmıştır. Dolayısıyla, iki veya daha çok şerit yüklü tasarım durumunda her şeritte iç kirişde yaratılan momentin hesaplanmasında Eş. 4.2’den yararlanılmaktadır. Buna göre hareketli yük dağıtma katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$LLDF_{M,Int} = 0.075 + \left(\frac{10}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{10}{120}\right)^{0.2} \left(\frac{856772.3}{12*120*8.5^3}\right)^{0.1} = 0.700 \text{ lane/kiriş}$$

SAP2000 yazılımında, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle en elverişsiz yükleme durumlarını yansıtan HL-93KMS yükleme sonuçları, maksimumların maksimumu olan ZARF (envelope) olarak Şekil 4.39’de verilmiştir.



Şekil 4.39. Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle en elverişsiz yükleme durumlarını yansıtan HL-93KMS sonuçları

ZARF momentler, yukarıda hesaplanan $LLDF_{M,Int}$ hareketli yük dağıtma katsayısı ile çarpılarak Kaynak [33]’teki sonuçlarla karşılaştırılmış ve aşağıdaki sonuçlara erişilmiştir.

- Kaynak [33]’te, 1/10 noktalarda maksimum pozitif ve maksimum negatif momentler, $LLDF_{M,Int} = 0.700$ şerit/kiriş ile çarpılarak verilmiştir. Bu tez çalışması sonuçları ile uygunluk için $L = 55.33$ ft’te doğrusal enterpolasyonla $maxM_1 = 1883.61 \text{ kip.ft}$ olarak hesaplanmıştır. Yine aynı çalışmada [33], $L = 120$ ft’de ise $max\bar{M}_i = -2571.5 \text{ kip.ft}$ olduğu görülmüştür.
- Bu tez çalışmasında, birinci açıklıkta maksimum moment $L = 55.33$ ft’te $2680,87 \text{ kip.ft}$ olarak, iç mesnette $L = 120$ ft’te -3559.58 kip.ft olarak hesaplanmıştır. Bu momentler $LLDF_{M,Int} = 0.700$ şerit/kiriş değeri ile çarpılırsa;

$$maxM_1 = (0.700) * 2680.87 = 1876.61 \text{ kip.ft}$$

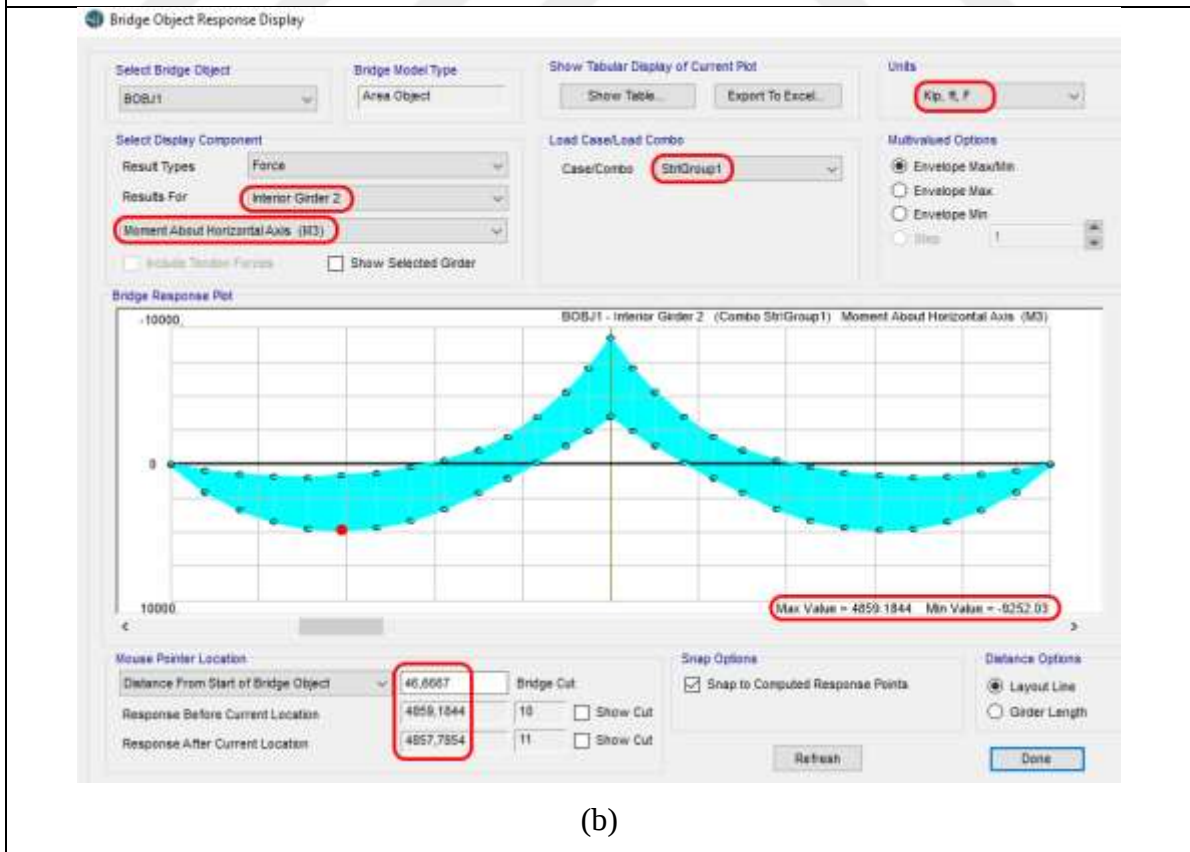
$$max\bar{M}_i = (0.700) * (-3559.58) = -2491.7 \text{ kip.ft}$$

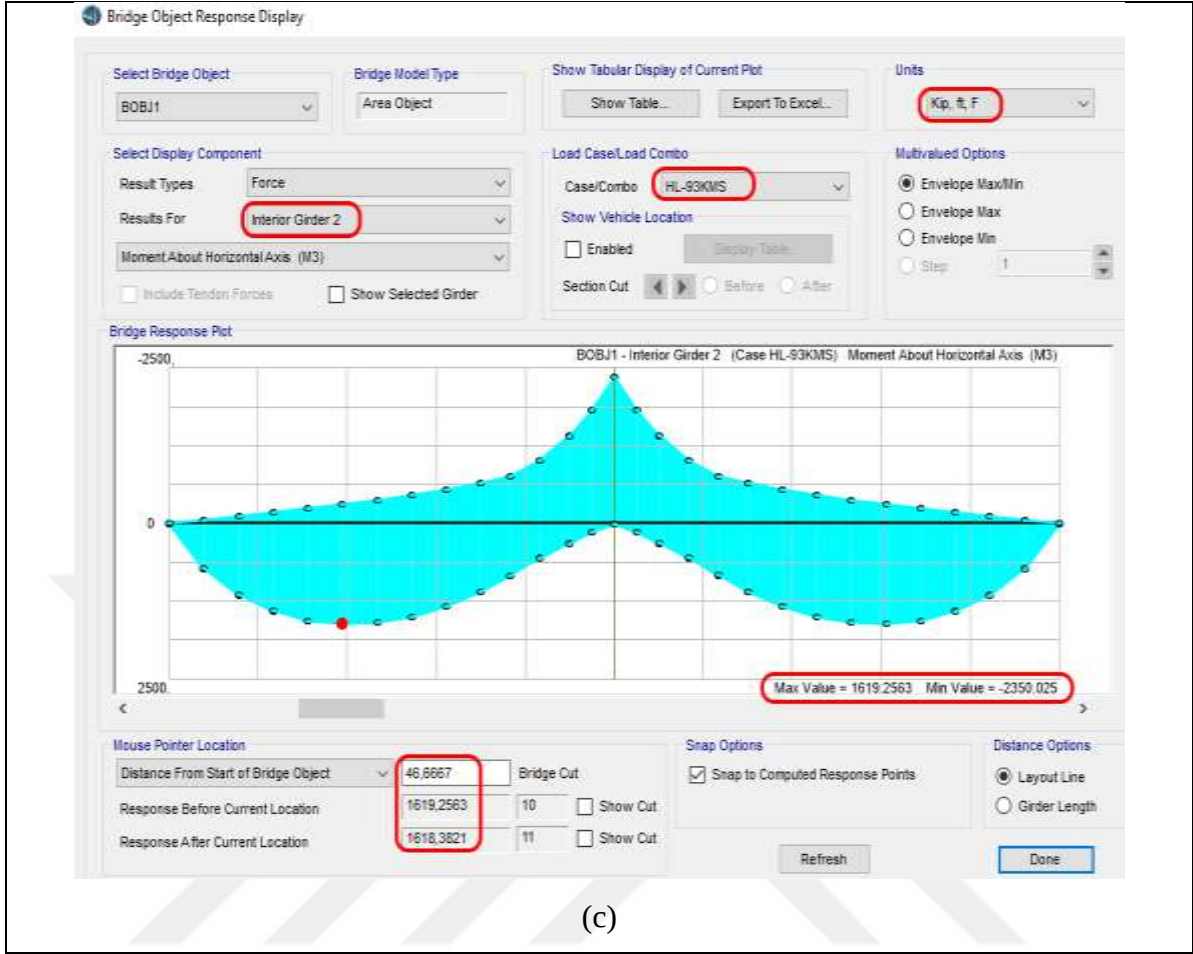
elde edilir. Kaynak [33] ve bu çalışmanın Çizgisel-Kiriş sonuçları karşılaştırılırsa, özellikle açıklık momentinde, %100’e yakın bir sonuç elde edilmiştir.

4.2.14. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprünün CSiBridge yazılımıyla analizi

Köprünün Çizgisel-Kiriş ile çözümünde, CSiBridge çözümü için de gerekli olan malzeme bilgileri, geometrik ölçüler ve üstyapı verileri Bölüm 4.2.13’de ayrıntılı olarak verilmiş ve gerekli açıklamalar yapılmıştır. Köprü doğrusal olduğundan *Yerleşim Çizgileri* uzunluğu da 240 ft’tir. Köprüde, iki kenar üç ara olmak üzere beş adet çelik kiriş eşit aralıklarla yerleştirilmiştir. Kenar ayaklar *K.Ayak1* ve *K.Ayak3* hareketli, orta ayak *O.Ayak2* sabit alınmıştır. Köprü enkesitinde iç kirişlerden en çok ortadaki *Interior Girder2* zorlanmaktadır. Bu nedenle, sonuçlar karşılaştırılırken *Interior Girder2* kirişi esas alınmıştır. CSiBridge-3D kesin hesap sonuçları ile en elverişsiz yüklemeler altında Çizgisel-Kiriş çözüm yapılarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

- Çizgisel-Kiriş analizle açıklıklarda ve iç mesnette DC sabit yüklemesi hesap sonuçları (DW yüzey kaplaması hariç); $maxM_{1,2} = 1311.49 \text{ kip.ft}$, $max\bar{M}_i = -3562.63 \text{ kip.ft}$ olarak hesaplanmıştır. CSiBridge 3D analizle ise açıklıklarda ve iç mesnette DC sabit yüklemesi hesap sonuçları; $maxM_{1,2} = 1401.67 \text{ kip.ft}$, $max\bar{M}_i = -3562.89 \text{ kip.ft}$ olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.40)
- Çizgisel-Kiriş analizle, açıklıklarda ve iç mesnette StrIGroup1 hesap sonuçları; $maxM_{1,2} = 1.25(1311.49) + 1.5(148.34) + 1.75(1876.61) = 5145.9 \text{ kip.ft}$
 $max\bar{M}_i = 1.25(3562.63) + 1.5(399.86) + 1.75(2491.7) = -9413.6 \text{ kip.ft}$ olarak hesaplanmıştır. CSiBride 3D analizle ise açıklıklarda ve iç mesnette StrIGroup1 hesap sonuçları; $maxM_{1,2} = 4859.18 \text{ kip.ft}$, $max\bar{M}_i = -9252.03 \text{ kip.ft}$ olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.40).
- Çizgisel-Kiriş analizle, açıklıklarda ve iç mesnette HL-93KMS hesap sonuçları; $maxM_{1,2} = 1876.61 \text{ kip.ft}$, $max\bar{M}_i = -2491.7 \text{ kip.ft}$ olarak hesaplanmıştır. CSiBride 3D analizle ise açıklıklarda ve iç mesnette HL-93KMS hesap sonuçları; $maxM_{1,2} = 1619.25 \text{ kip.ft}$, $max\bar{M}_i = -2350.02 \text{ kip.ft}$ olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.40).





Şekil 4.40. İki-açıklıklı 120-120 ft köprünün CSiBridge-3D kesin hesap sonuçları (a) DC-COMBO yüklemesi (b) StrIGroup1 yüklemesi (c) HL-93KMS yüklemesi

StrIGroup1 dayanım durumu için Çizgisel-Kiriş analizle ve CSiBridge 3D analiz arasında, açıklıkta %5.6, iç mesnette %1.7 civarında hata belirlenmiştir. Görülmektedir ki, tasarıma esas olan *HL-93KMS* ve Dayanım-I'i ifade eden *StrIGroup1* sonuçları arasında çok az hata bulunmaktadır.

4.2.15. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin hesabı

Çelik I-Kiriş köprülerde üst yapı kompozit olduğundan, çeşitli kesit özelliklerinin AASHTO LRFD Şartnamesine göre hesaplanması gerekmektedir. Hesaplamalar üç aşamalı olarak göz önüne alınır. Bunlar;

- Durum-1: Başlangıçta sabit yükler sadece Kiriş kesite uygulandığı durumdur. Sabit yükler kiriş öz ağırlığı, ek elemanların öz ağırlıkları, beton tabliye ve guse

ağırlıklarını ifade etmektedir. Burada yapılan hesaplama kompozit olmayan hesaplamadır. Dolayısıyla, sadece kiriş kesitin kesit özellikleri hesaplanmaktadır.

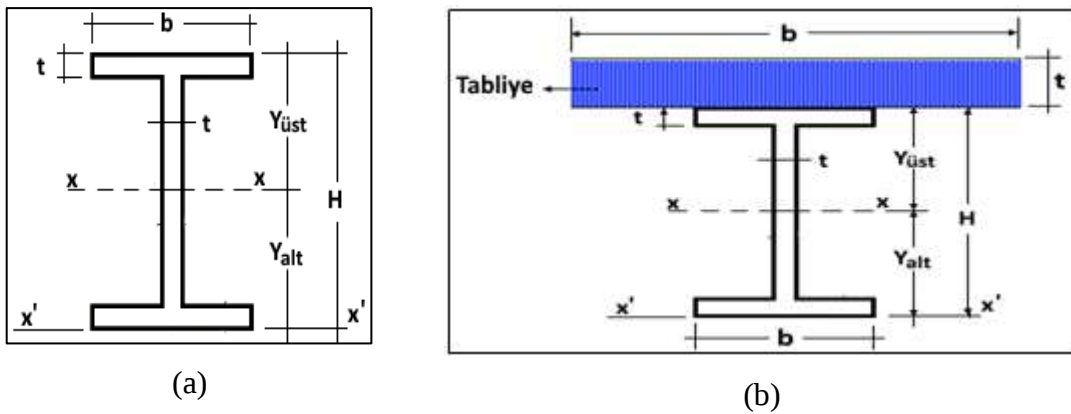
- Durum-2: Bariyer (parapet) yükü, aşınma tabakası yükü (DW) gibi, *uzun-sürekli* kalıcı yüklerin kompozit kesite uygulanması durumudur (*Composite-3n*). Bu durumda, çelik ve betonun elastisite modüllerinin oranı Eş. 4.26 ile belirlenmekte ve $3n$ 'e göre hesaplamalar yapılmaktadır.

$$n = E_s/E_c \quad (4.26)$$

Genel olarak, elastisite modül oranı $n = 8$ dir ve *uzun-sürekli* hesaplamalarda, beton tabliye alanını dönüştürmek için $3n = 3*8=24$ değeri hesaplamalara katılmaktadır.

- Durum-3: HL-93 araç hareketli yükü gibi *kısa-sürekli* geçici yüklerin kompozit kesite uygulanması durumudur (*Composite-n*). Beton tabliye alanını dönüştürmek için, n 'nin *kısa-sürekli* elastisite modül oranı kullanılır ve beton tabliye alanını dönüştürmek için $n = 8$ değeri hesaplamalara katılmaktadır.

Kesit özelliklerin hesaplanmasında, Durum-1 yani sadece kiriş kesitin göz önüne alınması (Şekil 4.41 (a)), Durum-2 ve Durum-3 yani kompozit kesitlerin göz önüne alınmasında (Şekil 4.41 (b)) esas alınmıştır. MS-EXCEL'de bu şekillere bağlı olarak yapılan hesaplamalar ise Tablo 4.21'da verilmiştir.



Şekil. 4.41. 120-120 ft köprüünün Kiriş kesit özelliklerin hesaplanması (a) Kompozit olmayan kesit (b) Kompozit kesit

Kompozit kesitteki tabliyenin efektif genişliğinin (çalışan tabla genişliği) hesabı için AASHTO LRFD Şartnamesine göre aşağıda maddeler halinde verilen ve hesaplanan değerlerden minimumu göz önüne alınmaktadır. Burada, L_{ef} kiriş açıklığının uzunluğunu, b kiriş üst başlık genişliğini, t_s tabliye kalınlığını, $b_{efektif}$ tabliye'nin efektif genişliğini ifade etmektedir.

- Efektif kiriş açıklığının (moment sıfır noktaları arası mesafe) dörtte biri:

$$L_{ef}/4 = 84/4 = 21 \text{ ft} \rightarrow 21*12 = 252 \text{ inch}$$

- Efektif tabliye kalınlığının 12 katı + kiriş üst başlık genişliğinin yarısı:

$$12t_s + b/2 = 12*8.5 + 14/2 = 109 \text{ inch}$$

- İç kiriş için ortalama aralık: $S = 10 \text{ ft} \rightarrow 10*12 = 120 \text{ inch}$

$$b_{efektif} = \min[252; 109; 120] = 109 \text{ inch}$$

Ancak kiriş aralıkları eşit ise iç kirişler için efektif tabliye genişliği olarak kiriş aralığı S , farklı ise ortalamasının alınması Şartname tarafından önerilmektedir. Bu bakımdan tez kapsamında kiriş aralıkları eşit olduğundan tabliye için efektif genişlik $b = S = 10*12 = 120 \text{ inch}$ alınmıştır. Buna göre, MS-EXCEL'de kesit özellikleri *Kesit1*, *Kesit2* ve *Kesit3* enkesitleri için hesaplanmıştır. *Kesit1* için birinci bölgede [0-84 ft], *Kesit2* için ikinci bölgede [84-104 ft] ve *Kesit3* için üçüncü bölgede [104-120 ft] hesaplamalar yapılmıştır. Tablo 4.21'de üç bölgede kompozit ve kompozit olmayan kesitler için hesaplanan kesit özellikleri, tasarım moment ve kesme kuvvetlerinin oluşturulmasında kullanılmıştır.

Tablo 4.21. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin MS-EXCELde hesabı

A Bölgesi [0-84 ft] Kesit Özellikleri									
Sadece Çelik Kiriş Kesit Özellikleri için:									
Bileşen	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
üst başlık	0.7500	14.00	10.50	55.250	580.13	0.49	-28.35	8441.07	8441.56
Gövde	0.5000	54.00	27.00	27.875	752.63	6561.00	-0.98	25.84	6586.84
Alt başlık	0.8750	14.00	12.25	0.438	5.36	0.78	26.46	8576.07	8576.86
			A _t =	49.75	in ²	1338.11	in ³	I _t =	23605.3 in ⁴
H=	55.625	in		Y _{alt} =	26.897	in [centroid]			
dh1-Haunch=	3	in		Y _{üst} =	28.728	in	S _{üst} =	821.7 in ³	
							S _{alt} =	877.6 in ³	
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									

A Bölgesi [0-84 ft] Kesit Özellikleri									
Composite (n): Kısa Süreli Yükler için									
Bileşen	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
BetonTabliye	8.5	120	127.50	62.875	8016.56	767.66	-10.10	13002	13770
üst başlık	0.7500	14.00	10.50	55.250	580.13	0.49	-2.47	64.23	64.72
Gövde	0.5000	54.00	27.00	27.875	752.63	6561.00	24.90	16742.57	23303.57
Alt başlık	0.8750	14.00	12.25	0.438	5.36	0.78	52.34	33557.56	33558.34
			A _t =	177.25	in ²	9354.67	in ³	I _t =	70696.2 in ⁴
H=	55.625	in		Y _{alt} =	52.777	in [centroid]			
				Y _{üst} =	2.848	in	S _{üst} =	24820.6 in ³	
n=	8.00			Y _{üst,deck} =	14.348	in	S _{alt} =	1339.5 in ³	
dh1-Haunch=	3	in					S _{üst,deck} =	4927.1 in ³	
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									
S _{üst,deck} = kesitin üst bölgesinin Tabliye ile birlikte (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
Not: bu örnekte beton tabliye kalınlığına 3 inch haunch katılmıştır (F4 hücresinde)									

B Bölgesi [84-104 ft] Kesit Özellikleri									
Sadece Çelik Kiriş Kesit Özellikleri için:									
Bileşen	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
üst başlık	1.2500	14.00	17.50	56.000	980.00	2.28	-28.40	14116.99	14119.27
Gövde	0.5000	54.00	27.00	28.375	766.13	6561.00	-0.78	16.31	6577.31
Alt başlık	1.3750	14.00	19.25	0.688	13.23	3.03	26.91	13940.16	13943.19
			A _t =	63.75	in ²	1759.36	in ³	I _t =	34639.8 in ⁴
H=	56.625	in		Y _{alt} =	27.598	in [centroid]			
dh2-Haunch=	2.5	in		Y _{üst} =	29.027	in	S _{üst} =	1193.4 in ³	
							S _{alt} =	1255.2 in ³	
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									

Tablo 4.21. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin MS-EXCELde hesabı (devamı)

B Bölgesi [84-104 ft] Kesit Özellikleri									
Composite (3n): Uzun Süreli Yükler (DW) için									
	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
BetonTabliye	8.5	120	42.50	63.375	2693.44	255.89	-21.47	19584	19840
Üst başlık	1.2500	14.00	17.50	56.000	980.00	2.28	-14.09	3474.89	3477.17
Gövde	0.5000	54.00	27.00	28.375	766.13	6561.00	13.53	4945.33	11506.33
Alt başlık	1.3750	14.00	19.25	0.688	13.23	3.03	41.22	32709.32	32712.35
			A _t =	106.25	in ²	4452.80	in ³	I _t =	67535.9 in ⁴
H=	56.625	in		Y _{alt} =	41.909	in [centroid]			
n=	8.00			Y _{üst} =	14.716	in	S _{üst} =	4589.2	in ³
3n=	24.00			Y _{üst,deck} =	25.716	in	S _{alt} =	1611.5	in ³
dh2-Haunch=	2.5	in					S _{üst,deck} =	2626.2	in ³
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									
S _{üst,deck} = kesitin üst bölgesinin tabliye ile birlikte (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
Not: bu örnekte beton tabliye kalınlığına 2.5 inch haunch katılmıştır (F4 hücresinde)									

B Bölgesi [84-104 ft] Kesit Özellikleri									
Composite (n): Kısa Süreli Yükler için									
	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
BetonTabliye	8.5	120	127.50	63.375	8080.31	767.66	-11.93	18133	18901
Üst başlık	1.2500	14.00	17.50	56.000	980.00	2.28	-4.55	362.41	364.69
Gövde	0.5000	54.00	27.00	28.375	766.13	6561.00	23.07	14375.39	20936.39
Alt başlık	1.3750	14.00	19.25	0.688	13.23	3.03	50.76	49602.57	49605.60
			A _t =	191.25	in ²	9839.67	in ³	I _t =	89807.8 in ⁴
H=	56.625	in		Y _{alt} =	51.449	in [centroid]			
n=	8.00			Y _{üst} =	5.176	in	S _{üst} =	17351.7	in ³
3n=	24.00			Y _{üst,deck} =	16.176	in	S _{alt} =	1745.6	in ³
dh2-Haunch=	2.5	in					S _{üst,deck} =	5552.0	in ³
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									
S _{üst,deck} = kesitin üst bölgesinin Tabliye ile birlikte (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
Not: Beton tabliye kalınlığına 2.5 inch haunch katılmıştır (F4 hücresinde)									

C Bölgesi [104-120 ft] Kesit Özellikleri									
Sadece Çelik Kiriş Kesit Özellikleri için:									
Bileşen	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
üst başlık	2.5000	14.00	35.00	58.000	2030.00	18.23	-29.28	30009.66	30027.89
Gövde	0.5000	54.00	27.00	29.750	803.25	6561.00	-1.03	28.74	6589.74
Alt başlık	2.7500	14.00	38.50	1.375	52.94	24.26	27.34	28784.72	28808.99
			A _t =	100.50	in ²	2886.19	in ³	I _t =	65426.6 in ⁴
H=	59.250	in		Y _{alt} =	28.718	in [centroid]			
dh2-Haunch=	1.25	in		Y _{üst} =	30.532	in	S _{üst} =	2142.9	in ³
							S _{alt} =	2278.2	in ³
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									

C Bölgesi [104-120 ft] Kesit Özellikleri									
Composite (3n): Uzun Süreli Yükler (DW) için									
	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
BetonTabliye	8.5	120	42.50	64.75	2751.88	255.89	-25.32	27253	27509
Üst başlık	2.5000	14.00	35.00	58.000	2030.00	18.23	-18.57	12073.46	12091.69
Gövde	0.5000	54.00	27.00	29.750	803.25	6561.00	9.68	2528.40	9089.40
Alt başlık	2.7500	14.00	38.50	1.375	52.94	24.26	38.05	55746.29	55770.55
			A _t =	143.00	in ²	5638.06	in ³	I _t =	104460.8 in ⁴
H=	59.250	in		Y _{alt} =	39.427	in [centroid]			
n=	8.00			Y _{üst} =	19.823	in	S _{üst} =	5269.7	in ³
3n=	24.00			Y _{üst,deck} =	29.573	in	S _{alt} =	2649.5	in ³
dh2-Haunch=	1.25	in					S _{üst,deck} =	3532.3	in ³
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									
S _{üst,deck} = kesitin üst bölgesinin Tabliye ile birlikte (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
Not: Beton tabliye kalınlığına 1.25 inch haunch katılmıştır (F4 hücresinde)									

Tablo 4.21. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprü kesit özelliklerinin **MS-EXCEL**de hesabı (devamı)

C Bölgesi [104-120 ft] Kesit Özellikleri									
Composite (n): Kısa Süreli Yükleme için									
	t	b	A	y	A*y	I _x	d	A*d ²	I _x
BetonTabliye	8.5	120	127.50	64.75	8255.63	767.66	-15.88	32162	32930
üst başlık	2.5000	14.00	35.00	58.000	2030.00	18.23	-9.13	2919.03	2937.26
Gövde	0.5000	54.00	27.00	29.750	803.25	6561.00	19.12	9868.03	16429.03
Alt başlık	2.7500	14.00	38.50	1.375	52.94	24.26	47.49	86838.56	86862.82
			A _t =	228.00	in ²	11141.81	in ³	I _t =	139158.7
H=	59.250	in		Y _{alt} =	48.868	in [centroid]			
				Y _{üst} =	10.382	in	S _{üst} =	13403.3	in ³
n=	8.00			Y _{üst,deck} =	20.132	in	S _{alt} =	2847.7	in ³
dh2-Haunch=	1.25	in					S _{üst,deck} =	6912.2	in ³
S _{üst} = kesitin üst bölgesinin (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
S _{alt} = kesitin alt bölgesinin (çekme bölgesi)mukavemet momenti									
S _{üst,deck} = kesitin üst bölgesinin Tabliye ile birlikte (basınç bölgesi) mukavemet momenti									
Not: Beton tabliye kalınlığına 1.25 inch haunch katılmıştır (F4 hücrelerinde)									

4.2.16. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik köprüde yük etkilerinin birleştirilmesi ve Dayanım-I gerilmelerinin hesabı

İncelenmekte olan iki açıklıklı bu çelik I-Kiriş köprüünün hem Çizgisel-Kiriş hem de CSiBridge 3D analizle, yük katsayıları ve yükleme kombinasyonları kurulmuş, kesit özellikleri hesaplanmış ve tasarıma esas olan tüm yük etkileri birleştirilmiştir. Bu alt bölümde ise Çizgisel-Kiriş analizle sonuçlarıyla, StrIGroup1 için tasarım gerilmeleri hesaplama sonuçlarına yer verilmiştir. Bu tez kapsamında;

- “(DC1-Steel)+(DC1-Deck+Haunch)+(DC2-Parapet)” için hesaplanan moment M_{DC} , M_{DC} için yük katsayısı ise LF_{DC} olarak gösterilmiştir.
 $M_{DC} = 1311.49$ kip-ft, $LF_{DC} = 1.25$
(Parapet hariç, $M_{DC} = 1154.72$ kip-ft)
- Aşınma tabakası DW için hesaplanan moment M_{DW} , M_{DW} için yük katsayısı ise LF_{DW} olarak gösterilmiştir:
 $M_{DW} = 148.34$ kip-ft, $LF_{DW} = 1.50$
- HL-93 araç hareketli yükü LL için hesaplanan moment M_{LL} , M_{LL} için yük katsayısı ise LF_{LL} olarak gösterilmiştir.
 $M_{LL} = 1876.61$ kip-ft, $LF_{LL} = 1.75$
- Moment ve yük katsayıları birleştirilirse, StrIGroup1 için toplam tasarım momenti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$maxM_1 = 1.25(1311.49) + 1.5(148.34) + 1.75(1876.61) = 5145.9 \text{ kip.ft}$$

Maksimum pozitif moment bölgesinde, $maxM_1$ (0-84 ft), kirişin üst başlığında meydana gelen maksimum gerilmeler hesaplanırken, tarafsız eksenin üst bölgesinde hesaplanan kesit özellikleri (mukavemet momentleri) göz önüne alınmıştır. Tablo 4.21'den A bölgesi için alınan kesit özellikleri ile aşağıdaki hesaplamalar yapılmıştır.

A Bölgesi-(0-84 ft) basınç bölgesinde gerilme değerleri:

Sadece çelik kirişte:

$$\sigma_{DC} = \frac{-M_{DC}(12)}{S_{üst}} = \frac{-1154.72*12}{821.7} = -16.86 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DC} = -16.86 * 6.895 = -116.27 \text{ N/mm}^2$$

Parapet için composite (3n) kesitte:

$$\sigma_{DC2} = \frac{-M_{DC2}(12)}{S_{üst}} = \frac{-156.77*12}{4404.7} = -0.427 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DC2} = -0.427 * 6.895 = -2.94 \text{ N/mm}^2$$

Yüzey aşınma tabakası için composite (3n) kesitte:

$$\sigma_{DW} = \frac{-M_{DW}(12)}{S_{üst}} = \frac{-148.34*12}{4404.7} = -0.404 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DW} = -0.427 * 6.895 = -2.79 \text{ N/mm}^2$$

HL-93 kısa-süreli hareketli yük için composite (n) kesitte:

$$\sigma_{LL} = \frac{-M_{LL}(12)}{S_{üst}} = \frac{-1876.61*12}{24820.6} = -0.907 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{LL} = -0.427 * 6.895 = -6.26 \text{ N/mm}^2$$

StrIGroup1 için N/mm^2 cinsinden tasarım gerilmeleri:

$$\sigma_{StrI} = -[1.25 * \sigma_{DC} + 1.25 * \sigma_{DC2} + 1.5 * \sigma_{DW} + 1.75 * \sigma_{LL}] = -164.15 \text{ N/mm}^2$$

Maksimum pozitif moment bölgesinde (0-84 ft), kirişin alt başlığında meydana gelen maksimum gerilmeler hesaplanırken, tarafsız eksenin alt bölgesindeki S_{alt} kesit özellikleri kullanılmıştır. Yukarıdaki hesaplamalara benzer olarak (0-84 ft) çekme bölgesinde StrIGroup1 gerilmesi; $\sigma_{StrI} = 367.07 \text{ N/mm}^2$ olarak hesaplanmıştır. Dayanım-I Limit durumu için kirişin alt başlığında hesaplanan elastik gerilmenin, kirişin akma gerilmesini aştığı görülmüştür.

$$\sigma_{StrI} = 367.07 \text{ N/mm}^2 > F_y = (50 \text{ kip/in}^2) * 6.895 = 345 \text{ N/mm}^2$$

Ancak, bu tasarım örneği için bu değer, dayanım limit durumunda bu kesitte oluşmasına izin verilen yerel akma nedeniyle kullanılmamaktadır. Yukarıda maksimum pozitif momentler için yapılan hesaplamalar, benzer şekilde maksimum negatif momentler B bölgesi için de yapılmıştır.

C bölgesi-(104-120 ft) Mesnet bölgesi:

$$\bar{M}_{DC} = -3562.63 \text{ kip-ft (Parapet hariç, } \bar{M}_{DC} = -3140.06 \text{ kip-ft), } \bar{M}_{DW} = -399.86 \text{ kip-ft, } \bar{M}_{LL} = -2491.7 \text{ kip-ft}$$

Moment ve yük katsayıları birleştirilirse, *StrIGroup1* için toplam tasarım momenti:

$$\max \bar{M}_i = 1.25(3562.63) + 1.5(399.86) + 1.75(2491.7) = -9413.6 \text{ kip.ft}$$

Tablo 4.21'den C bölgesi için alınan mesnet bölgesi kesit özellikleri ile gerilmeler aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

Mesnet üst bölgesinde (çekme bölgesi) gerilmeler aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

Sadece çelik kirişte:

$$\sigma_{DC} = \frac{\bar{M}_{DC}(12)}{S_{üst}} = \frac{3140.06 \cdot 12}{2142.9} = 17.58 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DC} = 17.58 \cdot 6.895 = 121.24 \text{ N/mm}^2$$

Parapet için composite (3n) kesitte:

$$\sigma_{DC2} = \frac{\bar{M}_{DC2}(12)}{S_{üst}} = \frac{422.57 \cdot 12}{5269.7} = 0.962 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DC2} = 0.962 \cdot 6.895 = 6.63 \text{ N/mm}^2$$

Yüzey aşınma tabakası için composite (3n) kesitte:

$$\sigma_{DW} = \frac{\bar{M}_{DW}(12)}{S_{üst}} = \frac{399.86 \cdot 12}{5269.7} = 0.90 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DW} = 0.90 \cdot 6.895 = 6.28 \text{ N/mm}^2$$

HL-93 kısa-süreli hareketli yük için composite (n) kesitte:

$$\sigma_{LL} = \frac{\bar{M}_{LL}(12)}{S_{üst}} = \frac{2491.7 \cdot 12}{13403.3} = 2.23 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{LL} = 2.23 \cdot 6.895 = 15.38 \text{ N/mm}^2$$

StrIGroup1 için N/mm^2 cinsinden tasarım çekme gerilmesi:

$$\sigma_{StrI} = [1.25 \cdot \sigma_{DC} + 1.25 \cdot \sigma_{DC2} + 1.5 \cdot \sigma_{DW} + 1.75 \cdot \sigma_{LL}] = 196.17 \text{ N/mm}^2$$

Mesnet alt bölgesinde (basınç bölgesi) gerilmeler ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Sadece çelik kirişte:

$$\sigma_{DC} = \frac{-\bar{M}_{DC}(12)}{S_{alt}} = \frac{-3140.06 \cdot 12}{2278.2} = -16.54 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DC} = -16.54 \cdot 6.895 = -114.04 \text{ N/mm}^2$$

Parapet için composite (3n) kesitte:

$$\sigma_{DC2} = \frac{-\bar{M}_{DC2}(12)}{S_{alt}} = \frac{-422.57 \cdot 12}{2649.5} = -1.91 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DC2} = -1.91 \cdot 6.895 = -13.2 \text{ N/mm}^2$$

Yüzey aşınma tabakası için composite (3n) kesitte:

$$\sigma_{DW} = \frac{-\bar{M}_{DW}(12)}{S_{alt}} = \frac{-399.86 \cdot 12}{2649.5} = -1.81 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DW} = -1.81 \cdot 6.895 = -12.49 \text{ N/mm}^2$$

HL-93 kısa-süreli hareketli yük için composite (n) kesitte:

$$\sigma_{LL} = \frac{-\bar{M}_{LL}(12)}{S_{alt}} = \frac{-2491.7 \cdot 12}{2847.7} = -10.5 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{LL} = -10.5 \cdot 6.895 = -72.4 \text{ N/mm}^2$$

StrIGroup1 için N/mm^2 cinsinden tasarım basınç gerilmesi:

$$\sigma_{StrI} = -[1.25 \cdot \sigma_{DC} + 1.25 \cdot \sigma_{DC2} + 1.5 \cdot \sigma_{DW} + 1.75 \cdot \sigma_{LL}] = -304.5 \text{ N/mm}^2$$

Olarak hesaplanır. Kaynak [33]'te $\sigma_{StrI} = -293.4 \text{ N/mm}^2$ değeri hesaplanmıştır.

Dayanım I Limit durumu için kirişin alt başlığında hesaplanan elastik gerilme, kirişin akma gerilmesine çok yaklaşmıştır:

$$\sigma_{StrI} = 304.5 \text{ N/mm}^2 < F_y = (50 \text{ kip/in}^2) \cdot 6.895 = 345 \text{ N/mm}^2$$

Hesaplanan StrIGroup1 gerilmesinin üst limite çok yaklaşması, tasarımda arzulanan bir durumdur. Açıkçası, optimum tasarımın bir sonucudur.

5. ÇELİK I-KİRİŞ KÖPRÜLERİN ARMONİ ARAMA YÖNTEMİYLE OPTİMUM TASARIMI

Bu bölümde, tez çalışması kapsamında geliştirilen optimum tasarım algoritmasının etkinliğini ve gücünü göstermek üzere dört sayısal uygulama gerçekleştirilmiştir. Dördüncü bölümde ayrıntılı olarak incelenen ve analizi yapılan 120-120 ft, 165-165 ft, 140-175-140 ft ve 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprülerin armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı yapılmıştır. Tez çalışması kapsamında geliştirilen armoni arama algoritması MATLAB programlama dilinde kodlanmış ve Ek3'te verilmiştir. Bu köprü sistemleri aynı zamanda *Matematiksel optimizasyon* ve *Genetik Algoritma* teknikleri ile de çözülerek, elde edilen sonuçlar armoni arama yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Burada kurulan yapısal optimizasyon problemi, amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılarıyla, *doğrusal olmayan bir programlama* probleminin karakterini yansıtmaktadır. *Doğrusal Olmayan Programlama* problemlerinin klasik çözümlerinde *Lagrange Çarpanları Yöntemi*, *Kesen Düzlem Yöntemi*, *Ceza Fonksiyonları Yöntemi*, *Adım adım Lineerleştirme Yöntemi*, *Sıralı Kuadratik Programlama Yöntemi* ve *Genelleştirilmiş İndirgenmiş Gradyan Yöntemi-GRG* (Generalized Reduced Gradient Method) araştırmacılar tarafından yaygın olarak kullanılmıştır. *Genelleştirilmiş İndirgenmiş Gradyan Yöntemi-GRG*'nin algoritması, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ altına “*Doğrusal Olmayan GRG*” olarak uyarlanmıştır. Ayrıca, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'ye genetik algoritmayı esas alan *Açılım* yöntemi de katılmıştır.

Bu çalışmada, yapısal optimizasyon problemi, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki “*Doğrusal Olmayan GRG*” ve *Açılım* yöntemleri ile çözülmüştür. Söz konusu programlama problemindeki amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılar, *Doğrusal Olmayan GRG* yönteminin fiziksel karakteri ile uyushmaktadır. Yerel minimumların taranarak optimum çözüme ulaşılması açısından bu çalışmada *Doğrusal Olmayan GRG* programlama tekniği seçilmiştir. *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemi, sınırlayıcıli minimizasyon için popüler bir çözüm tekniğidir ve aynı zamanda doğrusal olmayan eşitlik sınırlamalarını ele almak için çok uygundur. Eşitsizlik sınırlamaları, gerek duyulduğunda, gevşek değişkenlerin eklenmesiyle, eşitlik sınırlayıcılarına dönüştürülür. MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ altında çözüm yöntemleri ve bu yöntemlerin *varsayılan* parametreleri aşağıdaki şekilde verilmiştir.

<u>Doğrusal Olmayan GRG Yöntemi</u>	<u>Açılım Yöntemi</u>
Yakınsama: 0.0001	Yakınsama: 0.0001
Türev: Newton ileri fark	Mutasyon oranı: 0.075
Popülasyon boyutu: 100	Popülasyon boyutu: 100

Aşağıdaki alt bölümlerde verilen sayısal uygulamalarda, *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle yapılan çözümlerde aynı sonuçların elde edildiği görülmüştür. Özellikle amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılar, *Açılım* yönteminin fiziksel karakteri ile uyuşmadığından, ÇÖZÜCÜ geçerli çözümü geliştirememiştir. *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle yapılan optimum tasarımda değişkenler için başlangıç vektörü $X_0 = [x_{1,0} ; x_{2,0} ; x_{3,0} ; x_{4,0}] = [10 ; 1000 ; 10 ; 1000]$ mm alınarak çözüm geliştirilmiştir.

5.1. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı

Birinci uygulama olarak, üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprü sistemi seçilmiştir. Yukarıda Bölüm 4.1.2 ve 4.2.9’da ayrıntılı olarak incelenmiş olan sistemin, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemi ve CSiBridge yazılımı ile analiz ve hesaplamaları yapılmıştı. Çizgisel-Kiriş analizle çözümde ZARF yüklemesi altında elde edilen maksimum momentler, birinci açıklıkta $maxM_1 = 2664$ kip-ft, ikinci açıklıkta $maxM_2 = 3227.45$ kip-ft, üçüncü açıklıkta $maxM_3 = 3074.29$ kip-ft olarak, mesnet momentleri ise birinci iç mesnette $maxM_{1i} = -3472.8$ kip-ft, ikinci iç mesnette $maxM_{2i} = -3577.75$ kip-ft olarak hesaplanmıştı. Bu momentler, Eş. 4.10 bağıntısında verildiği gibi, *LLDF* hareketli yük katsayılarıyla çarpılarak armoni arama algoritmasına gönderilmektedir. Bölüm 4.1.2’den alınan *çok yüklü şerit durum LLDF* hareketli yük katsayılarıyla momentlerin çarpılması Eş. 4.10’a göre gerçekleştirildiğinde;

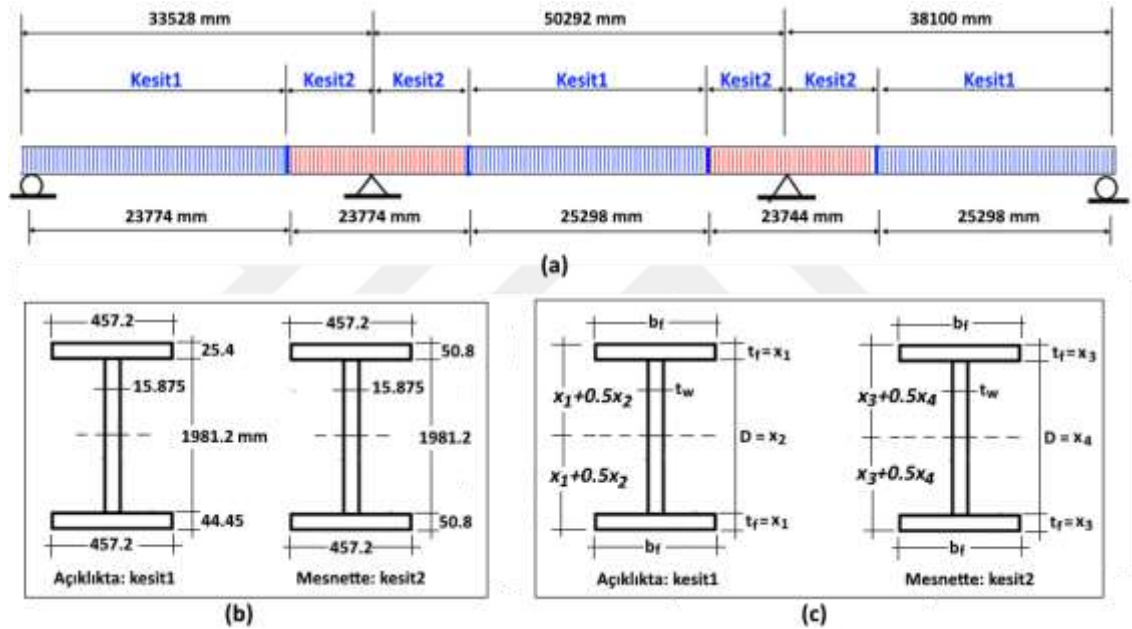
Açıklık momentleri

- Birinci açıklıkta $maxM_1 = (0.900)*(2664)*1.35575 = 3250.54$ kN.m
- İkinci açıklıkta $maxM_2 = (0.805)*(3227.45)*1.35575 = 3522.37$ kN.m
- Üçüncü açıklıkta $maxM_3 = (0.869)*(3074.29)*1.35575 = 3621.96$ kN.m

Mesnet momentleri

- $maxM_{1i} = (0.856)*(-3472.8) * 1.35575 = 4030.26 \text{ kN.m}$
- $maxM_{2i} = (0.843)*(-3577.75) * 1.35575 = 4089.00 \text{ kN.m}$

olarak SI birim sistemiyle elde edilmektedir. (burada kip-ft olan momentler, 1.35575 katsayısıyla kN.m'ye dönüştürülmüştür.) Şekil 5.1'de Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analiz edilen köprünün (yine SI birim sistemiyle) Kaynak[30]'daki orijinal en kesitleri ve optimum tasarım için değişkenlerle ifade edilen en kesitleri verilmiştir. Armoni arama algoritmasında yazılan amaç fonksiyonun ve sınırlayıcılar Şekil 5,1'deki boyut ve değişkenler göz önüne alınarak kurulmaktadır.



Şekil. 5.1. 110-165-125 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri

Armoni arama algoritmasında kurulan sınırlayıcılar ve amaç fonksiyonu ifadelerinin çıkarılması aşağıda maddeler halinde açıklanmıştır:

- Optimum tasarımda, Şekil 5.1 (c)'de görülen çift simetri düzlemli kesitler kullanılmıştır. En kesit başlık genişlikleri $b_f = 304.8 \text{ mm}$ sabit, başlık kalınlığı t_f ise değişken alınmıştır. Başlık kalınlığı, $19.05 \text{ mm} \leq t_f = x_1, x_3 \leq 76.2 \text{ mm}$ ile sınırlandırılmıştır.
- En kesit gövde yüksekliği D için AASHTO LRFD şartnamesinin sınırlaması göz önüne alınmıştır. Sistemde en büyük açıklık $L = 50292 \text{ mm}$ 'dir. Gövde yüksekliği

D için, en büyük açıklık ve gövde kalınlığına göre $L/37 \leq D = x_2, x_4 \leq 150t_w$ şeklinde bir sınırlama yazılmıştır. Tasarım işleminde minimum gövde kalınlığı $t_w = 0.875'' * 25.4 = 22.225 \text{ mm}$ sabit alınmıştır. Bu şekilde, gövde yüksekliği için, $1359.24 \text{ mm} \leq D = x_2, x_4 \leq 3333.75 \text{ mm}$ sınırlandırılması yazılmıştır.

- Deplasman ve gerilme sınırlayıcılarında yazılacak olan kesit1 ve kesit2'nin değişkenlere bağlı atalet momentleri Eş. 4.27 ve 4.28 ile ifade edilmektedir.

$$I_{x1} = \frac{[b_f(2x_1+x_2)^3 - (b_f-t_w)x_2^3]}{12} \quad (4.27)$$

$$I_{x2} = \frac{[b_f(2x_3+x_4)^3 - (b_f-t_w)x_4^3]}{12} \quad (4.28)$$

- Açıklıklarda ve iç mesnetlerde gerilmelere getirilen sınırlamalar aşağıdaki eşitsizliklerle yazılmıştır.

$$\sigma_1 = \frac{\max M1}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\max M2}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{\max M3}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1i} = \frac{\max M1i}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2i} = \frac{\max M2i}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

- Sehim kontrolü en büyük açıklığa göre yapılmaktadır. Sistemde en büyük açıklık orta açıklık olup $L = 50292 \text{ mm}$ 'dir. Araç hareketli yükünün meydana getirdiği çökme miktarı, şartnamenin izin verdiği, $L/800 = 62.9 \text{ mm}$ 'yi geçemez. HL-93 kamyonu tekil yük olarak $P = 319.5 \text{ kN}$ ağırlığındadır. Buna göre orta açıklıkta tekil yük altında meydana gelen sehim için sınırlama Eş. 4.29 ile ifade edilmiştir:

$$\Delta = \frac{12PL^3}{192E[b_f(2x_1+x_2)^3 - (b_f-t_w)x_2^3]} \leq \Delta_{max} = 62.9 \text{ mm} \quad (4.29)$$

Üç açıklıklı kirişin orta açıklığındaki çökme için, deplasman sınırlayıcısında elastisite modülündeki çarpan, 192 olarak etki ettirilmiştir. Çelik malzemenin elastisite modülü ve akma dayanımı sırasıyla $E = 200000 \text{ MPa}$ ve $F_y = 345 \text{ N/mm}^2$ 'dir.

- $W(x)$ amaç fonksiyonu x_1, x_2, x_3 ve x_4 değişkenlerine bağlı olarak yazılmaktadır. Şekil 5.1 (a)'da verilen köprüdeki kesit1 ve kesit2'ler uzunluklarıyla çarpılırsa yapı hacmi elde edilmektedir. Armoni arama algoritmasında amaç fonksiyonu aşağıdaki genel bağıntıyla ifade edilmiştir:

$$w(x) = \sum_{i=1}^n L_{1i}(2b_f x_1 + t_w x_2) + \sum_{j=1}^m L_{2j}(2b_f x_3 + t_w x_4) \quad (4.30)$$

Burada, n = kesit1, m = kesit2 sayısını, L_1 ve L_2 ise kesit1 ve kesit2 uzunluklarını göstermektedir. Kesit1 ve kesit2 uzunluklarının sayısal değerleriyle amaç fonksiyonu Eş. 4.31 ile yazılmıştır.

$$w(x) = 74370 * (2b_f x_1 + t_w x_2) + 47548 * (2b_f x_3 + t_w x_4) \quad (4.31)$$

Bu şekilde armoni arama algoritmasına aktarılacak amaç fonksiyonu, gerilme ve deplasman sınırlayıcıları ve yan sınırlayıcılar kurulmuş olur. Sonuç olarak optimum tasarım problemi aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:

Amaç fonksiyonu:

$$w(x) = 74370 * (2b_f x_1 + t_w x_2) + 47548 * (2b_f x_3 + t_w x_4)$$

Sınırlayıcılar:

$$\sigma_1 = \frac{\max M1}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\max M2}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{\max M3}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1i} = \frac{\max M1i}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2i} = \frac{\max M2i}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta = \frac{12PL^3}{192E*[b_f(2x_1+x_2)^3 - (b_f-t_w)x_2^3]} \leq \Delta_{\max} = 62.9 \text{ mm}$$

$$19.05 \text{ mm} \leq x_1, x_3 \leq 76.2 \text{ mm}$$

$$1359.24 \text{ mm} \leq x_2, x_4 \leq 3333.75 \text{ mm}$$

Armoni arama algoritmasında kullanılan parametreler ve bunların açıklamaları Bölüm 3.4.1’de verilmiştir. Bu tez çalışmasında kaynak [47]’deki armoni arama parametreleri kullanılmıştır. Bu parametreler, armoni hafızasını kullanma oranı $HMCR = 0.90$, armoni hafızasının boyutu $HMS = 20$, maksimum ve minimum ses düzeltme oranları $PAR_{max} = 0.80$ ve $PAR_{min} = 0.20$, ses ayarlama fonksiyonlarındaki bant genişliğinin maksimum ve minimum değerleri ise $bw_{max} = 0.01$ ve $bw_{min} = 0.001$ olarak belirlenmiştir. Armoni arama ile optimum boyutlandırmada x_1, x_2, x_3, x_4 kesit değişkenleri yukarıda belirlenen sınırlamalar arasında elde edilmiştir. Sınırlamaların sağlanmasında altıncı sıradaki sehim sınırlaması etkin olmuş ve 62.9 mm üst limiti elde edilmiştir. Ancak gerilme sınırlayıcıları, $F_y = 345 \text{ N/mm}^2$ üst limitinin altında kalmıştır. Armoni aramada optimum boyutlar;

$$x_1 = 21.1 \text{ mm}, x_2 = 1635 \text{ mm}, x_3 = 19.1 \text{ mm}, x_4 = 1362 \text{ mm}$$

olarak belirlenmiştir. Bu değerlerle çelik I-Kiriş köprünün hacmi $W(X) = 5.65 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Çelik I-Kiriş köprünün bu hacmi, Kaynak[30]’daki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 8.42 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 33 civarında bir tasarruf sağlandığı görülmüştür.

Çelik I-Kiriş köprünün Çizgisel-Kiriş analizle hesaplanan $maxM_1 = 6417.86 \text{ kip.ft}$, $maxM_2 = 8847.01 \text{ kip.ft}$, $maxM_3 = 7930.73 \text{ kip.ft}$, $max\bar{M}_1 = -11697.65 \text{ kip.ft}$ ve $max\bar{M}_2 = -12542.96 \text{ kip.ft}$ Dayanım-I momentleri de, Armoni arama algoritmasına aktararak optimum tasarım yapılmıştır. Dayanım-I momentleri kompozit kesite uygulandığından, kompozit kesitin atalet momentinin (*Composite(n): araç yükleri*) sehime katkısı yaklaşık %25’tir. Bu katkı ile deplasman üst limiti 78.625 mm olarak armoni arama algoritmasına yansıtılabilir. Ancak bu katkı, güvenli tarafta kalınarak, ihmal edilmiş ve yine deplasman üst limiti 62.9 mm olarak alınmıştır. Dayanım-I momentleriyle optimum tasarımda gerilme sınırlayıcıları belirleyici olmuş, $F_y = 345 \text{ N/mm}^2$ üst limitine ulaşılmıştır. Deplasman sınırlaması ise, $\Delta = 27.0 \text{ mm} < \Delta_{max} = 62.9 \text{ mm}$ olarak kolayca sağlanmıştır. Dayanım-I momentlerinin armoni arama algoritmasına göz önüne alınmasıyla, optimum boyutlar;

$$x_1 = 26.73 \text{ mm}, x_2 = 1884.0 \text{ mm}, x_3 = 28.87 \text{ mm}, x_4 = 2402 \text{ mm}$$

olarak belirlenmiştir. Bu değerlerle çelik I-Kiriş köprünün hacmi $W(X) = 7.70 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Çelik I-Kiriş köprünün bu hacmi, Kaynak[30]'daki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 8.42 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 8.5 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

Yukarıda amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılarla tanımlanan köprünün optimum tasarım problemi, MS-EXCEL'de hem *Doğrusal Olmayan Programlama* hem de genetik algoritmayı esas alan *Açılım* yöntemi ile de çözülmüştür. *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle yapılan çözümlerde aynı sonuçlar elde edilmiştir. *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemiyle çözüm 16.594 saniyede, *Açılım* yöntemiyle çözüm ise 38.297 saniyede tamamlanmıştır. Açılım yönteminde çözüm zamanının büyük olması, amaç fonksiyonu ve sınırlayıcıların fiziksel karakterinden kaynaklanmaktadır. Aslında *Açılım* yöntemi sınırlayıcıları sağlayan geçerli bir çözümü çok kısa sürede vermektedir, ancak bu çözüm etrafında geçerli bir çözüm geliştirememektedir. Bu nedenle çözüm süresi 38.297 saniyeye ulaşmaktadır. Şekil 5.2'de MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'nün her iki yöntemiyle yapılan çözümler verilmiştir. Bu şekilde tüm sınırlayıcıların sağlandığı, optimum yapı hacminin hesaplandığı ve optimum kesit boyutlarının;

$$x_1 = 19.05 \text{ mm}, x_2 = 1666.72 \text{ mm}, x_3 = 19.05 \text{ mm}, x_4 = 1359.24 \text{ mm}$$

olarak belirlendiği görülmüştür. Çelik I-Kiriş köprünün optimum hacmi $W(X) = 5.61 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Köprünün bu hacmi, Kaynak[30]'daki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 8.42 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 33.3 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

	A	B	C	D	E	F	G
1			110-165-125 ft Köprünün Optimum Tasarımı				
2							
3				x1	x2	x3	x4
4				19.05	1666.72	19.05	1359.24
5							
6		Amaç Fonksiyonu					
7			MinW(x)=	5607086765			
8		Sınırlayıcılar					
9		Gerilme	g1=	164.67	N/mm ²		
10		Gerilme	g2=	178.44	N/mm ²		
11		Gerilme	g3=	183.49	N/mm ²		
12		Gerilme	g4=	276.97	N/mm ²		
13		Gerilme	g5=	281.01	N/mm ²		
14		Deplasman	g6=	62.900	mm		
15							
16		orj W(x)=	8418223034	mm ³			
17							
18		YapıHacmi Oranı=	0.666				

Çözücü Parametreleri

Hedef Ayarla:

Hedef:
☐ En Büyük
☒ En Küçük
☐ Değer:

Değişken Hücreleri Değiştirerek:

Kısıtlamalara Bağlıdır:

SDS10 <= 345
SDS11 <= 345
SDS12 <= 345
SDS13 <= 345
SDS14 <= 62.9
SDS4 <= 76.2
SDS4 >= 19.05
SDS9 <= 345
SES4 <= 3333.75
SES4 >= 1359.24
SFS4 <= 76.2
SFS4 >= 19.05
SGS4 <= 3333.75

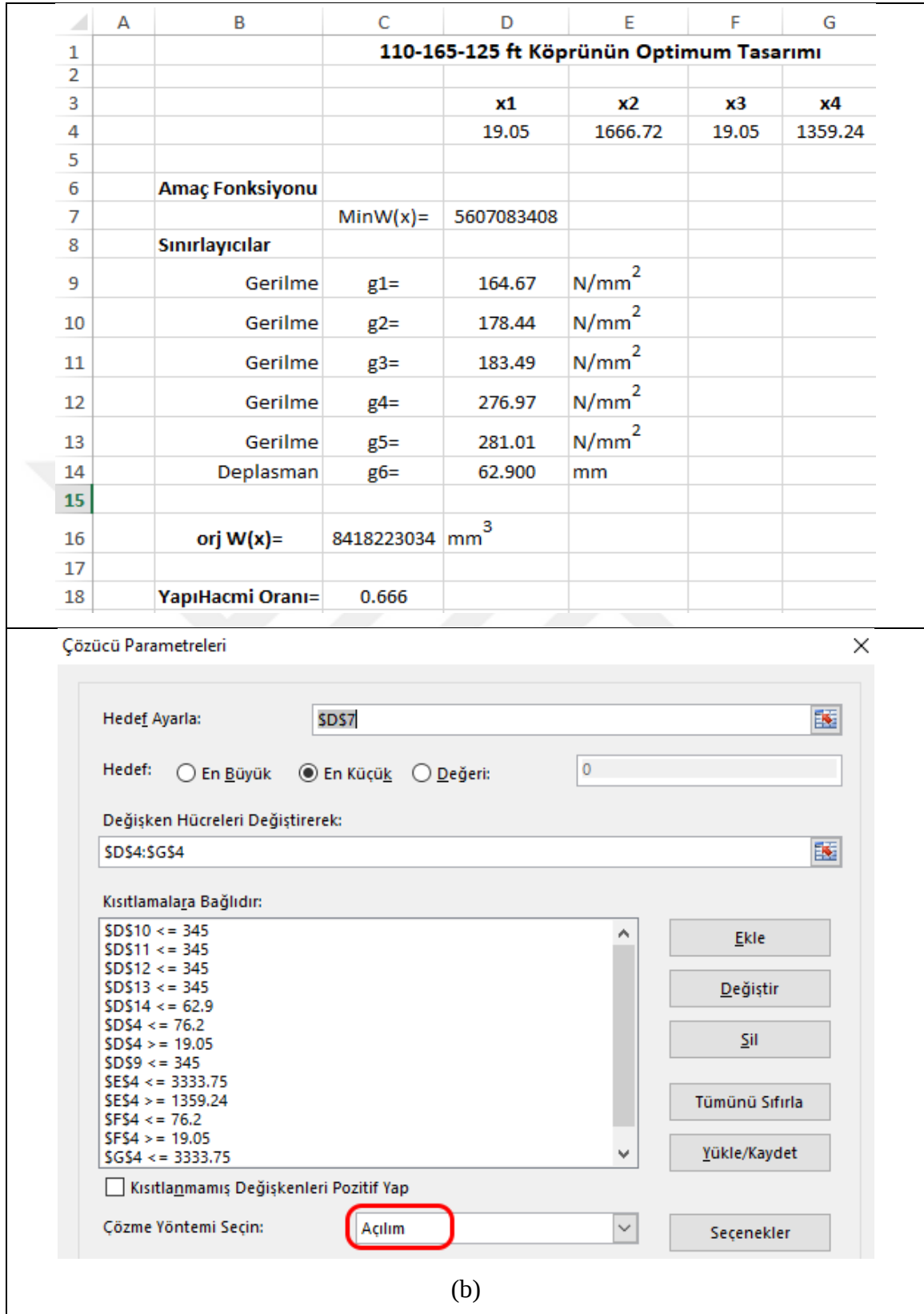
Ekle
Değiştir
Sil
Tümünü Sıfırla
Yükle/Kaydet

☐ Kısıtlanmamış Değişkenleri Pozitif Yap

Çözme Yöntemi Seçin:

Seçenekler

(a)



Şekil. 5.2. 110-165-125 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı

Armoni arama yöntemi ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle optimum tasarımı yapılan 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri Tablo 5.1'de karşılaştırılarak verilmiştir.

Tablo 5.1. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri

		Boyutlandırma değişkenleri				Yapı hacmi (mm ³)
		mm				x10 ⁹
		x1	x2	x3	x4	
Kaynak [30]		25,40*	1981.20	50.80	1981.20	8.42
Bu çalışmada	Armoni Arama	21.10	1635.00	19.10	1362.00	5.65
	Doğrusal olmayan GRG	19.05	1666.72	19.05	1359.24	5.61
	Açılım (GA)	19.05	1666.72	19.05	1359.24	5.61

(*) Kesit1'de alt başlık 44.45 mm'dir.

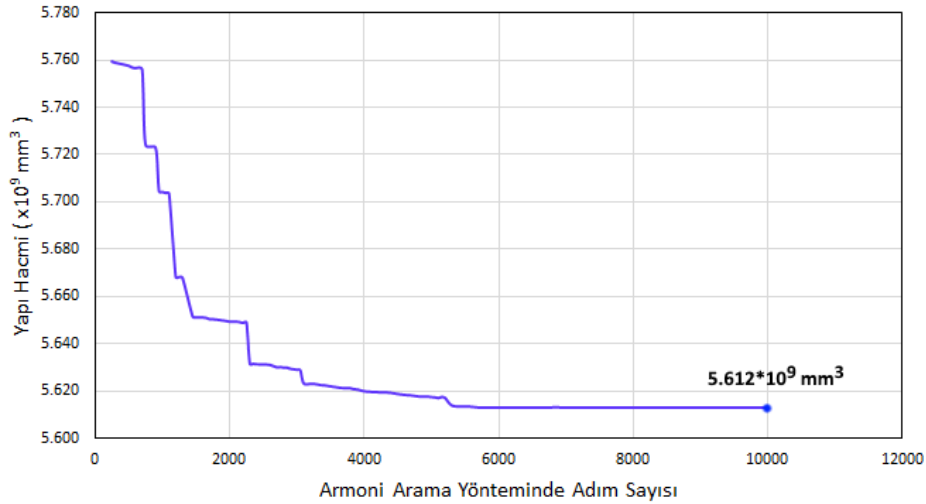
Tablo 5.1'de, Armoni Arama ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle elde edilen optimum yapı hacimleri arasında yaklaşık olarak %1 fark görülmektedir. Burada, Armoni Arama algoritmasının 20 bağımsız optimizasyon çözümünden elde edilen değerlerin ortalaması alınarak yapı hacmi hesaplandığından, söz konusu %1'lik bir fark oluşmuştur.

MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemiyle çözümde önce bir başlangıç deneme çözümü elde edilmektedir. Bu deneme çözümünde yapı hacmi (Hedef Hücre) beşinci adımda 5.607×10^9 mm³ olarak hesaplanmıştır. Hedef hücrenin bu değeri *Zorunlu Değer* olarak *Alt Problemlerin* her adımında esas alınmakta ve tekrar deneme çözümleri elde edilmektedir. Bu problem için 356 adet *Alt Problem* adımında değerlendirmeler yapılmaktadır. Alt problemin her adımında 5-10 arasında deneme çözümünün yapıldığı ve sonuçta *Hedef Hücrenin*, 5.607×10^9 mm³ olarak hesaplandığı görülmüştür. Tablo 5.2'de, söz konusu Alt Problemlerden ilk 10 adım ayrıntılı olarak verilmiştir.

Tablo 5.2. Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle çözümünde alt problem adımları ve yapı hacimleri

AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)
0	1	5.099*10 ⁹	1	1	5.810*10 ⁹	2	1	6.553*10 ⁹	3	1	6.828*10 ⁹	4	1	6.891*10 ⁹
	2	6.038*10 ⁹		2	6.330*10 ⁹		2	6.696*10 ⁹		2	6.633*10 ⁹		2	6.706*10 ⁹
	3	5.699*10 ⁹		3	6.000*10 ⁹		3	6.463*10 ⁹		3	5.833*10 ⁹		3	5.828*10 ⁹
	4	5.611*10 ⁹		4	5.992*10 ⁹		4	5.905*10 ⁹		4	5.655*10 ⁹		4	5.813*10 ⁹
	5	5.607*10 ⁹		5	5.655*10 ⁹		5	5.780*10 ⁹		5	5.607*10 ⁹		5	5.607*10 ⁹
	6			6	5.607*10 ⁹		6	5.607*10 ⁹		6			6	
AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)	AltProblem	Deneme Çözümü	Hedef Hücre (mm ³)
5	1	6.868*10 ⁹	6	1	7.044*10 ⁹	7	1	7.146*10 ⁹	8	1	6.691*10 ⁹	9	1	7.314*10 ⁹
	2	7.001*10 ⁹		2	6.755*10 ⁹		2	7.090*10 ⁹		2	7.199*10 ⁹		2	6.777*10 ⁹
	3	6.805*10 ⁹		3	6.580*10 ⁹		3	6.119*10 ⁹		3	6.982*10 ⁹		3	6.580*10 ⁹
	4	5.870*10 ⁹		4	5.642*10 ⁹		4	5.653*10 ⁹		4	5.947*10 ⁹		4	6.163*10 ⁹
	5	5.640*10 ⁹		5	5.607*10 ⁹		5	5.607*10 ⁹		5	5.758*10 ⁹		5	5.650*10 ⁹
	6	5.607*10 ⁹		6			6			6	5.607*10 ⁹		6	5.607*10 ⁹

Şekil 5.3 de verilen grafik, Armoni Arama yöntemiyle optimum tasarımda 10000 adım sonunda yapı hacmindeki değişimi göstermektedir. Bu grafik çizilirken adım boyu 50 alınarak 200 adet yapı hacmi hesaplanmıştır. Burada optimum yapı hacmi, $5.6129 \times 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. 10000 adım sonunda, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki $5.61 \times 10^9 \text{ mm}^3$ optimum yapı hacmi ile aynı sonuç elde edilmiştir. Bu sonuç, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermektedir.



Şekil. 5.3. 110-165-125 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi

5.2. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik I-Kiriş köprünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı

İkinci uygulama olarak, iki-açıklıklı 120-120 ft çelik I-Kiriş köprü sisteminin optimum tasarımı yapılmıştır. Yukarıda Bölüm 4.1.5 ve 4.2.13-4.2.16'da bu köprü

sistemi ayrıntılı olarak incelenmiştir. Çizgisel-Kiriş analizle çözümde ZARF yüklemesi altında elde edilen maksimum momentler, birinci açıklıkta $maxM_1 = 2680.87$ kip-ft, ikinci açıklıkta $maxM_2 = 2667.61$ kip-ft olarak, mesnet momenti ise iç mesnette $maxM_{1i} = -3559.58$ kip-ft olarak hesaplanmıştır. Bu momentler, Eş. 4.10 bağıntısında verildiği gibi, *LLDF* hareketli yük katsayısıyla çarpılarak armoni arama algoritmasına gönderilmektedir. Bölüm 4.2.13'te hesaplanan *çok yüklü şerit durum* *LLDF* hareketli yük katsayısıyla momentlerin çarpılması Eş. 4.10'a göre gerçekleştirildiğinde;

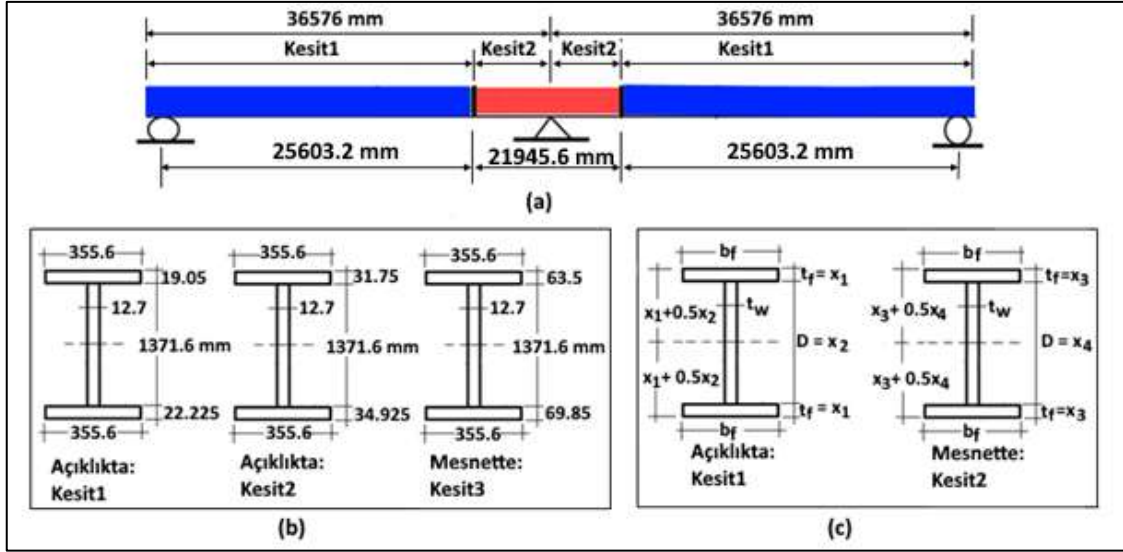
Açıklık momentleri

- Birinci açıklıkta $maxM_1 = (0.700)*(2680.87)*1.35575 = 2544.21$ kN.m
- İkinci açıklıkta $maxM_2 = (0.700)*(2667.61)*1.35575 = 2531.63$ kN.m

İç mesnet momenti

- $maxM_{1i} = (0.700)*(-3559.58) *1.35575 = 3378.13$ kN.m

olarak SI birim sistemiyle elde edilmektedir. (burada kip-ft olan momentler, 1.35575 katsayısıyla kN.m'ye dönüştürülmüştür.) Şekil 5.4'de Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analiz edilen köprünün (yine SI birim sistemiyle) Kaynak[33]'deki orijinal en kesitleri ve optimum tasarım için değişkenlerle ifade edilen *Kesit1* ve *Kesit2* en kesitleri verilmiştir. Armoni arama algoritmasında yazılan amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılar Şekil 5.4'deki boyut ve değişkenler göz önüne alınarak kurulmaktadır. Orijinal çalışmada kesit gövde kalınlığı $t_w = 12.7$ mm olarak alındığından, bu problemde yan sınırlayıcılardaki $150t_w = 1905$ mm üst limiti bu değerle oluşturulmuştur. İki açıklıklı kirişin kenar açıklığındaki çökme için, deplasman sınırlayıcısında elastisite modülündeki çarpan, 107.33 olarak etki ettirilmiştir.



Şekil. 5.4. 120-120 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri

Armoni arama algoritmasına aktarılacak amaç fonksiyonu, gerilme, deplasman ve yan sınırlayıcıların kurulmasında Bölüm 5.1’de optimum tasarımı yapılan problemin adımları esas alınmıştır. Yine armoni parametrelerinde de değişiklik yapılmamış, kaynak [47]’deki değerler kullanılmıştır. Bu şekilde kurulan optimum tasarım problemi aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:

Amaç fonksiyonu:

$$w(x) = 51206.4 * (2b_f x_1 + t_w x_2) + 21945.6 * (2b_f x_3 + t_w x_4)$$

Sınırlayıcılar:

$$\sigma_1 = \frac{\max M_1}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\max M_2}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1i} = \frac{\max M_{1i}}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta = \frac{12PL^3}{107.33E * [b_f(2x_1 + x_2)^3 - (b_f - t_w)x_2^3]} \leq \Delta_{\max} = 45.72 \text{ mm}$$

$$19.05 \text{ mm} \leq x_1, x_3 \leq 76.2 \text{ mm}$$

$$988.54 \text{ mm} \leq x_2, x_4 \leq 1905 \text{ mm}$$

Sınırlamaların sağlanmasında üçüncü sıradaki iç mesnet gerilme sınırlaması ve dördüncü sıradaki sehim sınırlaması etkin olmuş ve bu limitlerin üst sınırlarına erişilmiştir. Armoni aramada optimum boyutlar;

$$x_1 = 21.7 \text{ mm}, x_2 = 1747 \text{ mm}, x_3 = 21.9 \text{ mm}, x_4 = 1103 \text{ mm}$$

olarak belirlenmiştir. Bu değerlerle çelik I-Kiriş köprünün hacmi $W(X) = 2.41 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Çelik I-Kiriş köprünün bu hacmi, Kaynak[33]'daki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 2.78 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 13.3 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

Yukarıda amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılarla tanımlanan köprünün optimum tasarım problemi, MS-EXCEL'de hem *Doğrusal Olmayan Programlama* hem de genetik algoritmayı esas alan *Açılım* yöntemi ile de çözülmüştür. *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle yapılan çözümlerde aynı sonuçlar elde edilmiştir. *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemiyle çözüm 14.11 saniyede, *Açılım* yöntemiyle çözüm ise 39.266 saniyede tamamlanmıştır. Açılım yönteminde çözüm zamanının büyük olması, amaç fonksiyonu ve sınırlayıcıların fiziksel karakterinden kaynaklanmaktadır. Aslında *Açılım* yöntemi sınırlayıcıları sağlayan geçerli bir çözümü çok kısa sürede vermektedir, ancak bu çözüm etrafında geçerli bir çözüm geliştirememektedir. Bu nedenle çözüm süresi yaklaşık 40 saniyeye ulaşmaktadır. Şekil 5.5'de MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'nün her iki yöntemiyle yapılan çözümler verilmiştir. Bu şekilde tüm sınırlayıcıların sağlandığı, optimum yapı hacminin hesaplandığı ve optimum kesit boyutlarının;

$$x_1 = 19.05 \text{ mm}, x_2 = 1807.19 \text{ mm}, x_3 = 19.05 \text{ mm}, x_4 = 1187.70 \text{ mm}$$

olarak belirlendiği görülmüştür. Çelik I-Kiriş köprünün optimum hacmi $W(X) = 2.36 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Köprünün bu hacmi, Kaynak[33]'deki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 2.78 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 15.1 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

	A	B	C	D	E	F	G
1			120-120 ft Köprünün Optimum Tasarımı				
2							
3				x1	x2	x3	x4
4				19.05	1807.19	19.05	1187.70
5							
6		Amaç Fonksiyonu					
7			MinW(x)=	2355783877	mm ³		
8		Sınırlayıcılar					
9		Gerilme	g1=	147.36	N/mm ²		
10		Gerilme	g2=	146.63	N/mm ²		
11		Gerilme	g3=	345.00	N/mm ²		
12		Deplasman	g4=	45.720	mm		
13							
14		orj W(x)=	2777410703	mm ³			
15							
16		YapıHacmi Oranı=	0.848				

Çözücü Parametreleri

Hedef Ayarla:

Hedef: ☐ En Büyük ☒ En Küçük ☐ Değeri:

Değişken Hücreleri Değiştirerek:

Kısıtlamalara Bağlıdır:

SD\$4 >= 988.54
SD\$10 <= 345
SD\$11 <= 345
SD\$12 <= 45.72
SD\$4 <= 76.2
SD\$4 >= 19.05
SD\$9 <= 345
SE\$4 <= 1905
SE\$4 >= 988.54
SF\$4 <= 76.2
SF\$4 >= 19.05
SG\$4 <= 1905

Ekle
Değiştir
Sil
Tümünü Sıfırla
Yükle/Kaydet

☐ Kısıtlanmamış Değişkenleri Pozitif Yap

Çözme Yöntemi Seçin:

Seçenekler

(a)

	A	B	C	D	E	F	G
1			120-120 ft Köprünün Optimum Tasarımı				
2							
3				x1	x2	x3	x4
4				19.05	1807.21	19.05	1187.76
5							
6		Amaç Fonksiyonu					
7			MinW(x)=	2355821228	mm ³		
8		Sınırlayıcılar					
9		Gerilme	g1=	147.36	N/mm ²		
10		Gerilme	g2=	146.63	N/mm ²		
11		Gerilme	g3=	344.98	N/mm ²		
12		Deplasman	g4=	45.718	mm		
13							
14		orj W(x)=	2777410703	mm ³			
15							
16		YapıHacmi Oranı=	0.848				

Çözücü Parametreleri

Hedef Ayarla:

Hedef: ☐ En Büyük ☒ En Küçük ☐ Değeri:

Değişken Hücreleri Değiştirerek:

Kısıtlamalara Bağlıdır:

- SG\$4 >= 988.54
- SD\$10 <= 345
- SD\$11 <= 345
- SD\$12 <= 45.72
- SD\$4 <= 76.2
- SD\$4 >= 19.05
- SD\$9 <= 345
- SE\$4 <= 1905
- SE\$4 >= 988.54
- SF\$4 <= 76.2
- SF\$4 >= 19.05
- SG\$4 <= 1905

☐ Kısıtlanmamış Değişkenleri Pozitif Yap

Çözme Yöntemi Seçin:

Ekle
Değiştir
Sil
Tümünü Sıfırla
Yükle/Kaydet
Seçenekler

(b)

Şekil. 5.5. 120-120 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı

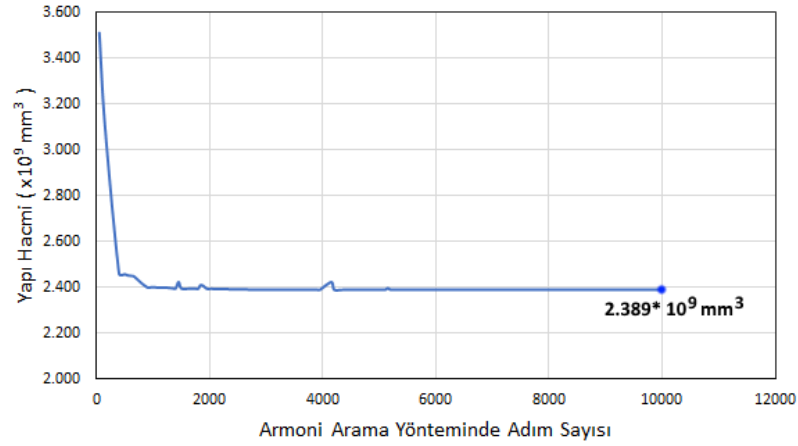
Armoni arama yöntemi ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle optimum tasarımı yapılan 120-120 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri Tablo 5.3'de karşılaştırılarak verilmiştir.

Tablo 5.3. İki-açıklıklı 120-120 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri

		Boyutlandırma değişkenleri				Yapı hacmi (mm ³)
		mm				x10 ⁹
		x1	x2	x3	x4	
Kaynak [33]		19,05*	1371.60	63,5**	1371.60	2.78
Bu çalışmada	Armoni Arama	21.70	1747.00	21.90	1103.00	2.41
	Doğrusal olmayan GRG	19.05	1807.19	19.05	1187.70	2.36
	Açılım (GA)	19.05	1807.19	19.05	1187.70	2.36
(*) Kesit1 ve Kesit2 alt başlıklarında sırasıyla 22.225 mm 34.925 mm'dir.						
(*) Kesit2 üst başlıkta 31.75 mm'dir. (**) Kesit3 alt başlıkta 69.85 mm'dir						

Tablo 5.3'de, Armoni Arama ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle elde edilen optimum yapı hacimleri arasında yaklaşık olarak %2 fark görülmektedir. Burada, Armoni Arama algoritmasının 20 bağımsız optimizasyon çözümünden elde edilen değerlerin ortalaması alınarak yapı hacmi hesaplandığından, söz konusu %2'lik bir fark oluşmuştur. Bu sonuç, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermektedir.

Şekil 5.6 de verilen grafik, Armoni Arama yöntemiyle optimum tasarımda 10000 adım sonunda yapı hacmindeki değişimi göstermektedir. Bu grafik çizilirken adım boyu 50 alınarak 200 adet yapı hacmi hesaplanmıştır. Burada optimum yapı hacmi, 2.389×10^9 mm³ olarak hesaplanmıştır. 10000 adım sonunda, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki 2.36×10^9 mm³ optimum yapı hacmine çok yakın bir sonuç elde edilmiştir. Bu sonuç, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermektedir.



Şekil. 5.6. 120-120 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi

5.3. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı

Üçüncü uygulama olarak, iki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprü sisteminin optimum tasarımı yapılmıştır. Yukarıda Bölüm 4.1.6 ve 4.2.7-4.2.8’de bu köprü sistemi ayrıntılı olarak incelenmiştir. Çizgisel-Kiriş analizle çözümde ZARF yükleme altında elde edilen maksimum momentler, birinci ve ikinci açıklıkta $maxM_{1,2} = 4320.64$ kip-ft, mesnet momenti ise iç mesnette $maxM_{1i} = -4305.13$ kip-ft olarak hesaplanmıştı. Bu momentler, Eş. 4.10 bağıntısında verildiği gibi, LLDF hareketli yük katsayısıyla çarpılarak armoni arama algoritmasına gönderilmektedir. Bölüm 4.1.6’da hesaplanan *çok yüklü şerit durum* LLDF hareketli yük katsayısıyla momentlerin çarpılması Eş. 4.10’a göre gerçekleştirildiğinde;

Açıklık momentleri

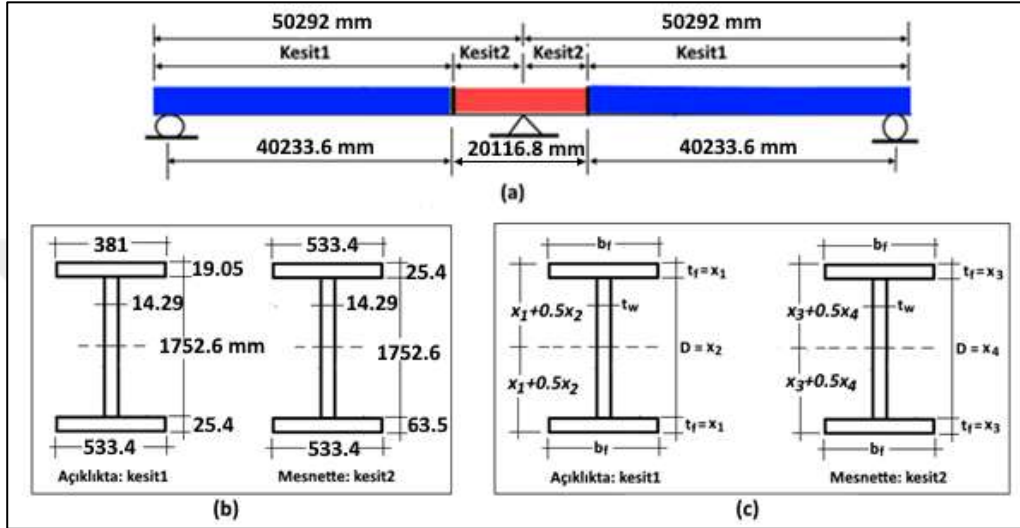
- Birinci açıklıkta $maxM_1 = (0.757) * (4320.64) * 1.35575 = 4434.28$ kN.m
- İkinci açıklıkta $maxM_2 = (0.757) * (4320.64) * 1.35575 = 4434.28$ kN.m

İç mesnet momenti

- $maxM_{1i} = (0.803) * (-4305.13) * 1.35575 = 4686.85$ kN.m

olarak SI birim sistemiyle elde edilmektedir. Şekil 5.7’de Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analiz edilen köprünün (yine SI birim sistemiyle) Kaynak[21]’deki orijinal en kesitleri ve optimum tasarım için değişkenlerle ifade edilen *Kesit1* ve *Kesit2* en kesitleri verilmiştir. Armoni arama algoritmasında yazılan amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılar

Şekil 5.7'deki boyut ve değişkenler göz önüne alınarak kurulmaktadır. Orijinal çalışmada kesit gövde kalınlığı $t_w = 14.29 \text{ mm}$ olarak alındığından, bu problemde yan sınırlayıcılardaki $150t_w = 2143.125 \text{ mm}$ üst limiti bu değerle oluşturulmuştur. İki açıklıklı kirişin kenar açıklığındaki çökme için, deplasman sınırlayıcısında elastisite modülündeki çarpan, 107.33 olarak etki ettirilmiştir.



Şekil. 5.7. 165-165 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri

Armoni arama algoritmasına aktarılacak amaç fonksiyonu, gerilme, deplasman ve yan sınırlayıcıların kurulmasında Bölüm 5.1'de optimum tasarımı yapılan problemin adımları esas alınmıştır. Yine armoni parametrelerinde de değişiklik yapılmamış, kaynak [47]'deki değerler kullanılmıştır. Bu şekilde kurulan optimum tasarım problemi aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:

Amaç fonksiyonu:

$$w(x) = 80467.2 * (2b_f x_1 + t_w x_2) + 20116.8 * (2b_f x_3 + t_w x_4)$$

Sınırlayıcılar:

$$\sigma_1 = \frac{\max M_1}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\max M_2}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1i} = \frac{\max M_{1i}}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta = \frac{12PL^3}{107.33E*[b_f(2x_1+x_2)^3 - (b_f-t_w)x_2^3]} \leq \Delta_{max} = 62.9 \text{ mm}$$

$$19.05 \text{ mm} \leq x_1, x_3 \leq 76.2 \text{ mm}$$

$$1359.24 \text{ mm} \leq x_2, x_4 \leq 2143.125 \text{ mm}$$

Sınırlamaların sağlanmasında üçüncü sıradaki iç mesnet gerilme sınırlaması ve dördüncü sıradaki sehim sınırlaması etkin olmuş ve bu limitlerin üst sınırlarına erişilmiştir. Armoni aramada optimum boyutlar;

$$x_1 = 29.1 \text{ mm}, x_2 = 2073 \text{ mm}, x_3 = 21.2 \text{ mm}, x_4 = 1403 \text{ mm}$$

olarak belirlenmiştir. Bu değerlerle çelik I-Kiriş köprünün hacmi $W(X) = 4.47 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Çelik I-Kiriş köprünün bu hacmi, Kaynak[21]'deki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 5.15 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 13.2 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

Yukarıda amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılarla tanımlanan köprünün optimum tasarım problemi, MS-EXCEL'de hem *Doğrusal Olmayan Programlama* hem de genetik algoritmayı esas alan *Açılım* yöntemi ile de çözülmüştür. *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle yapılan çözümlerde aynı sonuçlar elde edilmiştir. *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemiyle çözüm 19.938 saniyede, *Açılım* yöntemiyle çözüm ise 41.313 saniyede tamamlanmıştır. Açılım yönteminde çözüm zamanının büyük olması, amaç fonksiyonu ve sınırlayıcıların fiziksel karakterinden kaynaklanmaktadır. Aslında *Açılım* yöntemi sınırlayıcıları sağlayan geçerli bir çözümü çok kısa sürede vermektedir, ancak bu çözüm etrafında geçerli bir çözüm geliştirememektedir. Bu nedenle çözüm süresi yaklaşık 41.313 saniyeye ulaşmaktadır. Şekil 5.8'de MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'nün her iki yöntemiyle yapılan çözümler verilmiştir. Bu şekilde tüm sınırlayıcıların sağlandığı, optimum yapı hacminin hesaplandığı ve optimum kesit boyutlarının;

$$x_1 = 25.64 \text{ mm}, x_2 = 2143.13 \text{ mm}, x_3 = 19.05 \text{ mm}, x_4 = 1472.52 \text{ mm}$$

olarak belirlendiği görülmüştür. Çelik I-Kiriş köprünün optimum hacmi $W(X) = 4.38 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Köprünün bu hacmi, Kaynak[21]'deki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 5.15 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 15.0 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

	A	B	C	D	E	F	G
1			165-165 ft Köprünün Optimum Tasarımı				
2							
3				x1	x2	x3	x4
4				25,64	2143,13	19,05	1472,52
5							
6		Amaç Fonksiyonu					
7			MinW(x)=	4378463857	mm^3		
8		Sınırlayıcılar					
9		Gerilme	g1=	161,64	N/mm^2		
10		Gerilme	g2=	161,64	N/mm^2		
11		Gerilme	g3=	345,00	N/mm^2		
12		Deplasman	g4=	62,900	mm		
13							
14		orj W(x)=	5146808093	mm^3			
15							
16		YapıHacmi Oranı=	0,851				

Çözücü Parametreleri

Hedef Ayarla:

Hedef: ☐ En Büyük ☒ En Küçük ☐ Değeri:

Değişken Hücreleri Değiştirerek:

Kısıtlamalara Bağlıdır:

SD\$10 <= 345
SD\$11 <= 345
SD\$12 <= 62,9
SD\$4 <= 76,2
SD\$4 >= 19,05
SD\$9 <= 345
SE\$4 <= 2143,125
SE\$4 >= 1359,24
SF\$4 <= 76,2
SF\$4 >= 19,05
SG\$4 <= 2143,125
SG\$4 >= 1359,24

Ekle
Değiştir
Sil
Tümünü Sıfırla
Yükle/Kaydet

☐ Kısıtlanmamış Değişkenleri Pozitif Yap

Çözme Yöntemi Seçin:

Seçenekler

(a)

	A	B	C	D	E	F	G
1			165-165 ft Köprünün Optimum Tasarımı				
2							
3				x1	x2	x3	x4
4				25.64	2143.12	19.38	1461.82
5							
6		Amaç Fonksiyonu					
7			MinW(x)=	4379453731	mm ³		
8		Sınırlayıcılar					
9		Gerilme	g1=	161.64	N/mm ²		
10		Gerilme	g2=	161.64	N/mm ²		
11		Gerilme	g3=	344.78	N/mm ²		
12		Deplasman	g4=	62.899	mm		
13							
14		orj W(x)=	5146808093	mm ³			
15							
16		YapıHacmi Oranı=	0.851				

Çözücü Parametreleri

Hedef Ayarla:

Hedef: ☐ En Büyük ☒ En Küçük ☐ Değeri:

Değişken Hücreleri Değiştirerek:

Kısıtlamalara Bağlıdır:

SD\$10 <= 345
SD\$11 <= 345
SD\$12 <= 62.9
SD\$4 <= 76.2
SD\$4 >= 19.05
SD\$9 <= 345
SE\$4 <= 2143.125
SE\$4 >= 1359.24
SF\$4 <= 76.2
SF\$4 >= 19.05
SG\$4 <= 2143.125
SG\$4 >= 1359.24

Ekle
Değiştir
Sil
Tümünü Sıfırla
Yükle/Kaydet

☐ Kısıtlanmamış Değişkenleri Pozitif Yap

Çözme Yöntemi Seçin:

Seçenekler

Şekil. 5.8. 165-165 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı

Armoni arama yöntemi ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle optimum tasarımı yapılan 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri Tablo 5.4'te karşılaştırılarak verilmiştir.

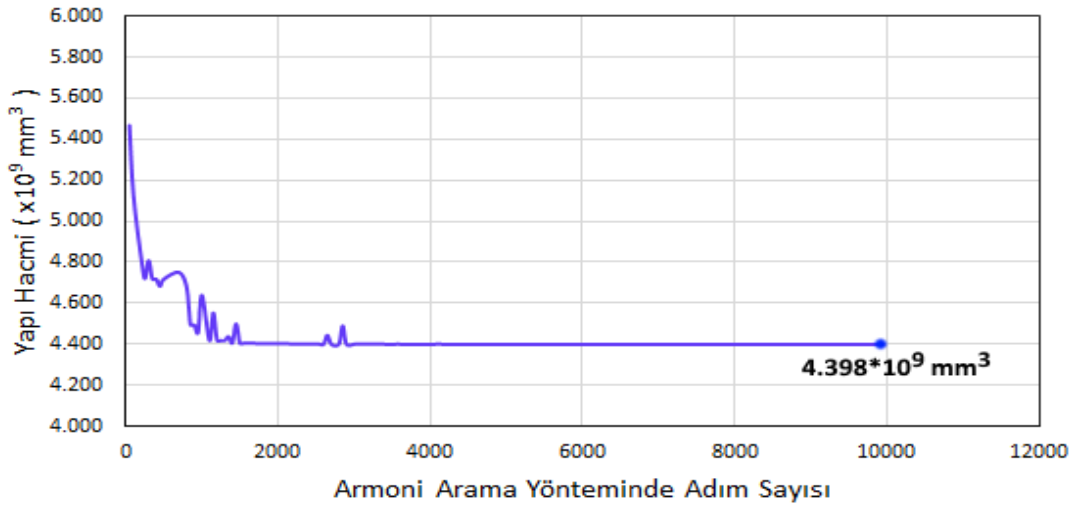
Tablo 5.4. İki-açıklıklı 165-165 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri

		Boyutlandırma değişkenleri				Yapı hacmi (mm ³)
		mm				x10 ⁹
		x1	x2	x3	x4	
Kaynak [21]		19,05*	1752.60	25,4**	1752.60	5.15
Bu çalışmada	Armoni Arama	29.10	2073.00	21.20	1403.00	4.47
	Doğrusal olmayan GRG	25.64	2143.13	19.05	1472.52	4.38
	Açılım (GA)	25.64	2143.13	19.05	1461.82	4.38

(*) Kesit1'de alt başlık 25.4 mm'dir. (**) Kesit2'de alt başlık 63.5 mm'dir

Tablo 5.4'te, Armoni Arama ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle elde edilen optimum yapı hacimleri arasında yaklaşık olarak %2 fark görülmektedir. Burada, Armoni Arama algoritmasının 20 bağımsız optimizasyon çözümünden elde edilen değerlerin ortalaması alınarak yapı hacmi hesaplandığından, söz konusu %2'lik bir fark oluşmuştur. Bu sonuç, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermektedir.

Şekil 5.9 da verilen grafik, Armoni Arama yöntemiyle optimum tasarımda 10000 adım sonunda yapı hacmindeki değişimi göstermektedir. Bu grafik çizilirken adım boyu 50 alınarak 200 adet yapı hacmi hesaplanmıştır. Burada optimum yapı hacmi, 4.398×10^9 mm³ olarak hesaplanmıştır. 10000 adım sonunda, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki 4.38×10^9 mm³ optimum yapı hacmine çok yakın bir sonuç elde edilmiştir. Bu sonuç, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermektedir.



Şekil. 5.9. 165-165 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi

5.4. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprünün armoni arama yöntemiyle optimum tasarımı

Dördüncü ve son uygulama olarak, üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprü sistemi seçilmiştir. Yukarıda Bölüm 4.1.3 ve 4.2.11-4.2.12’de ayrıntılı olarak incelenmiş olan sistemin, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemi ve CSiBridge yazılımı ile analiz ve hesaplamaları yapılmıştır. Çizgisel-Kiriş analizle çözümde ZARF yüklemesi altında elde edilen maksimum momentler, birinci açıklıkta $maxM_1 = 3569.73$ kip-ft, ikinci açıklıkta $maxM_2 = 3463.55$ kip-ft, üçüncü açıklıkta $maxM_3 = 3544.20$ kip-ft olarak, mesnet momentleri ise birinci iç mesnette $maxM_{1i} = -4237.94$ kip-ft, ikinci iç mesnette $maxM_{2i} = -4213.10$ kip-ft olarak hesaplanmıştır. Bu momentler, Eş. 4.10 bağıntısında verildiği gibi, *LLDF* hareketli yük katsayılarıyla çarpılarak armoni arama algoritmasına gönderilmektedir. Bölüm 4.1.3’den alınan *çok yüklü şerit durum LLDF* hareketli yük katsayılarıyla momentlerin çarpılması Eş. 4.10’a göre gerçekleştirildiğinde;

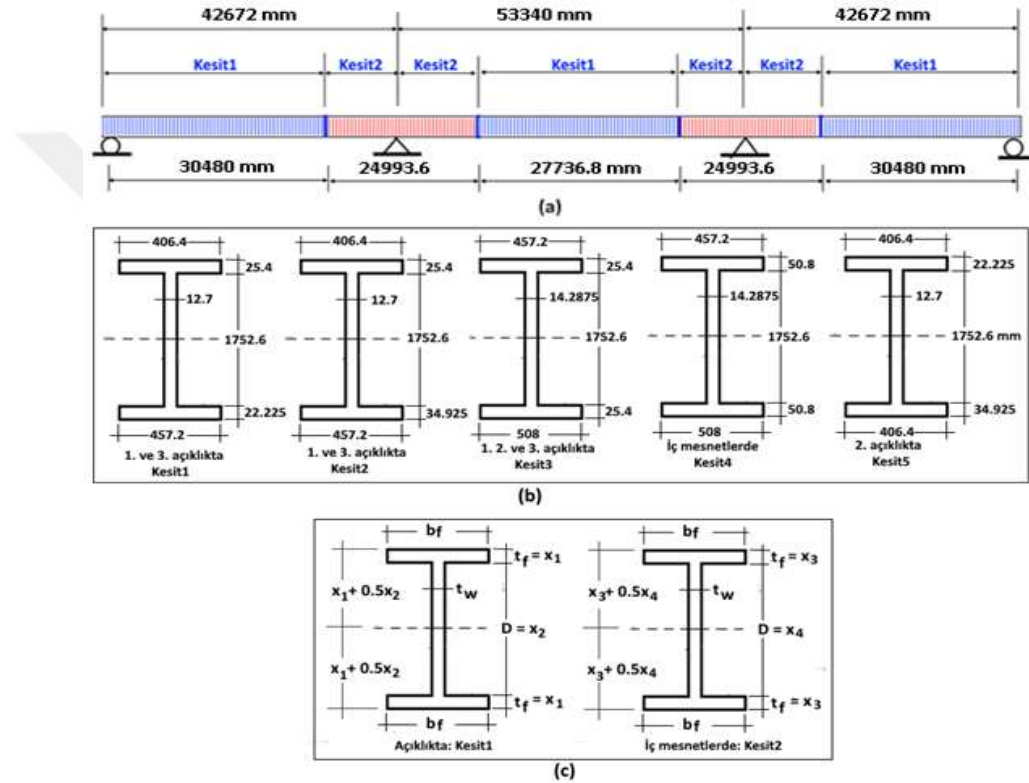
Açıklık momentleri

- Birinci açıklıkta $maxM_1 = (0.789)*(3569.73)*1.35575 = 3818.49$ kN.m
- İkinci açıklıkta $maxM_2 = (0.789)*(3463.55)*1.35575 = 3704.91$ kN.m
- Üçüncü açıklıkta $maxM_3 = (0.789)*(3544.20)*1.35575 = 3791.18$ kN.m

Mesnet momentleri

- $maxM_{1i} = (0.798)*(-4237.94) *1.35575 = 4584.98$ kN.m
- $maxM_{2i} = (0.798)*(-4213.10) *1.35575 = 4558.10$ kN.m

olarak SI birim sistemiyle elde edilmektedir. (burada kip-ft olan momentler, 1.35575 katsayısıyla kN.m'ye dönüştürülmüştür.) Şekil 5.10'da Çizgisel-Kiriş yöntemiyle analiz edilen köprünün (yine SI birim sistemiyle) Kaynak[40]'daki orijinal en kesitleri ve optimum tasarım için değişkenlerle ifade edilen en kesitleri verilmiştir. Armoni arama algoritmasında yazılan amaç fonksiyonun ve sınırlayıcılar Şekil 5.10'daki boyut ve değişkenler göz önüne alınarak kurulmaktadır. Üç açıklıklı kirişin orta açıklığındaki çökme için, deplasman sınırlayıcısında elastisite modülündeki çarpan, 192 olarak etki ettirilmiştir.



Şekil. 5.10. 140-175-140 ft köprünün (a) Boy kesiti (b) Orijinal en kesitleri (c) Optimum tasarımda değişkenlerle ifade edilen en kesitleri

Armoni arama algoritmasına aktarılacak amaç fonksiyonu, gerilme, deplasman ve yan sınırlayıcıların kurulmasında Bölüm 5.1'de optimum tasarımı yapılan problemin adımları esas alınmıştır. Yine armoni parametrelerinde de değişiklik yapılmamış, kaynak [47]'deki değerler kullanılmıştır. Bu şekilde kurulan optimum tasarım problemi aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:

Amaç fonksiyonu:

$$w(x) = 88696.8 * (2b_f x_1 + t_w x_2) + 49987.2 * (2b_f x_3 + t_w x_4)$$

Sınırlayıcılar:

$$\sigma_1 = \frac{\max M1}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\max M2}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{\max M3}{I_{x1}} * (x_1 + 0.5x_2) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1i} = \frac{\max M1i}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2i} = \frac{\max M2i}{I_{x2}} * (x_3 + 0.5x_4) \leq F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta = \frac{12PL^3}{192E*[b_f(2x_1+x_2)^3 - (b_f-t_w)x_2^3]} \leq \Delta_{\max} = 66.675 \text{ mm}$$

$$19.05 \text{ mm} \leq x_1, x_3 \leq 76.2 \text{ mm}$$

$$1441.62 \text{ mm} \leq x_2, x_4 \leq 2143.125 \text{ mm}$$

Sınırlamaların sağlanmasında dört ve beşinci sıradaki iç mesnet gerilme sınırlamaları ve altıncı sıradaki sehim sınırlaması etkin olmuş ve bu limitlerin üst sınırlarına erişilmiştir. Armoni aramada optimum boyutlar;

$$x_1 = 22.3 \text{ mm}, x_2 = 1833 \text{ mm}, x_3 = 19.2 \text{ mm}, x_4 = 1447 \text{ mm}$$

olarak belirlenmiştir. Bu değerlerle çelik I-Kiriş köprünün hacmi $W(X) = 5.15 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Çelik I-Kiriş köprünün bu hacmi, Kaynak[40]'daki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 6.998 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 26.4 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

Yukarıda amaç fonksiyonu ve sınırlayıcılarla tanımlanan köprünün optimum tasarım problemi, MS-EXCEL'de hem *Doğrusal Olmayan Programlama* hem de genetik algoritmayı esas alan *Açılım* yöntemi ile de çözülmüştür. *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle yapılan çözümlerde aynı sonuçlar elde edilmiştir. *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemiyle çözüm 15.5 saniyede, *Açılım* yöntemiyle çözüm ise 36.454 saniyede tamamlanmıştır. Açılım yönteminde çözüm zamanının büyük

olması, amaç fonksiyonu ve sınırlayıcıların fiziksel karakterinden kaynaklanmaktadır. Aslında *Açılım* yöntemi sınırlayıcıları sağlayan geçerli bir çözümü çok kısa sürede vermektedir, ancak bu çözüm etrafında geçerli bir çözüm geliştirememektedir. Bu nedenle çözüm süresi 36.454 saniyeye ulaşmaktadır. Şekil 5.11’de MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ’nün her iki yöntemiyle yapılan çözümler verilmiştir. Bu şekilde tüm sınırlayıcıların sağlandığı, optimum yapı hacminin hesaplandığı ve optimum kesit boyutlarının;

$$x_1 = 19.05 \text{ mm}, x_2 = 1903.3 \text{ mm}, x_3 = 19.05 \text{ mm}, x_4 = 1449.22 \text{ mm}$$

olarak belirlendiği görülmüştür. Çelik I-Kiriş köprünün optimum hacmi $W(X) = 5.06 * 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. Köprünün bu hacmi, Kaynak[40]’daki orijinal en kesitler ile hesaplanan, $W(X) = 6.998 * 10^9 \text{ mm}^3$ hacmi ile karşılaştırıldığında, malzemeden % 27.7 tasarruf sağlandığı görülmüştür.

	A	B	C	D	E	F	G
1			140-175-140 ft Köprünün Optimum Tasarımı				
2				Değişkenler			
3				x1	x2	x3	x4
4				19,05	1903,30	19,05	1449,22
5							
6		Amaç Fonksiyonu					
7			MinW(x)=	5057583590			
8		Sınırlayıcılar					
9		Gerilme	g1=	195,72	N/mm ²		
10		Gerilme	g2=	189,90	N/mm2		
11		Gerilme	g3=	194,32	N/mm2		
12		Gerilme	g4=	345,00	N/mm2		
13		Gerilme	g5=	342,98	N/mm2		
14		Deplasman	g6=	66,675	mm		
15							
16		orj W(x)=	6997948198	mm ³			
17							
18		YapıHacmi Oranı=	0,723				

Çözücü Parametreleri

Hedef Ayarla:

Hedef: ☐ En Büyük ☒ En Küçük ☐ Değeri:

Değişken Hücreleri Değiştirerek:

Kısıtlamalara Bağlıdır:

SD\$10 <= 345
SD\$11 <= 345
SD\$12 <= 345
SD\$13 <= 345
SD\$14 <= 66,675
SD\$4 <= 76,2
SD\$4 >= 19,05
SD\$9 <= 345
SE\$4 <= 2143,125
SE\$4 >= 1441,62
SF\$4 <= 76,2
SF\$4 >= 19,05
SG\$4 <= 2143,125

↑

↓

Ekle

Değiştir

Sil

Tümünü Sıfırla

Yükle/Kaydet

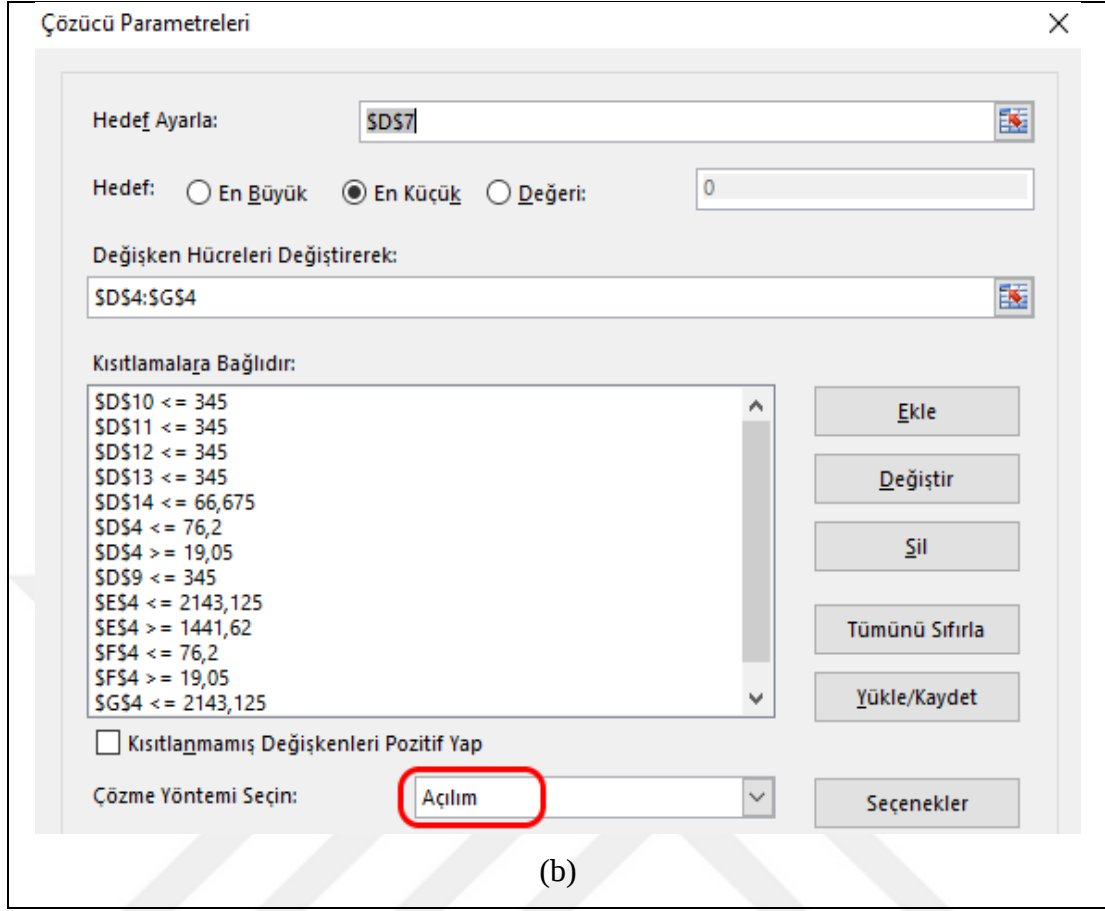
☐ Kısıtlanmamış Değişkenleri Pozitif Yap

Çözme Yöntemi Seçin: Doğrusal Olmayan GRG

Seçenekler

(a)

	A	B	C	D	E	F	G
1			140-175-140 ft Köprü'nün Optimum Tasarımı				
2				Değişkenler			
3				x1	x2	x3	x4
4				19,05	1903,35	19,07	1448,48
5							
6		Amaç Fonksiyonu					
7			MinW(x)=	5057848092			
8		Sınırlayıcılar					
9		Gerilme	g1=	195,71	N/mm ²		
10		Gerilme	g2=	189,89	N/mm2		
11		Gerilme	g3=	194,31	N/mm2		
12		Gerilme	g4=	344,98	N/mm2		
13		Gerilme	g5=	342,96	N/mm2		
14		Deplasman	g6=	66,670	mm		
15							
16		orj W(x)=	6997948198	mm ³			
17							
18		YapıHacmi Oranı=	0,723				



Şekil. 5.11. 140-175-140 ft köprünün MS-EXCEL-ÇÖZÜCÜ’de (a) Doğrusal Olmayan GRG yöntemiyle optimum tasarımı (b) Açılım yöntemiyle optimum tasarımı

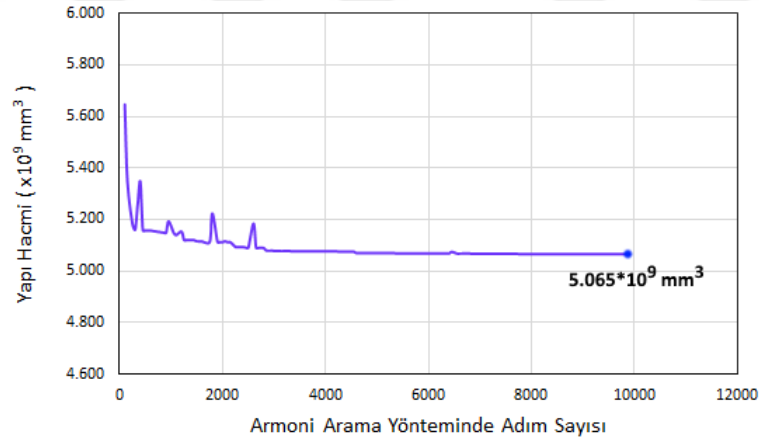
Armoni arama yöntemi ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ’deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle optimum tasarımı yapılan 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri Tablo 5.5’de karşılaştırılarak verilmiştir. Tablo 5.5’de, Armoni Arama ve MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ’deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım* yöntemleriyle elde edilen optimum yapı hacimleri arasında yaklaşık olarak %1.7 fark görülmektedir. Burada, Armoni Arama algoritmasının 20 bağımsız optimizasyon çözümünden elde edilen değerlerin ortalaması alınarak yapı hacmi hesaplandığından, söz konusu %1.7’lik bir fark oluşmuştur. Bu sonuç, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermektedir.

Tablo 5.5. Üç-açıklıklı 140-175-140 ft çelik I-Kiriş köprünün optimum kesit boyutları ve yapı hacimleri

		Boyutlandırma değişkenleri				Yapı hacmi (mm ³)
		mm				x10 ⁹
		x1	x2	x3	x4	
Kaynak [40]		25,4*	1752.6	50.8	1752.6	6.998
Bu çalışmada	Armoni Arama	22.3	1833	19.2	1447	5.15
	Doğrusal olmayan GRG	19.05	1903.3	19.05	1449.22	5.06
	Açılım (GA)	19.05	1903.3	19.05	1448.48	5.06

(*) Kesit2 ve Kesit5'te alt başlık 34.925 mm, Kesit1'de alt başlık ve Kesit5'te üst başlık 22.225 mm'dir.

Şekil 5.12 de verilen grafik, Armoni Arama yöntemiyle optimum tasarımda 10000 adım sonunda yapı hacmindeki değişimi göstermektedir. Bu grafik çizilirken adım boyu 50 alınarak 200 adet yapı hacmi hesaplanmıştır. Burada optimum yapı hacmi, $5.065 \times 10^9 \text{ mm}^3$ olarak hesaplanmıştır. 10000 adım sonunda, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki $5.065 \times 10^9 \text{ mm}^3$ optimum yapı hacmi ile aynı sonuç elde edilmiştir. Bu sonuç, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasının uygunluğunu göstermektedir.



Şekil. 5.12. 140-175-140 ft köprünün Armoni Arama yöntemiyle optimum yapı hacmine yakınsama eğrisi

Yukarıdaki alt bölümlerde çözülen çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarım sonuçları ve yapı hacimlerinde sağlanan tasarruf değerleri Tablo 5.6'da özet olarak sunulmuştur.

Tablo 5.6. Tüm çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarım sonuçları ve yapı hacimlerinde sağlanan tasarruf değerleri

Köprü	Orijinal Çalışmada	Armoni Aramada		Doğrusal Olmayan GRG'de		Açılım (GA)'da	
	Yapı hacmi (mm ³)	Yapı hacmi (mm ³)	% azalma	Yapı hacmi (mm ³)	% azalma	Yapı hacmi (mm ³)	% azalma
110-165-125 ft [30]*	8.42x10 ⁹	5.65x10 ⁹	33.0	5.61x10 ⁹	33.3	5.61x10 ⁹	33.3
120-120 ft [33]*	2.78x10 ⁹	2.41x10 ⁹	13.3	2.36x10 ⁹	15.1	2.36x10 ⁹	15.1
165-165 ft [21]*	5.15x10 ⁹	4.47x10 ⁹	13.2	4.38x10 ⁹	15.0	4.38x10 ⁹	15.0
140-175-140 ft [40]*	6.998x10 ⁹	5.15x10 ⁹	26.4	5.06x10 ⁹	27.7	5.06x10 ⁹	27.7
(*) Orijinal çalışmada kaynak numarası							

6. SONUÇLAR ve DEĞERLENDİRMELER

Bu tez çalışmasında, kompozit çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarımını gerçekleştirmek için iki aşamadan oluşan etkin bir yaklaşım sunulmuştur. İlk adımda, genellikle köprü tasarımcıları tarafından benimsenen analiz yöntemleri irdelenmiştir. Çizgisel-Kiriş analiz yöntemi ile çözümlerde araç hareketli yük ZARF'larını yaratmak üzere, tesir çizgilerini kullanmanın karmaşık, yorucu ve zaman alıcı olduğu ortaya çıkmıştır. En elverişsiz yüklemeler altında Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle çözümlerin, tesir çizgileriyle analize göre daha kolay ve daha pratik olduğu görülmüştür. En elverişsiz yüklemelerden elde edilen analiz sonuçları, tesir çizgileri analiz sonuçlarına neredeyse %100 mertebesinde yaklaşmıştır. CSiBridge ve SAP2000 gibi, 3D kesin analiz yapan yazılımlar incelendiğinde, köprünün modellenmesi, analizi ve tasarımı, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemine göre daha çok zaman almaktadır. SAP2000-Bridge ile köprü çözümlerinde, program otomatik olarak araç hareketli yük dağıtma katsayılarıyla momentleri tüm kirişlere dağıtmaktadır. Bu özellik göz önüne alınarak köprülerde hareketli yük dağıtma katsayıları hesaplanmış ve Çizgisel-Kiriş analizden elde edilen momentlere yansıtılmıştır. Böylece, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle, SAP2000-Bridge çözümündeki moment değerlerine çok hassas bir şekilde yaklaşmıştır. LLDF hareketli yük dağıtma katsayılarının geçerliliği bu tez çalışmasındaki tüm uygulamalarda, AASHTO LRFD şartnamesine göre kontrol edilerek, kullanılabilirliği gösterilmiştir. Bu ise, optimum tasarıma ulaşmada iyi bir yaklaşım olmuştur. Çizgisel-Kiriş analizlerde, en elverişsiz durumu göz önüne almak üzere, *çok yüklü şerit durum* LLDF hareketli yük dağıtma katsayılarının kullanılması 3D analizlere yaklaşımda belirleyici olmuştur.

3D kesin analiz ve tasarım yapabilen SAP2000 ve CSiBridge gibi yazılımlar her ne kadar Çizgisel-Kiriş analiz yöntemine göre daha çok zaman alsa da, HL-93 kamyonu gibi herhangi bir aracın Tandem Kamyonu (HL-93M), Tek-Kamyon (HL-93K), İki-Kamyon (HL-93S) ve HL-93KMS kombinasyonunun, dinamik etki katsayısıyla birlikte otomatik olarak yaratılmasının önemli avantaj sağladığı görülmüştür.

Tasarımcılar genellikle kompozit çelik I-Kiriş köprülerde açıklıkları, değişken enkesitlerle nonprizmatik olarak oluşturmaktadırlar. Buna göre sabit yük hesaplamaları değişmektedir. Bu tez çalışmasında sabit yük hesaplamaları hassas bir

şekilde yapılmış, araç hareketli yükleme kombinasyonları da katılarak Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle maksimum momentler hesaplanmıştır. Bu hesaplamalar literatür sonuçlarıyla karşılaştırılmış, %100'e yakın hassasiyet elde edildiği görülmüş ve böylece elde edilen momentlerin tasarımda kullanılabileceği sonucu ortaya çıkmıştır. SAP2000-Bridge ile elde edilen tasarıma esas StrIGroup1 dayanım momentleriyle, bu çalışmada geliştirilen Çizgisel-Kiriş analiz yöntemi StrIGroup1 dayanım momentleri karşılaştırıldığında, hata oranının çok az olduğu görülmüştür (Tablo 4.16, Tablo 4.17 ve Tablo 4.19).

Tez çalışmasında incelenen iki açıklıklı 120-120 ft kompozit çelik I-Kiriş köprü çok sayıda çalışmada referans alınan bir sistemdir. Bu sistemde açıklıklar üç farklı en kesitle nonprizmatik olarak tasarlanmıştır. Sabit yük hesaplamaları her en kesit bölgesinde ayrı ayrı yapılarak daha hassas sonuçlara ulaşılmıştır. Burada da yine, hem sabit hem de HL-93 araç hareketli yükü altında, Çizgisel-Kiriş analiz yöntemiyle literatürdeki sonuçlara %100'e yakın bir yaklaşım görülmüştür. Bu sistemin StrIGroup1 dayanım durumu için Çizgisel-Kiriş ve SAP2000-Bridge 3D kesin analiz sonuçları arasında çok aza hata çıktığı belirlenmiştir.

Çelik I-Kiriş köprülerde, üst yapının kompozit olması durumunun AASHTO LRFD Şartnamesine göre göz önüne alınması gerekmektedir. Bu durum tez çalışmasında üç aşamalı olarak göz önüne alınmıştır. Birincisi, sadece çelik kiriş en kesit özelliklerinin göz önüne alındığı *kompozit olmayan hesaplama*, ikincisi, uzun-sürekli kalıcı yüklerin kompozit en kesite uygulandığı (*composite-3n*) hesaplama, üçüncüsü ise, HL-93 kısa süreli araç hareketli yüklerinin kompozit en kesite uygulandığı (*composite-n*) hesaplama. Bu hesaplamalar çelik I-Kiriş kirişin açıklık ve mesnetlerinde, *StrIGroup1* dayanım gerilmelerinin belirlenmesinde kullanılmıştır. Bu şekilde bir yaklaşımın tüm kompozit çelik I-Kiriş köprülerde uygulanmasının gerçekçi bir analiz ve tasarım olacağı sonucuna varılmıştır.

Tez çalışmasının ikinci adımında optimum tasarım algoritması kurulmuştur. Birinci adımda köprü analizinden elde edilen maksimum moment ve deplasman değerlerinin optimum tasarım algoritmasına aktarılması SAP2000 API fonksiyonlarıyla başarılmıştır. VB.Net ortamında geliştirilen söz konusu algoritma genel amaçlı bir yazılım olup, sadece çelik I-Kiriş köprülerin değil yapısal çerçeve sistemlerinin de analiz ve tasarımını yapabilecek yetenetedir. Tez çalışmasında optimum tasarım amacıyla seçilen armoni arama yönteminin, sezgisel algoritmalar arasında en etkin

olduğu ve yapısal analiz problemlerine başarıyla uyarlandığı sonucuna varılmıştır. Armoni arama parametreleri belirlenirken birçok parametre değeri denenmiştir. En uygun parametre değerlerinin, armoni hafıza boyutu için $HMS = 20$, armoni hafızasını kullanma oranı $HMCR = 0.90$, ses düzeltme oranı için $PAR_{min} = 0.20$ ve $PAR_{max} = 0.80$, ses ayarlama fonksiyonu bant genişliği için $bw_{min} = 0.001$ ve $bw_{max} = 0.01$ olduğu görülmüştür. Armoni aramada maksimum adım sayısı 10000 iken, bu parametre değerleriyle çelik I-Kiriş köprülerin optimum tasarım sonuçları çok kısa sürede elde edilmiştir.

Tez çalışmasının beşinci bölümünde köprü sistemleri, klasik optimizasyon tekniklerinden olan *Doğrusal Olmayan GRG* ve sezgisel algoritma tekniklerinden olan *Açılım (Genetik Algoritma)* yöntemi ile de çözülerek, elde edilen sonuçlar armoni arama yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Köprülerin optimum tasarımı için kurulan amaç fonksiyonu ve sınırlayıcıların matematiksel yapısının, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki "*Doğrusal Olmayan GRG*" yöntemine uygun düştüğü görülmüştür. Bu bakımdan MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'de *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemi ile çözümlerde, çözüm zamanının artması veya optimum çözüme ulaşılmaması gibi bir durum ortaya çıkmamış, çok kısa zamanda optimum çözümler elde edilmiştir. Yerel minimumların taranarak optimum çözüme ulaşılmasını amaçlayan *Doğrusal Olmayan GRG* yönteminin *Açılım (GA)* yönteminden daha güçlü bir optimizasyon tekniği olduğu sonucuna varılmıştır.

MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Açılım (GA)* ile çözümlerde de, önce yerel minimumlar taranarak bir çözüm elde edilmektedir. Ancak *Açılım* yöntemi daha sonra, elde edilen bu çözüm etrafında yeni çözümler geliştirmeye çalışmaktadır. Dolayısıyla bu işlem de çözüm zamanını artırmaktadır. Sonuçta yine *Doğrusal Olmayan GRG* yöntemindeki aynı değerler elde edilmektedir. MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki bu iki optimizasyon tekniğinden, *Doğrusal Olmayan GRG* yönteminin daha etkin olduğu sonucuna varılmıştır.

Beşinci bölümde optimum tasarımı yapılan çelik I-Kiriş köprülerin orijinal yapı ağırlıkları *Armoni Arama*, *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım (GRG)* yöntemleriyle elde edilen ağırlıklarla karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada geliştirilen *Armoni Arama* yöntemiyle elde edilen sonuçların, MS-EXCEL ÇÖZÜCÜ'deki *Doğrusal Olmayan GRG* ve *Açılım (GRG)* yöntemlerinin sonuçlarına oldukça yakın olduğu; hata oranının %1-2 civarında olduğu görülmüştür. Sayısal uygulamalarda *Armoni Arama*

algoritmasının 20 bağımsız optimizasyon çözümünden elde edilen değerlerin ortalaması alınarak yapı hacmi hesaplandığından, söz konusu %1-2 civarında bir hata elde edilmiştir. Bu da, geliştirilen Armoni Arama algoritmasının güvenilir olduğunu göstermiştir.

Tablo 5.5’de toplu olarak verilen optimum tasarım sonuçları göz önüne alındığında, orijinal köprü hacmine göre, bu çalışmada geliştirilen Armoni Arama algoritmasıyla %33, %13.3, %13.2 ve %26.4 civarında azalma sağlandığı görülmüştür. Bu sonuçlar, çelik köprülerin optimum tasarımında önemli bir kazanç sağlandığını göstermiştir.

Armoni arama yönteminde AASHTO LRFD şartnamesinin sınırlayıcıları göz önüne alınarak kurulan optimum tasarım probleminde gerilme ve sehim etkin sınırlayıcılar, kesit boyutları ise yan sınırlayıcılar olarak probleme katılmıştır. Köprünün optimum tasarım işleminde genel olarak sehim sınırlayıcısının etkin belirleyici olduğu görülmüştür. Bu da, AASHTO LRFD şartnamesinin köprülerde çok az bir sehime ($L/800$) izin vermesinden kaynaklanmıştır.

Son olarak, bu tez çalışmasında geliştirilen optimum tasarım algoritmasının gerek bilimsel araştırmalarda gerekse köprü uygulamaları yapan mühendislere pratikte yol gösterici olacağını vurgulamak gerekir.

Bu tez çalışmasında elde edilen sonuçlar, köprülerin optimum tasarımına farklı bir bakış açısı getirmiş olmasına rağmen, gelecekte yapılacak araştırmalarla çelik I-Kiriş köprüler konusunda daha iyi sonuçlara ulaşmak mümkündür. Bunlardan bazıları; optimum tasarım işleminde diğer köprü tiplerinin ele alınması, dinamik yükleme altında köprü analiz ve tasarımının farklı optimizasyon teknikleriyle araştırılması, SAP2000-Bridge 3D kesin analiz sonuçlarının API fonksiyonlarıyla transferini sağlayacak yazılımın geliştirilmesi ve optimum tasarım algoritmasıyla birleştirilmesi, AASHTO LRFD sınırlamaları altında kurulan optimizasyon probleminde, gerilme ve sehim sınırlayıcılarının oldukça etkin olmasını sağlayacak algoritmanın geliştirilmesi, CSiBridge ile analiz ve tasarımda, üst yapı tasarım değerlerinin (Design / Superstructure Design / Design Requests) API fonksiyonlarıyla transferinin yapılması ve armoni arama tasarım sonuçlarıyla karşılaştırılması olarak sayılabilir.

KAYNAKLAR

- [1]. Barker, R. M. and Puckett, J. A. (2013). *Design of Highway Bridges: An LRFD Approach*, John Wiley and Sons, New York.
- [2]. Duan, L. and Chen, W. F. (2014). *Bridge Engineering Handbook, Five Volume Set*, CRC Press.
- [3]. Duan, L. and Chen, W. F. (Eds.). (2014). *Bridge Engineering Handbook: Superstructure Design*, CRC Press.
- [4]. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th ed. (2012), American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington,DC.
- [5]. İnternet: The 39 Most Amazing Bridges in the World, URL: <http://www.webcitation.org/765STzWPI>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.
- [6]. İnternet: Historic Bridges, URL: <http://www.webcitation.org/765TBnAMg>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.
- [7]. İnternet: Image: 68184, URL: <http://www.webcitation.org/765TUjLAJ>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.
- [8]. İnternet: Strengthening and Rehabilitation of Deteriorated Timber Bridge Girders, URL: <http://www.webcitation.org/765TpTf41>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.
- [9]. İnternet: Why The Tacoma Narrows Bridge Collapsed: An Engineering Analysis, URL: <http://www.webcitation.org/765UE7Wfz>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.
- [10]. Larsen, A. and Larose, G. L. (2015). Dynamic Wind Effects on Suspension and Cable-Stayed Bridges, *Journal of Sound and Vibration*, 334(6), 2-28.
- [11]. İnternet: Image: 18761, URL: <http://www.webcitation.org/765XcEkXM>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.
- [12]. İnternet: Bridge Design Practice-Chapter05, (2015), URL:<http://www.webcitation.org/765bLnvXg>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.
- [13]. İnternet: Türkiye Köprü Mühendisliğinde Tasarım ve Yapıma İlişkin Teknolojilerin Geliştirilmesi Teknik Kılavuzu, URL: <http://www.webcitation.org/765c0ec38>, Son Erişim Tarihi: 10/02/2019.

- [14]. İnternet: Bridge Design- Bridge Types, URL: <http://www.webcitation.org/766IpId0r>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [15]. İnternet: Student Guide to Steel Bridge Design, URL: <http://www.webcitation.org/766JVOTw1>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [16]. İnternet: Bridge Engineering-Classification of Bridges, URL: <http://www.webcitation.org/76wBjgDe9>, Son Erişim Tarihi: 17/03/2019.
- [17]. İnternet: Bridge Design Practice-Chapter02, (2015), URL: <http://www.webcitation.org/766NJ5wXE>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [18]. İnternet: Steel Bridge Design Handbook-Volume05, Selecting the Right Bridge Type (2012), URL: <http://www.webcitation.org/766NpKQSC>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [19]. AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition with Interims (2010), American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.
- [20]. İnternet: Bridge Design Practice-Chapter01, (2015), URL: <http://www.webcitation.org/766Pl7aAv>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [21]. İnternet: LRFD Bridge Design-Loading and General Information, URL: <http://www.webcitation.org/766Qfy1QE>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [22]. İnternet: Steel Bridge Design Handbook-Volume10, Limit States (2015), URL: <http://www.webcitation.org/766Z5Brz4>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [23]. İnternet: Steel Bridge Design Handbook-Volume07, Load and Load Combinations (2015), URL: <http://www.webcitation.org/766ZXWERi>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [24]. İnternet: WisDOT Bridge Manual-Chapter17 (2018), URL: <http://www.webcitation.org/766cBZ4Sp>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [25]. İnternet: Bridge Design Practice-Chapter03, (2015), URL: <http://www.webcitation.org/766cuFYyY>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [26]. Campbell, D. (2013). *Effects of Ice Loads on The Confederation Bridge*. Proto-Type, 1. Canada.
- [27]. İnternet: CSiBridge- Key Features and Terminology, URL: <http://www.webcitation.org/766g7RYNa>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.

- [28]. İnternet: NDOT Structures Manual (2008), URL: <http://www.webcitation.org/766iUWAxE>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [29]. İnternet: Steel Girders (2012), URL: <http://www.webcitation.org/766jR2E1c>, Son Erişim Tarihi: 11/02/2019.
- [30]. İnternet: Bridge Design Practice-Chapter09, (2015), URL: <http://www.webcitation.org/7685pUOAT>, Son Erişim Tarihi: 12/02/2019.
- [31]. Caltrans Bridge Design Specifications, LFD Version, (2000). California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [32]. BS5400-3 (2000), British Standard-Steel, Concrete and Composite Bridges- Code of Practice for Design of Steel Bridges.
- [33]. İnternet: WisDOT Bridge Manual-Chapter24 (2018), URL: <http://www.webcitation.org/769d6a3kD>, Son Erişim Tarihi: 13/02/2019.
- [34]. İnternet: Bridge Design Practice-Chapter06, (2015), URL: <http://www.webcitation.org/769kqE3iA>, Son Erişim Tarihi: 13/02/2019.
- [35]. İnternet: Bridge Design Practice-Chapter04, (2015), URL: <http://www.webcitation.org/769lQngzG>, Son Erişim Tarihi: 13/02/2019.
- [36]. İnternet: Steel Bridge Design Handbook-Volume 08, Structural Analysis (2015), URL: <http://www.webcitation.org/766ZXWERi>, Son Erişim Tarihi: 13/02/2019.
- [37]. AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration, (2011). *G 13.1 Guidelines for Steel Girder Bridge Analysis*, Washington, DC.
- [38]. İnternet: Lecture06: Design Loads, URL: <http://www.webcitation.org/76A5LLISa>, Son Erişim Tarihi: 13/02/2019.
- [39]. İnternet:_Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures- Reference Manual, URL: <http://www.webcitation.org/76AtWoUG1>, Son Erişim Tarihi: 14/02/2019.
- [40]. İnternet: Steel Bridge Design Handbook- Design Example 1: Three-Span Continuous Straight Composite Steel I-Girder Bridge (2015), URL: <http://www.webcitation.org/76H1WlGjy>, Son Erişim Tarihi: 18/02/2019.
- [41]. CSiBridge V15-V20, Integrated 3-D Bridge Analysis, Design and Rating, Computers and Structures Inc.
- [42]. İnternet: CSiBridge 2017- Key Features and Terminology, URL: <http://www.webcitation.org/76BBHh1GH>, Son Erişim Tarihi: 14/02/2019.

- [43]. SAP 2000-V14.2-V15.1-V18.0, Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc.
- [44]. Sextos, A. G. and Balafas, G. K. (2011). Using The New Sap2000 Open Application Programming Interface to Develop an Interactive Front-End for The Modal Pushover Analysis of Bridges, *In 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- [45]. Ertabur F. and Hasançebi O. (2001). Yapı Optimizasyonunda Yeni Yaklaşımlar, *Türkiye İnşaat Mühendisliği XVI.Teknik Kongre ve Sergisi*.
- [46]. Çura, T. (2008). Modern Sezgisel Teknikler ve Uygulamaları, Papatya Yayıncılık Eğitim.
- [47]. Degertekin, S. O. (2012). Improved Harmony Search Algorithms for Sizing Optimization of Truss Structures, *Computers and Structures*, 92, 229-241.
- [48]. Chauhan, G., Patel, V. and Areka V. (2017). Applications of Harmony Search Algorithm in Structural Engineering, *Kalpa Publications in Civil Engineering*, (1), 239–247.
- [49]. Geem, Z., W., Kim, J. H., and Loganathan, G. V. (2001). A New Heuristic Optimization Algorithm: Harmony Search, *Simulation*, 76(2), 60-68.
- [50]. Lee, K. S. and Geem, Z. W. (2004). A New Structural Optimization Method Based on the Harmony Search Algorithm, *Computers and Structures*, 82(9-10), 781-798.
- [51]. Lee, K. S. and Geem, Z. W. (2005). A New Meta-Heuristic Algorithm for Continuous Engineering Optimization: Harmony Search Theory and Practice, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 194(36-38), 3902-3933.
- [52]. Mahdavi, M., Fesanghary, M. and Damangir, E. (2007). An Improved Harmony Search Algorithm for Solving Optimization Problems, *Applied Mathematics and Computation*, 188(2), 1567-1579.
- [53]. Değertekin, S. Ö., Hayalioğlu, M. S. and Ülker, M. (2011). Geometrik Bakımdan Lineer Olmayan Çelik Çerçevelerin Gelişmiş Armoni Arama Yöntemiyle Optimum Tasarımı, 17. Ulusal Mekanik Kongresi.

- [54]. Mohseni, I., Ashin, A., Choi, W. and Kang, J. (2018). Development of Dynamic Impact Factor Expressions for Skewed Composite Concrete-Steel Slab-On-Girder Bridges, *Advances in Materials Science and Engineering*.
- [55]. Jáger, B., Kövesdi, B. and Dunai, L. (2018). Bending and Shear Buckling Interaction Behaviour of I-Girders with Longitudinally Stiffened Webs, *Journal of Constructional Steel Research*, 145, 504-517.
- [56]. Lee, H., Cho, D., An, Z. and Chung, W. (2014). Composite Behavior of Steel I-Girders Connected to Inverted-T Bent Cap, *International Journal of Steel Structures*, 14(4), 711-721.
- [57]. Chiewanichakorn, M., Aref, A. J., Chen, S. S. and Ahn, I. S. (2004). Effective Flange Width Definition for Steel–Concrete Composite Bridge Girder, *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2016-2031.
- [58]. Ahn, I. S., Chiewanichakorn, M., Chen, S. S. and Aref, A. J. (2004). Effective Flange Width Provisions for Composite Steel Bridges, *Engineering Structures*, 26(12), 1843-1851.
- [59]. Wang, C. S., Duan, L., Chen, Y. F. and Wang, S. C. (2016). Flexural Behavior and Ductility of Hybrid High Performance Steel I-Girders, *Journal of Constructional Steel Research*, 125, 1-14.
- [60]. Earls, C. J. and Shah, B. J. (2002). High Performance Steel Bridge Girder Compactness, *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), 859-880.
- [61]. Sause, R. (2015). Innovative Steel Bridge Girders with Tubular Flanges, *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(4), 450-465.
- [62]. Kövesdi, B., Alcaine, J., Dunai, L., Mirambell, E., Braun, B. and Kuhlmann, U. (2014). Interaction Behaviour of Steel I-Girders Part I: Longitudinally Unstiffened Girders, *Journal of Constructional Steel Research*, 103, 327-343.
- [63]. Kövesdi, B., Alcaine, J., Dunai, L., Mirambell, E., Braun, B. and Kuhlmann, U. (2014). Interaction Behaviour of Steel I-Girders; Part II: Longitudinally Stiffened Girders, *Journal of Constructional Steel Research*, 103, 344-353.
- [64]. Mohseni, I., Cho, Y. and Kang, J. (2018). Live Load Distribution Factors for Skew Stringer Bridges with High-Performance-Steel Girders under Truck Loads, *Applied Sciences*, 8(10), 1717.

- [65]. Ma, H., Shi, X. and Zhang, Y. (2018). Long-Term Behaviour of Precast Concrete Deck using Longitudinal Prestressed Tendons in Composite I-Girder Bridges, *Applied Sciences*, 8(12), 2598.
- [66]. Adamakos, T., Vayas, I., Petridis, S. and Iliopoulos, A. (2011). Modeling of Curved Composite I-Girder Bridges using Spatial Systems of Beam Elements, *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3), 462-470.
- [67]. Nakamura, S. I., Momiyama, Y., Hosaka, T. and Homma, K. (2002). New Technologies of Steel/Concrete Composite Bridges, *Journal of Constructional Steel Research*, 58(1), 99-130.
- [68]. Paolacci, F., Giannini, R., Alessandri, S. and Corritore, D. (2018). On The Cyclic Behaviour of New Pier-To-Deck Connections for Short-Medium Span Composite I-Girder Bridges, *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 5(6), 439-453.
- [69]. Huseynov, F., Brownjohn, J. M. W., O'Brien, E. J. and Hester, D. (2017). Analysis of Load Test on Composite I-Girder Bridges, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 7(2), 163-173.
- [70]. Gervasio, H. and Da Silva, L. S. O. E. (2008). Comparative Life-Cycle Analysis of Steel-Concrete Composite Bridges, *Structure and Infrastructure Engineering*, 4(4), 251-269.
- [71]. Fatemi, S. J., Sheikh, A. H. and Ali, M. M. (2018). Determination of Load Distribution Factors of Steel–Concrete Composite Box and I-Girder Bridges Using 3D Finite Element Analysis, *Australian Journal of Structural Engineering*, 19(2), 131-145.
- [72]. Barth, K. E. and White, D. W. (1998). Finite Element Evaluation of Pier Moment-Rotation Characteristics in Continuous-Span Steel I Girders, *Engineering Structures*, 20(8), 761-778.
- [73]. Sallam, H. E. M., Badawy, A. A. M., Saba, A. M. and Mikhail, F. A. (2010). Flexural Behavior of Strengthened Steel–Concrete Composite Beams by Various Plating Methods, *Journal of Constructional Steel Research*, 66(8-9), 1081-1087.
- [74]. Barth, K. E., and Wu, H. (2007). Development of Improved Natural Frequency Equations for Continuous Span Steel I-Girder Bridges, *Engineering Structures*, 29(12), 3432-3442.

- [75]. Carden, L. P., Buckle, I. G. and Itani, A. M. (2007). Transverse Displacement Capacity and Stiffness of Steel Plate Girder Bridge Superstructures for Seismic Loads, *Journal of Constructional Steel Research*, 63(11), 1546-1559.
- [76]. Su, D., Laomenit, J. and Fujino, Y. (2011). Traffic-Induced Response Prediction of Highway Bridges, *Procedia Engineering*, 14, 1071-1078.
- [77]. Deng, L., Wang, W. and Cai, C. S. (2017). Effect of Pavement Maintenance Cycle on The Fatigue Reliability of Simply-Supported Steel I-Girder Bridges under Dynamic Vehicle Loading, *Engineering Structures*, 133, 124-132.
- [78]. Alavi, A. H., Hasni, H., Jiao, P., Borchani, W. and Lajnef, N. (2017). Fatigue Cracking Detection in Steel Bridge Girders through A Self-Powered Sensing Concept, *Journal of Constructional Steel Research*, 128, 19-38.
- [79]. Mori, T., Lee, H. H. and Kyung, K. S. (2007). Fatigue Life Estimation Parameter for Short and Medium Span Steel Highway Girder Bridges, *Engineering Structures*, 29(10), 2762-2774.
- [80]. Wang, W., Deng, L. and Shao, X. (2016). Number of Stress Cycles for Fatigue Design of Simply-Supported Steel I-Girder Bridges Considering the Dynamic Effect of Vehicle Loading, *Engineering Structures*, 110, 70-78.
- [81]. Sirca Jr, G. F. and Adeli, H. (2005). Cost Optimization of Prestressed Concrete Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 131(3), 380-388.
- [82]. Ahsan, R., Rana, S. and Ghani, S. N. (2011). Cost Optimum Design of Posttensioned I-Girder Bridge Using Global Optimization Algorithm, *Journal of Structural Engineering*, 138(2), 273-284.
- [83]. Rana, S., Islam, N., Ahsan, R. and Ghani, S. N. (2013). Application of Evolutionary Operation to The Minimum Cost Design of Continuous Prestressed Concrete Bridge Structure, *Engineering Structures*, 46, 38-48.
- [84]. Jung, D. S. and Kim, C. Y. (2013). Finite Element Model Updating of A Simply Supported Skewed PSC I-Girder Bridge using Hybrid Genetic Algorithm, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17(3), 518-529.
- [85]. Morgan Girgis, A. F. and Tadros, M. K. (2007). Precast Concrete Bridge Systems Optimization, Structural Control and Health Monitoring, *The Official Journal of The International Association for Structural Control and Monitoring and of Tthe European Association for The Control of Structures*, 14(3), 522-536.

- [86]. Kaveh, A., Maniat, M. and Naeini, M. A. (2016). Cost Optimum Design of Post-Tensioned Concrete Bridges Using A Modified Colliding Bodies Optimization Algorithm, *Advances in Engineering Software*, 98, 12-22.
- [87]. Chen, D. (2011, April). Optimum Design of Steel Box-Concrete Composite Arch Bridges Based on Improved Genetic Algorithms, *In 2011 International Conference on Consumer Electronics, Communications and Networks (CECNet)* (pp. 1470-1474). IEEE.
- [88]. Fabbrocino, F., Modano, M., Farina, I., Carpentieri, G. and Fraternali, F. (2017). Optimal Prestress Design of Composite Cable-Stayed Bridges, *Composite Structures*, 169, 167-172.
- [89]. Lute, V., Upadhyay, A. and Singh, K. K. (2009). Computationally Efficient Analysis of Cable-Stayed Bridge for GA-Based Optimization, *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 22(4-5), 750-758.
- [90]. Cheng, J. (2010). Optimum Design of Steel Truss Arch Bridges Using A Hybrid Genetic Algorithm, *Journal of Constructional Steel Research*, 66(8-9), 1011-1017.
- [91]. Shon, S., Yoo, M., Kang, J. and Lee, S. (2015). Minimum Weight Design of Sinusoidal Corrugated Web Beam Using Differential Evolution Algorithm, *International Journal of Steel Structures*, 15(1), 213-225.
- [92]. Eom, G. H., Kim, S., Lee, T. H. and Kim, J. H. (2017). Design Optimization and Structural Performance Evaluation of Plate Girder Bridge Constructed Using a Turn-Over Process, *Materials*, 10(3), 283.
- [93]. Luo, Y., Wang, M. Y., Zhou, M. and Deng, Z. (2012). Optimal Topology Design of Steel-Concrete Composite Structures under Stiffness and Strength Constraints, *Computers and Structures*, 112, 433-444.
- [94]. Rosca, V. E., Axinte, E. and Teleman, C. E. (2012). Practical Optimization of Composite Steel and Concrete Girders, *Buletinul Institutului Politehnic Din Las. Sectia Constructii, Arhitectura*, 58(1), 85.
- [95]. Gocál, J. and Ďuršová, A. (2012). Optimisation of Transversal Disposition of Steel and Concrete Composite Road Bridges, *Procedia Engineering*, 40, 125-130.

- [96]. Pedro, R. L., Demarche, J., Miguel, L. F. F. and Lopez, R. H. (2017). An Efficient Approach for The Optimization of Simply Supported Steel-Concrete Composite I-Girder Bridges, *Advances in Engineering Software*, 112, 31-45.
- [97]. Kinney, J. S. (1957). Indeterminate Structural Analysis, Addison-Wesley Pub. Co.
- [98]. Baker Jr, M. (2003). LRFD Design Example For Steel Girder Superstructure Bridge With Commentary. Rep. No. FHWA NHI-04-041.
- [99]. İnternet: CSiBridge V15.0.0+ Verification of Composite Steel Bridge Design per AASHTO LRFD 2007 with 2008 Interims, URL: <http://www.webcitation.org/770ZOoCgv> , Son Erişim Tarihi: 20/03/2019.



EKLER

EK1: VB.Net ortamında SAP2000 API fonksiyonlarıyla Geliştirilen Genel Amaçlı Program Kodları

```
Public Class HL_93
```

```
Private Sub SAP2000_RUN(ByVal sender As System.Object, ByVal e As  
System.EventArgs) Handles Button1.Click
```

```
FileOpen(1, "c:\SAP2000-ApPrIn\110-165-125ft\SAP2000\HL-93-110-165-  
125_out.txt", OpenMode.Output)
```

```
' HL-93-110-165-125
```

```
' Üç Açıklıklı Köprünün Çizgisel Kiriş [COMBO ve ZARF Çözümleri]
```

```
Call OpenSDB()
```

```
FileClose(1)
```

```
End Sub
```

```
Private Sub OpenSDB()
```

```
    'dimension variables
```

```
    Dim SapObject As Sap2000.SapObject
```

```
    Dim SapModel As Sap2000.cSapModel
```

```
    Dim FileName As String
```

```
    Dim ret As Long
```

```
    Dim NumberResults As Long
```

```
    Dim NumberResults1 As Long
```

```
    Dim Obj(500) As String
```

```
    Dim Elm(500) As String
```

```
    Dim LoadCase(500) As String
```

```
    Dim StepType(500) As String
```

```
    Dim StepNum(500) As Double
```

```
    Dim U1(500) As Double
```

```
    Dim U2(500) As Double
```

```
    Dim U3(500) As Double
```

```
    Dim R1(500) As Double
```

Dim R2(500) As Double
Dim R3(500) As Double
Dim ObjSta(500) As Double
Dim ElmSta(500) As Double
Dim P(500) As Double
Dim V2(2500) As Double
Dim V3(500) As Double
Dim T(500) As Double
Dim M2(500) As Double
Dim M3(500) As Double
Dim maxM3(100, 500) As Double
Dim minM3(100, 500) As Double
Dim maxMM33(10, 500) As Double
Dim minMM33(10, 500) As Double
Dim maxM33(500) As Double
Dim minM33(500) As Double
Dim maxP(500) As Double
Dim minP(500) As Double
Dim maxV2(500) As Double
Dim minV2(500) As Double
Dim i As Integer
Dim ii As Integer
Dim NumberNames As Long
Dim NumberNames1 As Long
Dim NumberNames2 As Long
Dim NumberNames3 As Long
Dim MyLoadName(500) As String
Dim caseName(500) As String
Dim Jointid(500) As String
Dim Frameid(500) As String
Dim maxMaksM3 As Double
Dim minMaksM3 As Double
Dim maxMaksP As Double

```

Dim minMaksP As Double
Dim maxMaksV2 As Double
Dim minMaksV2 As Double
Dim maksMaksP As Double
Dim maksMaksV2 As Double
Dim GrupSayisi As Long
Dim Grupid(500) As String
Dim maxU3(500) As Double
Dim u33(10, 500) As Double
Dim maxU33(500) As Double
Dim KirSayisi As Integer
Dim KirElSayisi As Integer
Dim j0 As Integer
Dim mk0 As Integer
Dim maxMaxM33(500) As Double
Dim minMaxM33(500) As Double
Dim M33max(10) As Double
Dim M33min(10) As Double

```

```
PrintLine(1)
```

```
PrintLine(1)
```

```
PrintLine(1, "*** ÇERÇEVELERİN-KAFES SİSTEMLERİN SAP2000 API İle  
ANALİZ ve TASARIMI ***")
```

```
KirSayisi = 3
```

```
KirElSayisi = 10
```

```
'create Sap2000 object
```

```
SapObject = New Sap2000.SapObject
```

```
'start Sap2000 application
```

```
SapObject.ApplicationStart()
```

```
'create SapModel object
```

```
SapModel = SapObject.SapModel
```

```
'initialize model
```

```
ret = SapModel.InitializeNewModel
```

'open an existing file

```
FileName = "C:\SAP2000-ApPrIn\110-165-125ft\SAP2000\HL-93-110-165-125.SDB"
```

```
ret = SapModel.File.OpenFile(FileName)
```

```
ret = SapModel.SetModelIsLocked(False)
```

'run model

```
ret = SapModel.Analyze.RunAnalysis()
```

'get load case names

```
ret = SapModel.LoadCases.GetNameList(NumberNames3, MyLoadName)
```

'get combo names

```
ret = SapModel.RespCombo.GetNameList(NumberNames, caseName)
```

' *** JointDisp dan gelen değerler ***

```
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
```

```
RichTextBox1.AppendText("===== DÜĞÜM NOKTASI DEPLASMANLARI  
=====" + Environment.NewLine)
```

```
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
```

```
RichTextBox1.AppendText("DN      U1x      U2y      U3z" +  
Environment.NewLine)
```

```
RichTextBox1.AppendText("===== " +  
Environment.NewLine)
```

```
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
```

```
PrintLine(1)
```

```
PrintLine(1, "      ===== DÜĞÜM NOKTASI DEPLASMANLARI =====")
```

```
PrintLine(1)
```

```
PrintLine(1, " DN      U1x      U2y      U3z")
```

```
PrintLine(1, "=====")
```

'=== Düğüm Noktası Deplasmanlarının Heabı ===

```
For i = 0 To caseName.Count - 1
```

```
RichTextBox1.AppendText("Kombo Adı: " & caseName(i) + Environment.NewLine)
```

```
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
```

```
PrintLine(1, "Kombo Adı: ", caseName(i))
```

```
PrintLine(1)
```

'deselect all cases and combos

```

ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
'set combo selected for output
ret = SapModel.Results.Setup.SetComboSelectedForOutput(caseName(i))
' get joint pattern names
ret = SapModel.PointObj.GetNameList(NumberNames1, Jointid)
'get group names
ret = SapModel.GroupDef.GetNameList(GrupSayisi, Grupid)
For j = 0 To Jointid.Length - 1
'get point displacements
ret = SapModel.Results.JointDispl(Jointid(j), Sap2000.eItemTypeElm.ObjectElm, `
    NumberResults, Obj, Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2,
    U3, R1, R2, R3)
    If U1.Length.Equals(2) Then
        If Math.Abs(U1(1)) >= Math.Abs(U1(0)) Then
            U1(0) = U1(1)
        End If
        If Math.Abs(U2(1)) >= Math.Abs(U2(0)) Then
            U2(0) = U2(1)
        End If
        If Math.Abs(U3(1)) >= Math.Abs(U3(0)) Then
            U3(0) = U3(1)
            .....
            maxU3(j) = U3(0)
        End If
    End If
    RichTextBox1.AppendText(Format(CInt(Jointid(j)), "0"))
    RichTextBox1.AppendText(Format(CType(U1(0) * 1000, Decimal), "0.000"))
    RichTextBox1.AppendText(Format(CType(U2(0) * 1000, Decimal), "0.000"))
    RichTextBox1.AppendText(Format(CType(U3(0) * 1000, Decimal), "0.000") +
    Environment.NewLine)
    Print(1, Format(CInt(Jointid(j)), "0"), Format(CType(U1(0) * 1000,
    Decimal), "0.000"), " ")
    Print(1, Format(CType(U2(0) * 1000, Decimal), "0.000"), " ")

```

```

PrintLine(1, Format(CType(U3(0) * 1000, Decimal), "0.000"))
Next
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1)
'düğüm noktalarındaki düşey deplasmanlar
j0 = 0
If caseName(i) = "ZARF" Then
PrintLine(1, "      == ZARF Kombinasyonu İçin MAX DEPLASMANLAR ==")
PrintLine(1)
End If
For dn = 1 To KirSayisi
For j = j0 To KirElSayisi
u33(dn, j + 1) = Math.Abs(maxU3(j))
If u33(dn, j + 1) > maxU33(dn+1) Then
maxU33(dn) = u33(dn, j + 1)
End If
Next
If caseName(i) = "ZARF" Then
PrintLine(1, dn, "ci Kiriş max deplasman: ", Format(CType(maxU33(dn) * 1000,
Decimal), "0.000"))
End If
j0 = j0 + KirElSayisi
Next
PrintLine(1)
Next

RichTextBox1.AppendText("=== FRAME FORCE - ÇUBUK KUVVETLERİ ==="
+ Environment.NewLine)
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
RichTextBox1.AppendText("ÇUBUK   P       V2   M3" +
Environment.NewLine)
RichTextBox1.AppendText("===== " +
Environment.NewLine)

```

```

RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1, "      ===== FRAME FORCE - ÇUBUK KUVVETLERİ =====")
PrintLine(1)
PrintLine(1, " ÇUBUK      P      V2      M3")
PrintLine(1, "=====")
PrintLine(1)
'get frame object names
ret = SapModel.FrameObj.GetNameList(NumberNames2, Frameid)

For i8 = 0 To caseName.Count - 1
RichTextBox1.AppendText("Kombo Adı: " & caseName(i8) +
Environment.NewLine)
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1, "Kombo Adı: ", caseName(i8))
PrintLine(1)
If caseName(i8).ToString = "ZARF" Then
PrintLine(1, "CUBUK MaxMaksP  MinMaksP  MaxMaksV2  MinMaksV2
MaxMaksM3  MinMaksM3")
PrintLine(1,
"=====
=====")
End If
'deselect all cases and combos
ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
'set combo selected for output
ret = SapModel.Results.Setup.SetComboSelectedForOutput(caseName(i8))
For i = 0 To (NumberNames2 - 1)
ret = SapModel.Results.FrameForce(Frameid(i), Sap2000.eItemTypeElm.ObjectElm,
NumberResults1, Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, LoadCase, StepType, StepNum, P, V2,
V3, T, M2, M3)
'Aşağıdaki if blokları ile kuvvetlerin maksimumların maksimumu ve minimumların
maksimumu belirlenir.
If caseName(i8).ToString = "ZARF" Then

```

```

For ii = 0 To NumberResults1 - 1
If StepType(ii) = "Max" Then
maxM3(i, ii) = M3(ii)
Else
minM3(i, ii) = M3(ii)
End If
Next

maxMaksV2 = 0.0
minMaksV2 = 0.0
maxMaksP = 0.0
minMaksP = 0.0
maxMaksM3 = 0.0
minMaksM3 = 0.0
For ii = 0 To NumberResults1 - 1
If StepType(ii) = "Max" Then
maxM33(ii) = Math.Abs(M3(ii))
maxP(ii) = Math.Abs(P(ii))
maxV2(ii) = Math.Abs(V2(ii))
If maxM33(ii) > maxMaksM3 Then
maxMaksM3 = maxM33(ii)
End If
If maxP(ii) > maxMaksP Then
maxMaksP = maxP(ii)
End If
If maxV2(ii) > maxMaksV2 Then
maxMaksV2 = maxV2(ii)
End If
Else
minM33(ii) = Math.Abs(M3(ii))
minP(ii) = Math.Abs(P(ii))
minV2(ii) = Math.Abs(V2(ii))
If minM33(ii) > minMaksM3 Then
minMaksM3 = minM33(ii)

```

```

End If
If minP(ii) > minMaksP Then
minMaksP = minP(ii)
End If
If minV2(ii) > minMaksV2 Then
minMaksV2 = minV2(ii)
End If
End If
Next

maksMaksP = Math.Max(maxMaksP, minMaksP)
maksMaksV2 = Math.Max(maxMaksV2, minMaksV2)
RichTextBox1.AppendText(Format(CInt(Frameid(i)), " 0 "))
RichTextBox1.AppendText(Format(CType(maksMaksP, Decimal), "0.00 "))
RichTextBox1.AppendText(Format(CType(maksMaksV2, Decimal), "0.00 "))
RichTextBox1.AppendText(Format(CType(maxMaksM3, Decimal), "0.00") +
Environment.NewLine)
' "ZARF" Sonuçlarını dosyaya yazdır !
Print(1, Format(CInt(Frameid(i)), " 0 "))
Print(1, Format(CType(maxMaksP, Decimal), "0.00 "))
Print(1, Format(CType(minMaksP, Decimal), "0.00 "))
Print(1, Format(CType(maxMaksV2, Decimal), "0.00 "))
Print(1, Format(CType(minMaksV2, Decimal), "0.00 "))
Print(1, Format(CType(maxMaksM3, Decimal), "0.00 "))
PrintLine(1, Format(CType(minMaksM3, Decimal), "0.00"))
maxMaxM33(Frameid(i)) = maxMaksM3
minMaxM33(Frameid(i)) = minMaksM3
End If

RichTextBox1.AppendText(Format(CInt(Frameid(i)), " 0 "))
RichTextBox1.AppendText(Format(CType(P(0), Decimal), "0.00 "))
RichTextBox1.AppendText(Format(CType(V2(0), Decimal), "0.00 "))
RichTextBox1.AppendText(Format(CType(M3(0), Decimal), "0.00") +
Environment.NewLine)

```

```

If caseName(i8).ToString <> "ZARF" Then
Print(1, Format(CInt(Frameid(i)), " 0    "), Format(CType(P(0), Decimal), "0.00
"))
Print(1, Format(CType(V2(0), Decimal), "0.00    "))
PrintLine(1, Format(CType(M3(0), Decimal), "0.00"))
End If
Next
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1)
Next
mk0 = 1
PrintLine(1, "    === ZARF Kombinasyonu İçin Her Açıklıkta MAX ve MIN
Momentler ==")
PrintLine(1)
For dn = 1 To KirSayisi
PrintLine(1, "Kiriş Adı: ", dn)
PrintLine(1)
For j = mk0 To KirElSayisi * dn
maxMM33(dn, j) = Math.Abs(maxMaxM33(j))
If maxMM33(dn, j) > M33max(dn) Then
M33max(dn) = maxMM33(dn, j)
End If
minMM33(dn, j) = Math.Abs(minMaxM33(j))
If minMM33(dn, j) > M33min(dn) Then
M33min(dn) = minMM33(dn, j)
End If
Next
PrintLine(1, " Kiriş açıklığında maxM33 : ", Format(CType(M33max(dn), Decimal),
"0.000"))
PrintLine(1, " Kiriş açıklığında minM33 : ", Format(CType(M33min(dn), Decimal),
"0.000"))
mk0 = mk0 + KirElSayisi
PrintLine(1)

```

Next

```
PrintLine(1, "          LOAD CASE Yükleme Durumları için Sonuçlar")
PrintLine(1, "          =====")
RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)
RichTextBox2.AppendText("===== DÜĞÜM NOKTASI DEPLASMANLARI
===== " + Environment.NewLine)
RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)
RichTextBox2.AppendText("DN      U1x      U2y      U3z" +
Environment.NewLine)
RichTextBox2.AppendText("===== " +
Environment.NewLine)
RichTextBox1.AppendText(Environment.NewLine)
RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1)
PrintLine(1, "          ===== DÜĞÜM NOKTASI DEPLASMANLARI =====")
PrintLine(1)
PrintLine(1, " DN      U1x      U2y      U3z")
PrintLine(1, "=====")

For i = 0 To MyLoadName.Count - 1
RichTextBox2.AppendText("Yükleme Adı: " & MyLoadName(i) +
Environment.NewLine)
RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1, "Yükleme Adı: ", MyLoadName(ii))
PrintLine(1)

ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
'set case and combo output selections
ret = SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput(MyLoadName(i))
' get joint pattern names
ret = SapModel.PointObj.GetNameList(NumberNames1, Jointid)

For j = 0 To Jointid.Length - 1
'get point displacements
```

```

ret = SapModel.Results.JointDispl(Jointid(j), Sap2000.eItemTypeElm.ObjectElm,
NumberResults, Obj, Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3)
RichTextBox2.AppendText(Format(CInt(Jointid(j)), " 0 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(U1(0) * 1000, Decimal), "0.000 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(U2(0) * 1000, Decimal), "0.000 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(U3(0) * 1000, Decimal), "0.000") +
Environment.NewLine)

```

```

Print(1, Format(CInt(Jointid(j)), " 0 "), Format(CType(U1(0) * 1000, Decimal),
"0.000 "), " ")

```

```

Print(1, Format(CType(U2(0) * 1000, Decimal), "0.000 "), " ")

```

```

PrintLine(1, Format(CType(U3(0) * 1000, Decimal), "0.000"))

```

Next

```

RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)

```

```

PrintLine(1)

```

Next

```

RichTextBox2.AppendText("=== FRAME FORCE - ÇUBUK KUVVETLERİ ==="
+ Environment.NewLine)

```

```

RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)

```

```

RichTextBox2.AppendText("ÇUBUK P V2 M3" +
Environment.NewLine)

```

```

RichTextBox2.AppendText("=====" +
Environment.NewLine)

```

```

RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)

```

```

PrintLine(1, "==== FRAME FORCE - ÇUBUK KUVVETLERİ ===")

```

```

PrintLine(1)

```

```

PrintLine(1, "ÇUBUK maxMaksP maxMaksV2 maxMaxM3")

```

```

PrintLine(1, "=====")

```

'get frame object names

```

ret = SapModel.FrameObj.GetNameList(NumberNames2, Frameid)

```

For i8 = 0 To MyLoadName.Count - 1

```

RichTextBox2.AppendText("Yükleme Adı: " & MyLoadName(i8) +
Environment.NewLine)
RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1, "Yükleme Adı: ", MyLoadName(i8))
PrintLine(1)
'deselect all cases and combos
ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
'set case and combo output selections
ret = SapModel.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput(MyLoadName(i8))
For i = 0 To (NumberNames2 - 1)
ret = SapModel.Results.FrameForce(Frameid(i), Sap2000.eItemTypeElm.ObjectElm,
NumberResults1, Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, LoadCase, StepType, StepNum, P, V2,
V3, T, M2, M3)

RichTextBox2.AppendText(Format(CInt(Frameid(i)), " 0 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(P(0), Decimal), "0.00 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(V2(0), Decimal), "0.00 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(M3(0), Decimal), "0.00") +
Environment.NewLine)
maxMaksV2 = 0.0
minMaksV2 = 0.0
maxMaksP = 0.0
minMaksP = 0.0
maxMaksM3 = 0.0
minMaksM3 = 0.0
For ii = 0 To NumberResults1 - 1
maxM33(ii) = Math.Abs(M3(ii))
maxP(ii) = Math.Abs(P(ii))
maxV2(ii) = Math.Abs(V2(ii))
If maxM33(ii) > maxMaksM3 Then
maxMaksM3 = maxM33(ii)
End If
If maxP(ii) > maxMaksP Then

```

```

maxMaksP = maxP(ii)
End If
If maxV2(ii) > maxMaksV2 Then
maxMaksV2 = maxV2(ii)
End If
Next

RichTextBox2.AppendText(Format(CInt(Frameid(i)), " 0 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(maxMaksP, Decimal), "0.00 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(maxMaksV2, Decimal), "0.00 "))
RichTextBox2.AppendText(Format(CType(maxMaksM3, Decimal), "0.00") +
Environment.NewLine)

Print(1, Format(CInt(Frameid(i)), " 0 "))
Print(1, Format(CType(maxMaksP, Decimal), "0.00 "))
Print(1, Format(CType(maxMaksV2, Decimal), "0.00 "))
PrintLine(1, Format(CType(maxMaksM3, Decimal), "0.00"))
Next
RichTextBox2.AppendText(Environment.NewLine)
PrintLine(1)
Next

ret = SapModel.SetModelIsLocked(False)
SapObject.ApplicationExit(False)
SapModel = Nothing
SapObject = Nothing
End Sub

Private Sub SONLANDIR(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
System.EventArgs) Handles Button2.Click
If MsgBox("SONLANDIR ?", MsgBoxStyle.OkCancel) = MsgBoxResult.Ok Then
Application.Exit()
End If
End Sub
End Class

```

EK2: Üç-açıklıklı 110-165-125 ft çelik I-Kiriş köprünün ZARF yüklemesi altında SAP2000-API ile elde edilen maksimum moment ve deplasmanları

a) Maksimum momentler

The screenshot shows the SAP2000 RUN dialog box. The 'SONUÇLAR AŞAĞIDA ...' section displays the following table for COMBO ve ZARF Yüklemeleri için:

4	0.00	226.31	3344.39	
4	0.00	104.36	2748.77	
5	0.00	147.66	3611.91	
5	0.00	104.36	3344.39	
6	0.00	293.60	3517.50	
6	0.00	104.36	3517.50	
7	0.00	324.92	3123.99	
7	0.00	293.60	3123.99	
8	0.00	488.70	2087.11	

A red circle highlights the value 3611.91 in the third column of the fifth row. A blue arrow points to it with the text: "ZARF Yüklemesinde 1. açıklıkta max M₁ momenti [kN.m]". Below this, the calculation is shown: $3611.91 / 1.3558 = 2664 \text{ kip-ft}$.

The 'LOAD CASE Yükleme durumları için' section shows the following table for Yükleme Adı: yukleme10:

1	0.00	-2.33	0.00
1	0.00	2.33	7.81
2	0.00	-2.33	7.81
2	0.00	2.33	15.61
3	0.00	-2.33	15.61
3	0.00	2.33	23.42

The 'İŞLEM TAMAM' button is visible at the bottom right.

The screenshot shows the SAP2000 RUN dialog box. The 'SONUÇLAR AŞAĞIDA ...' section displays the following table for COMBO ve ZARF Yüklemeleri için:

14	0.00	310.33	3657.61	
14	0.00	46.94	2246.33	
15	0.00	216.03	4375.83	
15	0.00	46.94	3657.61	
16	0.00	256.55	4356.45	
16	0.00	46.94	4356.45	
17	0.00	303.53	3722.69	
17	0.00	256.55	3722.69	
18	0.00	350.50	2314.31	

A red circle highlights the value 4375.83 in the third column of the fifteenth row. A blue arrow points to it with the text: "ZARF Yüklemesinde 2. açıklıkta max M₂ momenti [kN.m]". Below this, the calculation is shown: $4375.83 / 1.3558 = 3227.49 \text{ kip-ft}$.

The 'LOAD CASE Yükleme durumları için' section shows the following table for Yükleme Adı: yukleme10:

1	0.00	-2.33	0.00
1	0.00	2.33	7.81
2	0.00	-2.33	7.81
2	0.00	2.33	15.61
3	0.00	-2.33	15.61
3	0.00	2.33	23.42

The 'İŞLEM TAMAM' button is visible at the bottom right.

b) Text dosyasından aktarılan maksimum moment ve kesme kuvvetleri

Kombo Adı: ZARF						
CUBUK	MaxMaksP	MinMaksP	MaxMaksV2	MinMaksV2	MaxMaksM3	MinMaksM3
1	0,00	0,00	104,36	337,51	1079,11	349,89
2	0,00	0,00	104,36	306,20	1937,51	699,77
3	0,00	0,00	104,36	257,62	2748,77	1049,66
4	0,00	0,00	104,36	226,31	3344,39	1399,54
5	0,00	0,00	104,36	147,66	3611,91	1749,43
6	0,00	0,00	293,60	26,83	3517,50	2099,31
7	0,00	0,00	324,92	42,45	3123,99	2449,20
8	0,00	0,00	408,70	42,45	2087,11	2799,08
9	0,00	0,00	516,88	42,45	960,16	3148,97
10	0,00	0,00	545,06	42,45	607,70	4708,49
11	0,00	0,00	46,94	552,84	150,25	4708,49
12	0,00	0,00	46,94	510,56	567,51	2034,45
13	0,00	0,00	46,94	425,69	2246,33	1375,77
14	0,00	0,00	46,94	310,33	3657,61	1236,91
15	0,00	0,00	46,94	216,03	4375,83	1098,05
16	0,00	0,00	256,55	27,61	4356,45	1266,19
17	0,00	0,00	303,53	27,61	3722,69	1502,27
18	0,00	0,00	350,50	27,61	2314,31	1738,34
19	0,00	0,00	540,85	27,61	669,70	2024,42
20	0,00	0,00	583,13	27,61	403,73	4850,78
21	0,00	0,00	44,97	536,90	371,73	4850,78
22	0,00	0,00	44,97	504,87	939,26	2995,42
23	0,00	0,00	44,97	430,25	2310,77	2662,60
24	0,00	0,00	44,97	390,22	3457,68	2329,77
25	0,00	0,00	42,54	259,27	4108,22	1996,95
26	0,00	0,00	190,54	87,36	4168,18	1664,12
27	0,00	0,00	226,12	87,36	3988,44	1331,30
28	0,00	0,00	261,71	87,36	3194,70	998,47
29	0,00	0,00	321,42	87,36	2265,38	665,65
30	0,00	0,00	357,00	87,36	1292,40	332,82

=== ZARF Kombinasyonu İçin Her Açıklıkta MAX ve MIN Momentler ===

Kiriş Adı: 1

Kiriş açıklığında maxM33 : 3611,906
Kiriş açıklığında minM33 : 4708,489

Kiriş Adı: 2

Kiriş açıklığında maxM33 : 4375,832
Kiriş açıklığında minM33 : 4850,782

Kiriş Adı: 3

Kiriş açıklığında maxM33 : 4168,181
Kiriş açıklığında minM33 : 4850,782

c) Maksimum deplasmanlar

HL_93

Public Class HL_93

Private Sub SAP2000_RUN(ByVal sender As System.Object, ByVal e As System.EventArgs) Handles Button1.Click

FileOpen(1, "c:\SAP2000-ApPrIn\110-165-125_TezEk\SAP2000\HL-93-110-165-125_out.txt", OpenMode.Output)

' HL-93-110-165-125

' Üç Açıklıklı Köprünün Line Girderi [COMBO ve ZARF Çözümleri]

Call OpenSDB()

Form1

SAP2000 RUN

SÖNÜÇLER AŞAĞIDA...

COMBO ve ZARF Yüklemleri İçin

Kombo Adı: ZARF

1	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	-14,001
3	0,000	0,000	-26,590
4	0,000	0,000	-36,530
5	0,000	0,000	-42,628
6	0,000	0,000	-44,180
7	0,000	0,000	-40,728

1. açıklık ortasında maksimum deplasman

LOAD CASE Yükleme durumları İçin

===== DÜĞÜM NOKTASI DEPLASMANLARI =====

DN	U1x	U2y	U3z
Yükleme Adı: wett1			
1	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	-5,110

İŞLEM TAMAM

d) Text dosyasından aktarılan maksimum deplasmanlar

Kombo Adı: ZARF			
===== DÜĞÜM NOKTASI DEPLASMANLARI =====			
DN	U1x	U2y	U3z
1	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	-14,001
3	0,000	0,000	-26,590
4	0,000	0,000	-36,530
5	0,000	0,000	-42,689
6	0,000	0,000	-44,180
7	0,000	0,000	-40,728
8	0,000	0,000	-32,892
9	0,000	0,000	-22,474
10	0,000	0,000	11,237
11	0,000	0,000	0,000
12	0,000	0,000	-23,355
13	0,000	0,000	-49,586
14	0,000	0,000	-74,497
15	0,000	0,000	-92,933
16	0,000	0,000	-100,104
17	0,000	0,000	-93,763
18	0,000	0,000	-75,933
19	0,000	0,000	-51,040
20	0,000	0,000	-24,230
21	0,000	0,000	0,000
22	0,000	0,000	-15,562
23	0,000	0,000	-31,792
24	0,000	0,000	-46,813
25	0,000	0,000	-58,578
26	0,000	0,000	-64,233
27	0,000	0,000	-62,479
28	0,000	0,000	-53,598
29	0,000	0,000	-39,103
30	0,000	0,000	-20,617
31	0,000	0,000	0,000
=== ZARF Kombinasyonu İçin MAX DEPLASMANLAR ===			
1	ci Kiriş max deplasman:	44,180	
2	ci Kiriş max deplasman:	100,104	
3	ci Kiriş max deplasman:	64,233	

EK3: MATLAB Programlama dili ortamında geliştirilen ARMONI ARAMA algoritması program kodları

```
function [BestGen,BestFitness,gx]=hormony_orj
clc
clear;
```

% üç açıklıklı 110-165-125ft çelik I-Kiriş köprünün optimum tasarımı

```
% *****
global NVAR NG NH MaxItr HMS HMCR PARmin PARmax bwmin bwmax;
global bf tw m_1i m_2i;
global HM NCHV fitness;
global PVB BW;
global gx;
global BestIndex WorstIndex BestFit WorstFit currentIteration;
global BestGen;
global maxm1 maxm2 maxm3;
global maxL elasM yukP;
global LLDF1 LLDF2 LLDF3; % açıklıklarda hareketli yük dağıtma katsayıları
global LLDF1i LLDF2i; % mesnetlerde hareketli yük dağıtma katsayıları
global zarfMaxM1 zarfMaxM2 zarfMaxM3; % açıklıklarda zarf momentleri
global zarfMaxM1i zarfMaxM2i; % mesnetlerde zarf momentleri
zarfMaxM1=2664*1355750; % kip-ft olan momentler N.mm ye dönüştürüldü
zarfMaxM2=3227.45*1355750;
zarfMaxM3=3074.29*1355750;
zarfMaxM1i=3472.80*1355750;
zarfMaxM2i=3577.75*1355750;

LLDF1=0.900;
LLDF2=0.805;
LLDF3=0.869;
LLDF1i=0.856;
LLDF2i=0.843;

maxm1=LLDF1*zarfMaxM1;
maxm2=LLDF2*zarfMaxM2;
maxm3=LLDF3*zarfMaxM3;
m_1i=LLDF1i*zarfMaxM1i;
m_2i=LLDF2i*zarfMaxM2i;
maxL=50292;
elasM=200000; % N/mm2
yukP=319500; % yukP ---> Newton
bf=304.8;
tw=22.225;
NVAR=4;
NG=6;
NH=0;
```

```

MaxItr=10000;
HMS=20;
HMCr=0.9;
PARmin=0.20;
PARmax=0.80;
bwmin=0.001;
bwmax=0.01;

% şartnamedeki kesit sınırlayıcıları:
PVB=[19.05 76.2;1359.24 3333.75;19.05 76.2;1359.24 3333.75];

% *****
HM=zeros(HMS,NVAR);
NCHV=zeros(1,NVAR);
BestGen=zeros(1,NVAR);
fitness=zeros(1,HMS);
BW=zeros(1,NVAR);
gx=zeros(1,NG);

MainHarmony;

% /*****
function sum =Fitness(sol)
sum = (74370*(2* bf*sol(1)+tw*sol(2))+47548*(2*bf*sol(3)+tw*sol(4)))+eg(sol)
end

% *****
function sum=eg(sol)

gx(1)= 345*(bf*(2*sol(1)+sol(2))^3-(bf-tw)*sol(2)^3)-
12*maxm1*(sol(1)+0.5*sol(2));
gx(2)= 345*(bf*(2*sol(1)+sol(2))^3-(bf-tw)*sol(2)^3)-
12*maxm2*(sol(1)+0.5*sol(2));
gx(3)= 345*(bf*(2*sol(1)+sol(2))^3-(bf-tw)*sol(2)^3)-
12*maxm3*(sol(1)+0.5*sol(2));
gx(4)= 345*(bf*(2*sol(3)+sol(4))^3-(bf-tw)*sol(4)^3)-12*m_1i*(sol(3)+0.5*sol(4));
gx(5)= 345*(bf*(2*sol(3)+sol(4))^3-(bf-tw)*sol(4)^3)-12*m_2i*(sol(3)+0.5*sol(4));
gx(6)= 62.9*(192*elasM*(bf*(2*sol(1)+sol(2))^3-(bf-tw)*sol(2)^3))-
12*yukP*maxL^3;

sum = 0;
for i=1:NG
if(gx(i)<0)
sum = sum - 1000 * gx(i);
end
end
end

% *****

```

```

function initialize
for i=1:HMS
for j=1:NVAR
HM(i,j)=randval(PVB(j,1),PVB(j,2));
end
fitness(i) = Fitness(HM(i,:));
end
end

%*****
function MainHarmony
initialize;
currentIteration = 0;
while(StopCondition(currentIteration))
PAR=(PARmax-PARmin)/(MaxItr)*currentIteration+PARmin;
coef=log(bwmin/bwmax)/MaxItr;
for pp =1:NVAR
BW(pp)=bwmax*exp(coef*currentIteration);
End

% *****
for i =1:NVAR
ran = rand(1);
if( ran < HMCR )
index = randint(1,HMS);
NCHV(i) = HM(index,i);
pvbRan = rand(1);
if( pvbRan < PAR)
pvbRan1 = rand(1);
result = NCHV(i);
if( pvbRan1 < 0.5)
result =result+ rand(1) * BW(i);
if( result < PVB(i,2))
NCHV(i) = result;
End
Else
result =result- rand(1) * BW(i);
if( result > PVB(i,1))
NCHV(i) = result;
End
End
End
Else
NCHV(i) = randval( PVB(i,1), PVB(i,2) );
End
End
newFitness = Fitness(NCHV);
UpdateHM( newFitness );
currentIteration=currentIteration+1;

```

```

end
BestFitness = min(fitness);
End

% *****
function UpdateHM( NewFit )
if(currentIteration==0)
BestFit=fitness(1);
for i = 1:HMS
if( fitness(i) < BestFit )
BestFit = fitness(i);
BestIndex =i;
End
end
WorstFit=fitness(1);
for i = 1:HMS
if( fitness(i) > WorstFit )
WorstFit = fitness(i);
WorstIndex =i;
end
end
end
if (NewFit< WorstFit)
if( NewFit < BestFit )
HM(WorstIndex,:)=NCHV;
BestGen=NCHV;
fitness(WorstIndex)=NewFit;
BestIndex=WorstIndex;
else
HM(WorstIndex,:)=NCHV;
fitness(WorstIndex)=NewFit;
end
WorstFit=fitness(1);
WorstIndex =1;
for i = 1:HMS
if( fitness(i) > WorstFit )
WorstFit = fitness(i);
WorstIndex =i;
end
end
end
end

% *****
function val1=randval(Maxv,Minv)
val1=rand(1)*(Maxv-Minv)+Minv;
end
function val2=randint(Maxv,Minv)

```

```
val2=round(rand(1)*(Maxv-Minv)+Minv);  
end  
  
% *****  
function val=StopCondition(Itr)  
global MaxItr;  
val=1;  
if(Itr>MaxItr)  
val=0;  
end  
end
```



ÖZGEÇMİŞ

Fatma ÜLKER PEKER, 1982 yılında Malatya' da doğmuştur. İlk öğrenimini Elazığ Evren Paşa İlkokulu, orta ve lise öğrenimini Balakgazi Lisesinde tamamlamıştır. 2000 yılında, Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmiş, 2004 yılında lisans eğitimini tamamlamıştır. 2005 yılında Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında yüksek lisans öğrenimine başlamış olup 2007 yılında "Çift Katmanlı Uzay Kafes Sistemlerin Statik ve Dinamik Analizi" adlı yüksek lisans tezini tamamlayarak İnşaat Yüksek Mühendisi unvanını almıştır. 2012 yılında Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında doktora öğrenimine başlamıştır. Yazar 2006 yılından itibaren Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü Proje ve İnşaat Dairesi Başkanlığı'nda İnşaat Yük. Mühendisi olarak çalışmaktadır.