



**KARBON – FİBER DONATIYLA
ÖNGERİLMESİZ MONOBLOK DEMİRYOLU
BETON TRAVERSİ GELİŞTİRİLMESİ**

FERHAT ÇEÇEN

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI
DR. ÖĞR. ÜYESİ FERİT YAKAR**

**Temmuz - 2019
Her hakkı saklıdır**

T.C.
TOKAT GAZİOSMANPAŞA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

KARBON – FİBER DONATIYLA ÖNGERİLMESİZ MONOBLOK
DEMİRYOLU BETON TRAVERSİ GELİŞTİRİLMESİ

FERHAT ÇEÇEN

TOKAT
Temmuz - 2019

Her hakkı saklıdır

Ferhat ÇEÇEN tarafından hazırlanan "Karbon-Fiber Donatıyla Öngerilmemiş Monoblok Demiryolu Beton Traversi Geliştirilmesi" adlı tez çalışmasının savunma sınavı 12 TEMMUZ 2019 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen Jüri tarafından Oy Birliği ile Tokat Gaziosmanpaşa Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI nda YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Danışman

Dr. Öğr. Üyesi Ferit YAKAR
Tokat Gaziosmanpaşa Üniversitesi



Üye

Doç Dr. Bekir AKTAŞ
Erciyes Üniversitesi



Üye

Dr. Öğr. Üyesi Murat ÇAVUŞ
Tokat Gaziosmanpaşa Üniversitesi




ONAY

Prof. Dr. Çetin ÇEKİÇ
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü



TEZ BEYANI

Tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlanan bu tezin yazılmasında bilimsel ahlak kurallarına uyulduğunu, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, tezin içerdiği yenilik ve sonuçların başka bir yerden alınmadığını, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, tezin herhangi bir kısmının bu üniversite veya başka bir üniversitedeki başka bir tez çalışması olarak sunulmadığını beyan ederim.


FERHAT ÇEÇEN
12 Temmuz 2019

ÖZET

YÜKSEK LİSANS TEZİ

KARBON – FİBER DONATIYLA ÖNGERİLMESİZ MONOBLOK DEMİRYOLU BETON TRAVERSİ GELİŞTİRİLMESİ

FERHAT ÇEÇEN

TOKAT GAZİOSMANPAŞA ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI

(TEZ DANIŞMANI:DR. ÖĞR. ÜYESİ FERİT YAKAR)

Demiryolu traverslerinin planlanan servis ömürlerinden önce kullanılamaz hale gelmeleri, son yirmi-otuz yılda, demiryolu bakım ve yenileme maliyetlerini önemli ölçüde artırmış durumdadır. Dünya genelinde araştırmacılar, demiryolu traverslerinin çeşitli özellikleri ve yük taşıma kapasiteleri üzerinde birçok faydalı çalışmalar yürütmüştür. Ancak hâlen, yüksek dinamik darbe yüklerine, traverslerin rezonansa uğramasına ve çelik öngerilme donatılarının korozyona maruz kalmalarına karşı yeterli performansa sahip etkili bir çözüm üretilmemiştir. Bu faktörler ele alınmayan bir dizayn ise yalnız traverslerin değil, tüm demiryolu sisteminin hasara uğramasına neden olmaktadır. Bugün dünyada korozyon problemlerini önlemek için, fiber takviyeli polimer donatıların kullanılması alternatif bir çözüm olarak ortaya çıkmıştır. Ayrıca, traverslerin rezonansa uğramalarının önlenmesi için ise öngerilmemiş şekilde, pasif donatılı tasarımın fizibil bir çözüm olabileceği düşünülmektedir. Fiber takviyeli polimer donatılar içinde de karbon-fiber donatıların, tekrarlı yüklere karşı yüksek yorulma dayanımına ve oldukça yüksek çekme dayanımına ve düşük relaksasyona sahip olması gibi birçok özellikleri ile traversler için en uygun seçenek olduğu düşünülmektedir. Bu kapsamda, demiryollarında istenen ve güncel literatürde önerilen yüksek taşıma kapasitesine, karbon-fiber donatıları, öngerilmemiş vaziyette kullanarak ulaşmanın mümkün olup olmadığının belirlenmesi için deneysel bir çalışma yürütülmüştür. Bu amaçla öncelikle bu yeni malzemelerle kapasite hesaplaması yapılmış, hesaplamalarda İtalyan CNR-DT 203/2006 kılavuzunda önerilen güvenlik katsayıları kullanılmıştır. Üretilen prototipe EN 13230'da istenen ray mesnedinde statik pozitif moment testi uygulanmış, sonuçlar dünyada yaygın olarak kullanılan B58 ve B70 tipi öngerilmeli ve U3 tipi öngerilmemiş beton traversler ve literatürde istenen değerler ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, yeni tip traversler, statik dizayn yükü bakımından B70 tipi öngerilmeli beton traverslerden bile daha iyi neticeler vermiştir. Üstelik bu prototiplerde daha küçük B58 tipi beton kesit alanları kullanılmıştır. İlerleyen süreçte mezkûr standartta istenen dinamik ve yorulma testlerinin ve öz-frekans ölçümlerinin de yapılması ve saha uygulamalarıyla performansının izlenmesi gerekmektedir.

2019, 156 SAYFA

ANAHTAR KELİMELER: Demiryolu traversi, Monoblok beton travers, Karbon-fiber takviyeli polimer donatı

ABSTRACT

MASTER THESIS

NEW RAILWAY CONCRETE SLEEPER RESEARCH ABOUT USING CARBON FIBER REINFORCED POLYMER REBARS WITH NON- PRESTRESSED AND MONO-BLOCK PROCESS

FERHAT ÇEÇEN

**TOKAT GAZIOSMANPASA UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES**

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

(SUPERVISOR: ASST. PROF. DR. FERIT YAKAR)

Over the last two or three decades, the premature failures of railway sleepers have significantly increased the track maintenance and replacement costs. Researchers have previously studied various characteristics and load carrying capacities of railway sleepers, but there is no remarkable solution for the high dynamic impact loads, the resonance of concrete sleepers and the corrosion of steel rebars or prestress tendons. A sleeper design which do not consider those factors, could damage not only sleepers but also whole railway system. In order to avoid corrosion problems, the use of fibre reinforced polymer bars has emerged as an alternative solution. And also, to prevent resonance vibrations of railway sleepers, non-prestressed reinforcing of sleepers could be a feasibly solution. Among all fibre reinforced polymer bar types, carbon fiber-based systems are the least prone to failure due to fatigue-cyclic loading, exhibit very high tensile strength and low relaxation. The computational analysis of new sleepers was based on Italian guideline (CNR-DT 203/2006). New designed carbon-fibre reinforced sleepers are analyzed with regard to EN 13230, rail seat static positive moment test and compared between the B58 and B70 type prestressed and U3 type non-prestressed concrete sleepers. From the results it was concluded that the concrete sleeper reinforced with carbon fiber reinforced polymer bars shows higher strength than all this concrete sleeper types, moreover the smallest B58 type concrete sleeper cross section areas was used. For about dynamic tests and resonance performance, further works and field measurements needs to be undertaken.

2019, 156 PAGE

KEYWORDS: Railway sleeper, Mono-block concrete sleeper, Concrete tie, Carbon fiber reinforced polymer rebar

ÖNSÖZ

Demiryollarında rayların altına döşenen üstyapı elemanlarına travers denilmektedir. Geçmişte ahşap ve çelik traversler kullanılmışsa da, bugün yeni üretilen traverslerin büyük çoğunluğu öngerilmeli betonarme traverslerdir. Traverslerin ilk üretildiği dönemlerde, tasarımda yalnız “statik yükler” hesaba katılmaktaydı. Tren aks yükleri ve hızları düşük olduğundan, büyük sorun teşkil etmiyordu. Ancak günümüzdeki yüksek aks yükleri ve işletme hızları, tasarımda statik değil, çok daha etkili dinamik darbe yüklerinin şiddet ve frekansları ile traverslerin rezonans frekanslarının göz önünde bulundurulmasını zorunlu hâle getirmiştir. Bununla birlikte, traverslere uygulanan kısmî öngerilme basıncı ve kullanılan korozif çelik donatılar, çeşitli nedenlerden dolayı en modern tasarımlarda dahi çeşitli dezavantajlar getirmektedir. Bu yüzden tüm dünyada travers ömrü planlanan 40-50 yıllık servis ömründen çok önce bitmektedir. Gerek traverslerin erken değişimi, gerekse demiryolu üstyapısı ve altyapısının ve hatta demiryolu taşıtlarının erken tahribatı ve yolculuk konforunun düşmesi ile büyük ekonomik kayıplar oluşmaktadır.

Bu olumsuzlukları gidermek veya azaltmak üzere; tüm dünyada çelik donatıların yerini almaya başlayan ve dünyadaki pazar payının katlarca artması öngörülerek geleceğin malzemelerinden biri olarak gösterilen, fiber takviyeli polimer donatıların demiryolu traverslerinde kullanımı araştırılmıştır. Çalışmamızda bu donatılar içerisinde zararlı çevresel etkilere ve yüksek tekrarlı dinamik yüklere en yüksek dayanıklılığı gösteren karbon-fiber takviyeli polimer donatılar kullanılmıştır. Bu donatılar kullanılırken de, yüksek frekanslı dinamik darbe yüklerine karşı kısmî öngerilmeli prosesten daha iyi performans gösterdiği literatürde belirtilen, öngerilmesiz tasarım uygulanmıştır. Böylece rezonansa daha zor uğrayarak uzun ömürlü hizmet veren ve diğer demiryolu bileşenlerine iletilen yükleri daha çok sönmüleyerek bakım masraflarını düşüren bir ürün elde edilmeye çalışılmıştır. Bu proste, öngerilmeli prosesin aksine, buhar kürü gerekemeyebileceğinden ve öngerilme işlemi için gerekli diğer birçok işçilik, süre, hammadde zorunluluklarının bertaraf edilmesi ile birlikte, demiryolu yapım-bakım-işletim masraflarının düşürülmesi öngörülmektedir. Ayrıca demiryolu yük taşıma ve hız kapasitelerini kısıtlayan ve bakım masraflarını artıran mevcut travers üretim prosesleri yerine, daha yüksek dingil yükü ve daha yüksek taşıt hızına müsaade edecek yeni tasarımların önünün açılması da mümkün olabilecektir. Bir diğer açıdan; travers ömrü

artırılarak “daha sürdürülebilir” traversler geliştirilmesi ile çevreye daha az zarar verilmesi de mümkün olabilecektir.

Yapılan çalışmalarda rehberlik ve teşviklerini esirgemeyen Tez Danışmanım Dr. Öğretim Görevlisi Sn. Ferit YAKAR’a, prototiplerin üretim ve testinde destek sağlayan saygıdeğer TCDD yetkililerine ve mesai arkadaşlarıma, ücretsiz karbon-fiber malzeme tedariki sağlayan BASF firmasına ve Sivas ili yetkilisi Sn. Özgür DOĞRUYOL’a, fedakar eşim Halime GÜL ÇEÇEN’e, ülkemize eşsiz bir demiryolu mirası sağlayan geçmişten günümüze saygıdeğer Devlet Büyüklerimize, tezde çalışmalarından yararlanan kaynak sahiplerine ve üzerimde emeği olan tüm hocalarıma teşekkürlerimi sunarım.

Ferhat ÇEÇEN
12 Temmuz 2019

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET	i
ABSTRACT	ii
ÖNSÖZ	iii
İÇİNDEKİLER	i
ŞEKİL LİSTESİ	iii
ÇİZELGE LİSTESİ	ix
1. GİRİŞ	1
2. KURAMSAL TEMELLER	5
2.1. Demiryolu Bileşenleri ve Traverslerin Tanımlanması	5
2.2. Traverslerden Beklenen Başlıca Özellikler	6
2.3. Travers Hammadde Çeşitleri	8
2.4. Demiryolu Traverslerinin Tasarımı	13
2.4.1. Statik yöntemle analiz	15
2.4.2. Yarı-statik yöntemle analiz.....	18
2.4.3. Bilgisayar tabanlı yarı-konvansiyonel analiz	22
2.4.4. Bölgesel standartlar ve dizayn rehberleri	26
2.4.5. Sınır durum metodu, saha ölçümleri, laboratuvar simülasyonları.....	35
2.4.6. Dinamik analiz.....	45
2.5 Beton Travers Kabul Testleri	55
2.5.1. Ray oturma alanında statik test.....	55
2.5.2. Travers merkezinde statik test	61
2.5.3. Yorulma testi	63
2.5.4. Dinamik test.....	64
2.5.5. Yukarı çekme deneyi	66
2.5.6. Boyuna direnç testi	67
2.5.7. Elektriksel direnç testi	67
2.6. Dünyanın Çeşitli Ülkelerinde Geliştirilen Bazı Travers Tipleri	68
2.6.1. (Öngerilmemiş) ikiz-blok traversler (twin-block / bi-block sleepers).....	70
2.6.2. (Öngerilmeli) monoblok travers (mono-block).....	72
2.6.3. Monoblok ve ikiz-blok traverslerin kıyaslanması	76
2.6.4. İnovatif tasarım örneklerinden geniş travers	77
2.6.5. İnovatif tasarım örneklerinden çift H tipi çerçeve travers.....	79
2.7. Öngerilmeli Betonarme Traverslerin Dezavantajları	81
2.7.1. Öngerilmeli traverslerin rezonans zaafiyeti.....	88
2.7.2. Tam öngerilme yerine kısmî öngerilme uygulanma nedeni	94
2.7.3. Kısmî öngerilmeli traverslerin yorulma zaafiyeti.....	98
2.7.4. Kısmî öngerilmeli traverslerde çatlak oluşumu ve korozyon.....	101

2.7.5. Kısmî öngerilmeli traverslerin kesme kuvveti zaafı.....	106
2.7.6. Kısmî öngerilmeli traverslerde darbe yüklerine zaafiyet	106
2.7.7. Kısmî öngerilmeli traverslerde öngerilme kuvveti kayıpları.....	107
2.7.8. Kısmî öngerilmeli traverslerde yüksek dizayn yükü gerekliliği....	109
2.7.9. Travers çeşitlerinin çevreye etkilerinin karşılaştırılması.....	110
2.8. Karbon-Fiber Donatılı Beton Tasarımı	112
2.8.1. Fiber donatılı beton tasarım araştırmaları.....	118
2.8.2. Fiber donatıların aderansı	123
3. MATERYAL ve YÖNTEM	125
3.1. Alternatif Travers Geliştirilmesi İşlem Adımları	125
3.2. Karbon-Fiber Donatılı Beton Tasarım Yöntemi.....	128
3.3. Çalışmada Kullanılan Karbon-Fiber Donatı Özellikleri.....	131
3.4. Çalışmada Kullanılan Betonun Özellikleri.....	135
3.5. Karbon-Fiber Donatılı Travers Dizayn Yükünün Belirlenmesi	135
4. BULGULAR.....	139
4.1. Beton Basınç Deneyi Sonuçları	139
4.2. Ray Mesnedinde Statik Test Sonuçları.....	139
5. SONUÇ ve TARTIŞMA	144
6. KAYNAKLAR	150
7. ÖZGEÇMİŞ	156

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Demiryolu yapı bileşenleri (enine eksen) (Esveld, 2014).....	5
Şekil 2.2. Demiryolu yapı bileşenleri (boyuna eksen) (Esveld, 2014).....	6
Şekil 2.3. NS 90 tipi monoblok betonarme travers (Esveld, 2014).....	6
Şekil 2.4. Travers burulmasının ekartmana etkisi (Bastos, 2016).....	7
Şekil 2.5. Demiryolu traverslerinin hammadde çeşitleri (Anonim-a, 2019)	8
Şekil 2.6. 1915 patentli öngerilmemiş betonarme travers teknik resmi (Anonim-b, 2019)	9
Şekil 2.7. Trenlerin tekerlek yükü ve hızının kronolojik gelişimi (Özcan ve ark., 2018)	10
Şekil 2.8. Modern öngerilmeli beton traverslerin enkesit görünüşü (Kaewunruen, 2007)	11
Şekil 2.9. Travers dizayn prosesi, kilit aşamaları ve değişkenleri (Taylor, 1993)	14
Şekil 2.10. Traverslerdeki örnek eğilme momenti ve çatlaklar (Matsuoka ve ark., 2018)	15
Şekil 2.11. Dingil aksamı (solda) ve dingil çifti içeren bir boji (sağda) (Bezgin, 2016).....	15
Şekil 2.12. Demiryolu taşıtımdan zemine kadar yük aktarım safhaları (Esveld, 2014).....	16
Şekil 2.13. B70 tipi öngerilmeli beton traversin teknik çizimleri (Bezgin, 2016)	17
Şekil 2.14. Çeşitli yükleme kabullerinin örnek yük-zaman eğrileri (Kaewunruen, 2007)	19
Şekil 2.15. Ray ondülasyonu kaynaklı titreşimler (Sol-Sánchez ve ark., 2015)	20
Şekil 2.16. Dinamik büyütme faktörünün formüllere göre değişimi (You ve ark., 2017)	21
Şekil 2.17. Travers uzunluğu boyunca hesaplanan eğilme momentleri (Bezgin-c, 2018)	22

Şekil 2.18. Tren yükü ile traverste oluşan çekme ve basınç gerilmeleri (Bezgin-c, 2018)	23
Şekil 2.19. Traverse uygulanan öngerilme kuvveti (Bezgin-c, 2018).....	23
Şekil 2.20. Tren yükü ve öngerilme kuvveti ile oluşan gerilmeler (Bezgin-c, 2018)	23
Şekil 2.21. Dinamik darbe katsayısı tahmin yaklaşımları (Bezgin-b, 2018) ...	25
Şekil 2.22. Bilgisayar tabanlı analizler ile hesaplanarak bulunan dinamik darbe katsayılarının mevcut bazı yaklaşımlar ile kıyaslaması (Bezgin, 2018-b)	25
Şekil 2.23. Farklı travers aralıkları için AS 1085.14-2003 standardında önerilen tren tekeri altındaki aks yükü yüzdesi (Kaewunruen, 2007; Li, 2012).....	27
Şekil 2.24. Karşılaştırmada kullanılan travers (solda) ve UIC ray-travers yük dağılım faraziyesi (sağda) (Gao ve ark., 2017).....	32
Şekil 2.25. Farklı standartlardaki yük aktarım faraziyeleri (Gao ve ark., 2017)	33
Şekil 2.26. 36 ton.f (353 kN) dingil yükü altında farklı standartlardaki hesap metodlarına göre travers boyunca meydana gelen eğilme momentlerinin karşılaştırması (Gao ve ark., 2017)	34
Şekil 2.27. Queensland University of Technology tarafından yapılan saha araştırmasının istatistikî sonuçları (26-28 ton.f (255-275 kN) dingil yükü) (Remennikov ve ark., 2008).....	36
Şekil 2.28. Tren tipine göre statik yük dağılımı saha ölçümleri (Quirós-Orozco ve ark., 2017).....	37
Şekil 2.29. Tren tipine göre dinamik yük dağılımı saha ölçümleri (Quirós-Orozco ve ark., 2017).....	38
Şekil 2.30. Tren tipine göre statik-dinamik yük dağılımının emniyet faktörleri bazında oranlaması (Quirós-Orozco ve ark., 2017)	38
Şekil 2.31. Tren tipine göre öngerilmeli beton traverslerde meydana gelen eğilme momentleri soldaki ray mesnedinde, sağdaki travers merkezinde (Quirós-Orozco ve ark., 2017)	39
Şekil 2.32. Tren tipine göre öngerilmeli beton traverslerde farklı zemin şartlarında ray mesnedinde (üst) ve travers merkezinde (alt)	

meydana gelen eğilme momentlerinin, travers dizayn yükleri ile kıyaslaması (Quirós-Orozco ve ark., 2017)	40
Şekil 2.33. Yeni beton traverslerde farklı zemin şartlarında travers boyunca meydana gelen eğilme momentlerinin sensörlerle ölçüm sonuçları (89 kN teker yükü) (Bastos, 2016)	41
Şekil 2.34. Travers altındaki balast yatağındaki bozulmalar sonucunda meydana gelen geometrik hat bozulmaları (Sol-Sánchez ve ark., 2015)	42
Şekil 2.35. Darbe deneylerinde kullanılan traversin en kesiti (solda) ve 300 ve 600 kN'luk darbe deneylerinin yük-zaman eğrisi (Remennikov ve Kaewunruen, 2007)	43
Şekil 2.36. 600 kN'luk darbe yükü ardından traverste meydana gelen çatlaklar (solda) ve darbe deneyi ardından yapılan statik yükleme testi sonunda donatıların durumu (sağda) (Remennikov ve Kaewunruen, 2007)	43
Şekil 2.37. Yeni (kırmızı) ve 600 kN darbe uygulanan (siyah) traverslerin yük-deformasyon (solda) ve enerji yutma-deformasyon (sağda) eğrileri (Remennikov ve Kaewunruen, 2007).....	44
Şekil 2.38. Üstte: Demiryolu hareketli yük modelleri, Solda: Araç-yol ilişkisinin dinamik modeli, Sağda: Demiryolunda hareket eden araç modeli (Esveld, 2014)	49
Şekil 2.39. Beton traverslerin serbest titreşim modları (0-500 Hz) (Domingo ve ark., 2014).....	50
Şekil 2.40. Ray altı selet tipine göre frekans-transfer fonksiyonu ilişkisi (Esveld, 2014)	52
Şekil 2.41. Öngerilmemiş ikiz traverste ray oturma alanında statik test düzeneği ($L_r=0,6$ m için $Fr_0=8*M_{dr}$) (Anonim-n, 2004)	56
Şekil 2.42. Ray oturma alanında statik dizayn onay test süreci (Çelik ve Öztürk, 2015)	57
Şekil 2.43. Travers üzerine statik yükleme esnasında traverste çatlak başlangıcı ve donatıdaki gerilme durumu (You ve ark., 2019).....	58
Şekil 2.44. Travers üzerine statik yükleme esnasında donatıdaki gerilme durumu (You ve ark., 2019).....	58

Şekil 2.45. Traverse öngerilme uygulandıktan sonra (1), statik yük uygulandıktan ve çatlak meydana geldikten hemen sonra (2) ve statik yük uygulandıktan sonra kırılmadan hemen önceki (3) gerilme dağılımı (You ve ark., 2019).....	59
Şekil 2.46. Çeşitli çalışmalara göre ikiz traverslere etkiyen yükler (bağlantı malzemesi tipi ve zemin etkisi) (Giannakos, 2008).....	59
Şekil 2.47. Travers merkezinde statik test düzeneği (Çelik ve Öztürk, 2015)	62
Şekil 2.48. Travers merkezinde statik test prosedürü (Çelik ve Öztürk, 2015; Koh ve ark., 2015)	62
Şekil 2.49. Ray mesnedinde yorulma testi prosedürü örneği (Koh ve ark., 2015)	64
Şekil 2.50. Dinamik test prosedürü (Çelik ve Öztürk, 2015).....	65
Şekil 2.51. Fransız standartlarına göre travers kabulünde uygulanan örnek dinamik test programı (Giannakos, 2008)	66
Şekil 2.52. Boyunda direnç testi düzeneği (Çelik ve Öztürk, 2015).....	67
Şekil 2.53. Elektriksel direnç test düzeneği (Çelik ve Öztürk, 2015).....	68
Şekil 2.54. Betonarme travers çeşitleri (Remennikov ve Kaewunruen, 2005)	68
Şekil 2.55. Üstte: TW120 tipi ikiz beton travers (Çelik ve Öztürk, 2015), Altta: Demiryoluna döşenen ikiz-blok betonarme travers (Anonim-c, 2019).....	70
Şekil 2.56. UIC 54 tipi ikiz-blok betonarme travers (Esveld, 2014).....	71
Şekil 2.57. Marmaray Projesi'ndeki LVT ikiz blok traversler (Çelik ve Öztürk, 2015)	72
Şekil 2.58. Monoblok traversli hat (Ankara-Konya hızlı treni) (Çelik ve Öztürk, 2015)	73
Şekil 2.59. B58, B70 ve B07 tipi traverslerin karşılaştırılması (Özcan ve ark., 2018)	75
Şekil 2.60. Geniş traversli demiryolu (Esveld, 2014)	77
Şekil 2.61. Almanya'da geliştirilen BBS-1 tipi geniş travers (160 km/sa) (Anonim-d, 2019)	78
Şekil 2.62. Çift-H traversli (çerçeve) demiryolu (Esveld, 2014)	80

Şekil 2.63. Öngerilmeli beton traversste gecikmiş etrenjit oluşumu nedeniyle meydana gelen çatlamlar (Ferdous ve Manalo, 2014)	82
Şekil 2.64. Traverslerin bozulma nedenleri hakkında Dyk ve arkadaşları tarafından yapılan saha araştırması sonuçları (Ferdous ve Manalo, 2014)	82
Şekil 2.65. Beton traversli zayıf zeminde tasman etkisi (Anonim-h, 2019)	84
Şekil 2.66. Travers dübelleri arasında meydana gelen çatlamlar (Németh, 2016)	86
Şekil 2.67. Solda: Önerilen kesme donatıları, Sağda: Széchenyi István University’de uygulanan dübel şişirme testi (Németh, 2016)	86
Şekil 2.68. Széchenyi István University’de uygulanan dübel şişirme testi sonrası görüntüler, soldaki ilave kesme donatılı; sağdaki, ilave donatısız (Németh, 2016).....	86
Şekil 2.69. Ray birleşim bölgesinde ahşap travers kullanımı (Soldaki: Anonim-f, 2019; Sağdaki: Németh, 2016).....	87
Şekil 2.70. Trenin yoldan çıkması sonrası traversste meydana gelen hasar (Anonim-g, 2019)	87
Şekil 2.71. Solda: Laboratuvar darbe deneyi esnasında meydana gelen hasar, Sağda: Demiryolundaki traverslerde darbe etkisiyle meydana gelen hasar örneği (Ferdous ve Manalo, 2014)	88
Şekil 2.72. Frekans ölçümünde kullanılan çatlamış öngerilmesiz konvansiyonel kiriş (Elastisite modülü: 35 GPa, Donatı üst: 2 adet 6 mm çapında, alt: 2 adet 12 mm çapında) (Huszár, 2008) ...	89
Şekil 2.73. Frekans ölçümünde kullanılan çatlamış öngerilmeli kiriş ve öngerilme kuvveti oranlarına göre öz-frekansları (1.00: Tam öngerilme) (Huszár, 2008).....	90
Şekil 2.74. Tren geçişi esnasında teker anormalliği nedeniyle görülen yük artışı (solda) ve teker düzgünsüzlüğü-oluşan yük değerinin travers tipine göre ilişkisi (Esveld, 2014)	93
Şekil 2.75. Öngerilmesiz ve kısmî ve tam öngerilmeli kirişlerde gerilme değişimlerinin karşılaştırılması (Anonim-1, 1999).....	100
Şekil 2.76. Öngerilmeli traverslerde donma-çözülme etkisiyle meydana gelen korozyon (solda; a-travers dışından görünüş, b-orta kesit)	

ve donma-çözülme mekanizması (sağda; 1-donatı, 2-beton, 3-çatlak, 4-donan su, 5-henüz donmamış su, 6-suyun donması ile oluşan gerilme yığılması) (Jokubaitis ve ark., 2016).....	103
Şekil 2.77. Öngerilmemiş ve farklı düzeylerde öngerilmeli kirişlerde tekrarlı yükler ardından meydana gelen çatlakların genişliği (Anonim-1, 1999)	105
Şekil 2.78. Çeşitli tipteki beton elemanların moment eğrileri (Anonim-1, 1999)	107
Şekil 2.79. Çeşitli kirişlerde uzun süreli deformasyon düzeyleri (Anonim-1, 1999)	108
Şekil 2.80. Yapay Donatı Çubukları (Beycioğlu ve Aruntaş, 2014) (Tez kapsamında kullanılacak olan kuşlamalı karbon-fiber donatı çeşidi kırmızı çerçeveye alınmıştır.)	113
Şekil 2.81. Çatlak genişliğinin hareketli yük oranına bağlı olarak düzeyi (Brózda ve ark., 2018)	119
Şekil 3.1. B58 tipi traverslerin ray mesnedi altındaki kesit boyutları	126
Şekil 3.2. Çevresel gerilmeler nedeniyle oluşan çatlaklar (Anonim-k)	129
Şekil 3.3. Hazırlanan karbon-fiber donatılı prototipin donatı planı	132
Şekil 3.4. Hazırlanan karbon-fiber donatılı prototipin donatı görünümü	133
Şekil 3.5. Hazırlanan karbon-fiber donatılı prototipin taze beton formundaki görünüşü	134
Şekil 4.1. Prototip traversin ray oturma alanında statik dizayn onay test sonucu	140
Şekil 4.2. Prototip traversinde uygulanan ray mesnedinde pozitif moment testi yük aşamalarını gösterir fotoğraflar	141
Şekil 5.1. Ray mesnedinde pozitif statik yük kapasitesi için standartlarda istenen değerler, bilgisayar tabanlı analiz sonuçları, güncel saha ölçümleri ile yeni geliştirilen traversin deneylerinde elde edilen sonuçların kıyaslanması.	146

ÇİZELGE LİSTESİ

<u>Çizelge</u>	<u>Sayfa</u>
Çizelge 2.1. Çeşitli ülkelerin demiryollarındaki mevcut travers adetleri ve yıllık travers ihtiyaçları (Ferdous ve Manalo, 2014).....	11
Çizelge 2.2. UIC'ye göre standart bir traversin karşılaması gereken statik aks yükü-tren işletme hızı değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015; Bezgin, 2018-c)	29
Çizelge 2.3. Çeşitli travers tiplerinin DIN EN 13230 – 2 kontrol ölçüm momentleri (Anonim-i, 2005)	30
Çizelge 2.4. Amerika'da uygulanan 365 kN dingil yükü için standartlardaki hesap sonuçlarının karşılaştırılması (Wolf, 2015)	31
Çizelge 2.5. Farklı Darbe Yükü Katsayısı Uygunlukları Araştırması/Kuzey-Amerika Demiryolları (Nebraska) (You ve ark., 2017).....	37
Çizelge 2.6. B58 traversinin ölçülmüş ve hesaplanmış doğal frekansları (Yalçın ve Erel, 2006)	51
Çizelge 2.7. Japonya/Type-6 tipi traverslerin modal frekansları (Watanabe ve ark., 2016)	52
Çizelge 2.8. Ondülasyondan ve mesnet aralığı kaynaklı tahrik frekansları (Arlı ve Öztürk, 2009).....	53
Çizelge 2.9. B58 ve B70 tipi traverslerin ray mesnedi statik testi tasarım onay yük, moment ve katsayı değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015)	57
Çizelge 2.10. Travers merkezinde statik yük değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015)	63
Çizelge 2.11. B58 ve B70 tipi traverslerde istenen yorulma testi değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015).....	63
Çizelge 2.12. Dinamik test değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015).....	65
Çizelge 2.13. İkiz beton traverslerin özellikleri (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015).....	71
Çizelge 2.14. Travers tipinin yanal dirence etkisi (Öztürk ve Arlı, 2009).....	72

Çizelge 2.15. Monoblok traverslerin geometrik özellikleri (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015)	74
Çizelge 2.16. Öngerdirmeli monoblok traverslerin mekanik özellikleri (Öztürk ve Arlı, 2009).....	74
Çizelge 2.17. DBS 918-143'te çeşitli traverslerden istenen momentler (Özcan ve ark., 2018)	76
Çizelge 2.18. Monoblok ve ikiz-blok traverslerin karşılaştırılması	76
Çizelge 2.19. Öngerilmemiş kirişlerin öz-frekanslarının ölçüm ve hesap sonuçları (Huszár, 2008)	90
Çizelge 2.20. Öngerilmeli kirişlerin öz-frekanslarının hesap sonuçları (Huszár, 2008).....	90
Çizelge 2.21. Solda: Japonya/Type-6 tipi traverslerin modal frekansları (Watanabe ve ark., 2016) Sağda: B58 traversinin ölçülmüş ve hesaplanmış doğal frekanslar (Yalçın ve Erel, 2006).....	91
Çizelge 2.22. Ondülasyondan ve mesnet aralığı kaynaklı tahrik frekansları (Arlı, Öztürk, 2009-b)	91
Çizelge 2.23. Demiryolu elemanlarının rijitlik katsayıları (Arlı, Öztürk, 2009-b; Öztürk ve Arlı, 2009).....	92
Çizelge 2.24. Yol elemanının toplam yol elastikliğine ortalama katkısı (Arlı, Öztürk, 2009-b; Öztürk ve Arlı, 2009).....	92
Çizelge 2.25. Çeşitli travers tiplerinin dizayn momentleri (kN.m) (Taylor, 1993)	110
Çizelge 2.26. FRP donatı ve çelik donatının çekme etkisi altında özellikleri (Özşahin ve ark., 2015; Fico, 2008).....	113
Çizelge 2.27. Lif takviyeli polimer (FRP) donatı ve çelik donatının yoğunlukları (Özşahin ve ark., 2015).....	114
Çizelge 2.28. Çeşitli frp'li kirişlerde güvenlik katsayısı önerileri (Burke ve Dolan, 2001).	120
Çizelge 3.1. Travers ar-ge çalışması akış şeması	127
Çizelge 3.2. Çeşitli firber donatılara göre çevresel etki güvenlik katsayıları (Anonim-k)	130
Çizelge 3.3. Çeşitli fiber donatıların uzun dönemli yükleme etkisine bağlı güvenlik katsayıları (Anonim-k)	131

Çizelge 3.4.	Çalışmada kullanılan karbon frp donatıların karakteristik özellikleri.....	131
Çizelge 3.5.	Çalışmada kullanılan beton bileşenlerinin karışım oranları	135
Çizelge 3.6.	Yeni tip travers prototipinin dizayn parametreleri ve deney sonuç öngörüsü (Hazırlanan Excel® tablosuyla yapılan analitik hesaplama sonuçları).....	138
Çizelge 4.1.	Çalışmada kullanılan betondan alınan numunelerinin çeşitli kür uygulamaları ardından basınç dayanım testi sonuçları	139



1. GİRİŞ

Bu tez, en önemli demiryolu elemanlarından biri olan traverslerle ilgilidir. Demiryollarında rayların altına, genelde raylara dik vaziyette, ortalama 60 cm aralıklarla döşenen ve raydan gelen yükleri daha geniş bir yüzeye yaymak, yol geometrisini korumak vb. birçok görevi üstlenen üstyapı elemanlarına travers denilmektedir. Geçmişte ahşap ve çelik traversler kullanılmışsa da, bugün yeni üretilen traverslerin büyük çoğunluğu öngerilmeli beton traverslerdir. Öngerilme işleminin üretim prosesindeki sıralamasına bağlı olarak; ön-germeli veya ard-germeli tabirleri kullanılmaktadır.

TCDD 2012-2016 İstatistik Yıllığı kitabında belirtildiği üzere; ülkemizde 2016 yılı sonu itibariyle toplam demiryolu hattı uzunluğu 12 532 kilometredir. Bu hatların %0.8'i çelik traversli, %4.3'ü ahşap traversli ve %94.9'u beton traverslidir (Anonim-e, 2019). Uluslararası Demiryolları Birliği UIC-713 standardına göre, traversler minimum 40 yıllık kullanım ömrüne göre tasarlanmalıdır (Çelik ve Öztürk, 2015). Tüm dünyada 2014 yılı itibariyle toplamda yaklaşık 3 milyar traversin kullanımda olduğu, bunların yaklaşık 500 milyon adedinin (kısmî) öngerilmeli betonarme travers olduğu ve her yıl bu traverslerin %2-5'inin değiştirilme ihtiyacı doğmaktadır (Ferdous ve Manalo, 2014).

Bu doğrultuda ülkemizde her yıl ortalama 730 000 adet beton travers değişim ihtiyacı doğmaktadır. Bu rakam tüm dünyada ise yaklaşık 17.5 milyon traverse tekabül etmektedir. Demiryolu hatlarının uzunluğu ve hatlarda kullanılan beton travers oranının artmasıyla her yıl bu rakamlar daha da artmaktadır. 1 adet traversin "montaj hariç" üretici kârı ve KDV dâhil maliyeti, 2019 yılı için yaklaşık 300-400 TL'dir. Hasarlanan traverslerin toplanması, geri dönüşümü, yeni traverslerin üretimi, nakliyesi, yola montajı, hasar gören rayların ve yol zemininin de bakım-onarımı, bu esnada hattın kapalı kalmasıyla; traverslerin erken değişimi, çok büyük bir maliyet ortaya çıkarmaktadır. Nitekim Avustralya demiryolu endüstrisinin 1998 yılı bütçesinin %25-35'ini bakım masraflarına harcadığı bilgisine ulaşılmıştır (Remennikov ve Kaewunruen, 2005). Netice olarak; gerek traverslerin erken değişimi, gerekse ray-balast-zemin dâhil tüm demiryolu üstyapısı ve altyapısının ve demiryolu taşıtlarının erken tahribatı ve

yolculuk konforunun düşmesi ile büyük ekonomik kayıplar oluşmaktadır. Yıllık 17.5 milyon traversin üretimi, nakliyesi ve yola montajı için harcanan çimento, agrega, çelik, çeşitli yakıtların çevreye verdikleri zarar ise mali külfeti ile kıyaslanamayacak derecede fazladır.

Yapı elemanlarında oluşacak çekme gerilmelerinin tamamen elimine edildiği tasarım metoduna “tam öngerilmeli” sistem, betondaki çekme gerilmelerine, belirlenen bir düzeyde izin verilen sistemlere ise “kısmî öngerilmeli” sistem adı verilmektedir. Artan aks yükleri ve taşıt hızları etkisinde, öngerilmeli betonarme traversler, tam öngerilmeli sistemler yerine daha çok “kısmi” öngerilmeli traversler haline gelmiştir. Traverslere uygulanan bu kısmî öngerilme basıncı ve kullanılan korozif çelik donatılar, çeşitli nedenlerden dolayı en modern tasarımlarda dahi birçok dezavantajlar getirmektedir. Bu yüzden traverslerde gitgide ilerleyen (ve tren geçtikten sonra kısmen kapanan) çatlaklar engellenememektedir. Bu çatlaklar etkisiyle bir yandan beton tahrip olmakta, bir yandan öngerilme kuvveti düşmekte, bir yandan da beton içerisine nüfuz eden klor iyonları, öngerilme çeliğinde korozyona sebep olmakta ve travers ömrü planlanan 40 yıl servis ömründen çok önce bitmektedir.

Son 30 yıl içerisinde araştırmacılar, traverslerin bozulma nedenleri ve daha sürdürülebilir traversler geliştirilmesi konusunda araştırmalar yapmaktadır. Ancak traverslerin, zemin desteği mükemmel olsa dahi, ömürlerinin erken safhalarında bozulmalarının önüne geçilememektedir. Mevcut dizayn kılavuzları yalnızca statik ve yarı-statik yükler baz alınarak oluşturulduğundan, ani darbe yükü tesirlerini hesaba katmamaktadır (Ferdous ve Manalo, 2014).

Bu olumsuzlukları gidermek ve/veya azaltmak üzere; tez çalışmasında, tüm dünyada çelik donatıların yerini almaya başlayan ve dünyadaki pazar payının katlarca artması öngörülerek geleceğin malzemelerinden biri olarak gösterilen, fiber takviyeli polimer donatıların demiryolu traverslerinde kullanımı araştırılmıştır. Fiber takviyeli polimer donatılar içerisinden de, zararlı çevresel etkilere ve yüksek tekrarlı dinamik yüklere en yüksek dayanıklılığı gösteren karbon-fiber takviyeli polimer donatılar kullanılmıştır.

Modern tasarımlar dâhil travers dizaynında dinamik yükler kesin bir şekilde hesaba katılmadığından ve malzeme dayanımları göz önünde bulundurulmadığından sağlıklı

sonuçlar alınamamaktadır (You ve ark., 2017). Tez kapsamında geliştirilen modelin yüksek kapasitesi ve durabilitesinin haricinde bir başka önemli avantajının daha olacağı öngörülmektedir. şöyle ki; geçmişte travers tasarımında yalnız statik yükler hesaba katılmaktaydı. Tren aks yükleri ve hızları düşük olduğundan büyük sorun teşkil etmiyordu. Ancak günümüzdeki yüksek aks yükleri ve işletme hızları, tasarımda statik değil, artan dinamik darbe yüklerinin şiddet ve frekansları ile traverslerin rezonans frekanslarının da göz önünde bulundurulmasını da zorunlu hâle getirmiştir. Bu yüzden, çalışmada fiber takviyeli polimer donatılar kullanılırken, yüksek frekanslı dinamik darbe yüklerine karşı, kısmi öngerilme basıncından daha iyi sönümleme gösteren ve daha zor rezonansa yakalanan “ngerilmesiz tasarım” uygulanmıştır. Böylece daha uzun ömürlü hizmet veren ve diğer demiryolu bileşenlerine iletilen yükleri daha çok sönümleyerek bakım masraflarını düşüren bir ürün elde edilmeye çalışılmıştır.

Geliştirilen proseste, öngerilmeli prosesin aksine, buhar kürü gerekmebileceğinden ve öngerilme işlemi için gerekli diğer birçok işçilik, süre, hammadde zorunluluklarının bertaraf edilmesi ile birlikte, demiryolu yapım-bakım-işletim toplam masrafının düşürülmesi hedeflenmiştir. Ayrıca demiryolu yük taşıma ve hız kapasitelerini kısıtlayan ve bakım masraflarını artıran mevcut travers üretim prosesleri yerine, daha yüksek dingil yükü ve daha yüksek taşıt hızına müsaade edecek yeni travers tasarımlarının nnn açılması da mümkün olabilecektir. Bir diğer açıdan; travers ömrü artırılarak ve CEM III imento ve fiber takviyeli donatı gibi daha ekolojik hammaddeler kullanarak, “daha sürdürülebilir” traversler geliştirilmesi ile çevreye daha az zarar verilmesi de mümkün olabilecektir.

Yapılan kapsamlı araştırmalar neticesinde, cam fiber takviyeli polimer donatıların da fiber takviyeli donatı sınıfında sayılması bakımından benzer olarak nitelendirilebilecek yalnız 1 çalışmaya denk gelinmiştir. Söz konusu alışma Baker (2016) yüksek lisans projesi olup, “cam-fiber” takviyeli polimer (GFRP) donatılarla travers üretimi araştırılmıştır. Projede yalnız Finite Element Software Strand7 programıyla bilgisayar analizleri yapılmıştır. Projenin yapıldığı ülkede cam fiber hammadde üretimi yoğun ve düşük maliyetli olduğundan bu donatı çeşidi seçilmiş olabilir. Ancak cam-fiber donatılar, diğer fiber donatılara göre çok düşük çekme mukavemeti (karbon: >2800, bazalt: 1100-1400, cam-fiber: 500-1100 MPa) ve alkali-asit dayanıksızlığı nedeniyle, fiber takviyeli polimer donatılar arasında en düşük segmenti oluşturmaktadır. Bu

özellikleri iyileştirilmiş “IR-Glass tipi” cam-fiber donatılarla yapılacak tasarımların maliyetleri de daha üstün özelliklere sahip karbon-fiber donatılı rakipleriyle benzer düzeylere çıkmaktadır. Bu haliyle dinamik yüklere ve ağır çevresel etkilere maruz demiryolu traversleri için fizibil bir seçim olmayacağı düşünülmektedir. Ancak, çalışmada bu durumlar göz ardı edilse de, sonlu elemanlar analizi sonucunda, 4 adet 22 mm’lik cam-fiber takviyeli polimer donatı ile üretilen traverslerin, konvansiyonel demiryolu yük şablonlarını emniyetle taşıyabildiğinin tespiti memnuniyet verici olup, yakın gelecekte bu yönde çalışmaların artacağı yönündeki kanaat kuvvetlenmiştir.

Dünya genelinde ve ülkemizde, beton kullanılmaksızın üretilen “fiber takviyeli kompozit traversler/plastik traversler” konusunda da çeşitli araştırmalar ve saha uygulamaları yürütülmüş ve hâlen yürütülmektedir. Bu çalışmalar şimdilik daha çok “ahşap travers yerine” daha sürdürülebilir bir alternatif bulmaya yöneliktir. Bu traverslerin, çok yüksek maliyetlerinin dışında, ağırlıklarının düşük olması da hızlı tren hatlarında kullanımını engellemektedir. Konu hakkında “2.3. Travers Hammadde Çeşitleri” bölümünde detaylı bilgi sunulmuştur. Tez çalışması kapsamında ise; betonarme felsefesine benzer olarak; yüksek performanslı fiber donatılar, düşük maliyetli ve yüksek yoğunluklu beton malzemeyle harmanlanarak maliyet, ağırlık ve diğer özellikler bakımından daha fizibil “fiber donatılı beton” teknolojisi kullanılmıştır.

Tez çalışması kapsamında, “Kuramsal Temeller” başlıklı 2. bölüm altında öncelikle dünyadaki travers çeşitleri ve traverslerden beklenen özellikler, muayene metotları ve özellikle öngörülmesi betonarme traverslerin çeşitli dezavantajları ile fiber takviyeli donatıların betonda kullanımını hakkında yerli ve yabancı literatürde belirtilen hususlara yer verilmiştir.

“Materyal ve Yöntem” başlıklı 3. Bölüm altında, tez kapsamında geliştirilen karbon-fiber donatılı traversin tasarım aşamaları, kullanılan donatı ve beton parametreleri ve travers dizayn yükünün belirlenmesi esnasında yapılan hesaplamalar sunulmuştur.

“Bulgular” başlıklı 4. Bölümde ise geliştirilen traverste yapılan beton basınç dayanımı ve ray mesnedinde pozitif moment tayini deneyi sonuçları verilmiş, “Sonuç ve Tartışma” başlıklı 5. bölümde ise deney sonuçları ışığında, dünyada kullanılan öngörülmesi ve öngörülmesiz traverslerle kıyaslama yapılmıştır.

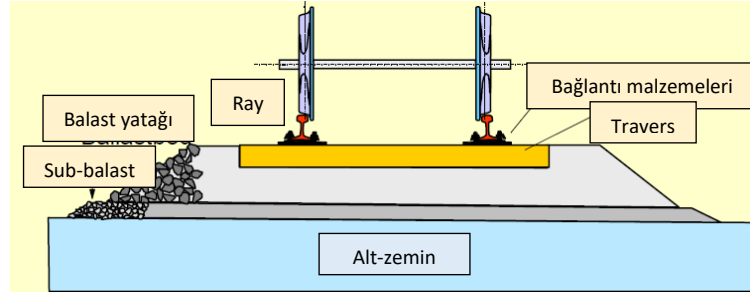
2. KURAMSAL TEMELLER

2.1. Demiryolu Bileşenleri ve Traverslerin Tanımlanması

Demiryolu taşıtlarının güvenli, konforlu ve ekonomik olarak seyrini sağlayan ve altyapı üzerine döşenmiş bulunan malzeme ve elamanların tümüne “üstyapı” denir. Demiryolu üstyapısı, basit olarak “ray” ve “traversler” tarafından çerçevelendirilmiş ve “balast (yatağı)” tarafından desteklenmiştir (Öztürk ve ark., 2018).

“Balastlı” ve “balastsız” hat olmak üzere iki ana tip demiryolu (üstyapı) sistemi bulunmaktadır. Balastsız demiryolunda, balast yerine prefabrik ve yerinde dökülen (insitu) betonla imal edilen zemin vardır (Darroch, 2016).

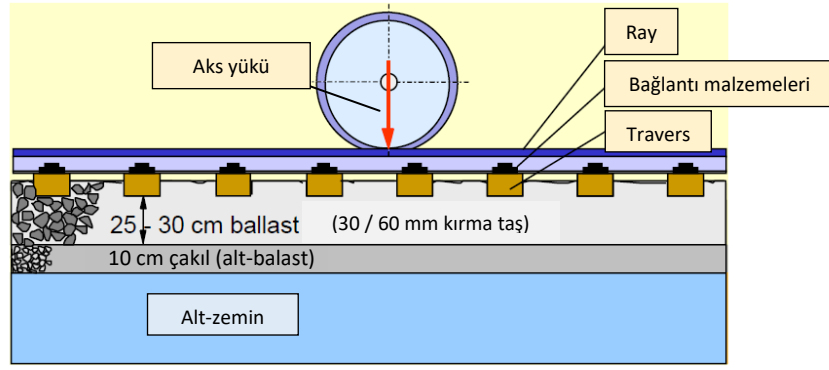
Balastlı bir demiryolunun genel bileşenleri Şekil 2.1 ve Şekil 2.2’de gösterilmiş olup, bu hatlarda, raylar traversler üzerine konumlandırılır ve birlikte üstyapıyı teşkil eder (Esveld, 2014).



Şekil 2.1. Demiryolu yapı bileşenleri (enine eksen) (Esveld, 2014)

Yolun, açıklığını (iki ray arasındaki mesafeyi, “ekartmanı”) kontrol eden ve yükleri raydan balast parçacıklarına veya diğer travers desteğine aktaran enine bileşenlere “travers” denmektedir (Anonim-m, 2012).

Bir başka ifadeyle; raydan gelen yükleri daha geniş bir yüzeye yayarak balasta ileten, yolun açıklığını saptayıp koruyan ve yolu yan etkilere karşı ekseninde tutan, ray altına döşenmiş yol üstyapı malzemelerine “travers” denir (Kozak, 2010).

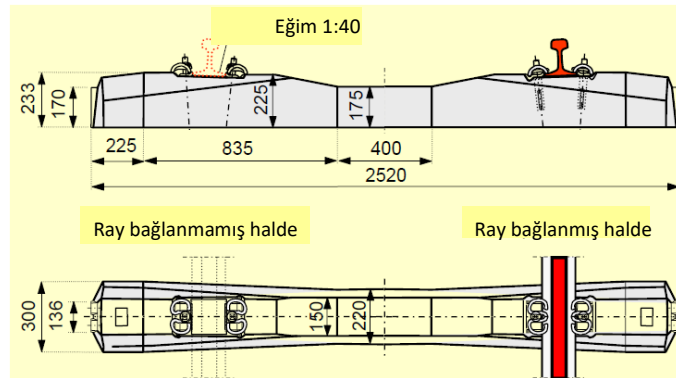


Şekil 2.2. Demiryolu yapı bileşenleri (boyuna eksen) (Esveld, 2014)

2.2.Traverslerden Beklenen Başlıca Özellikler

Demiryollarında kullanılacak traverslerden beklenen özellikler hakkında, literatürde geçen hususlar, maddeler halinde gruplandırılarak aşağıda sunulmuştur:

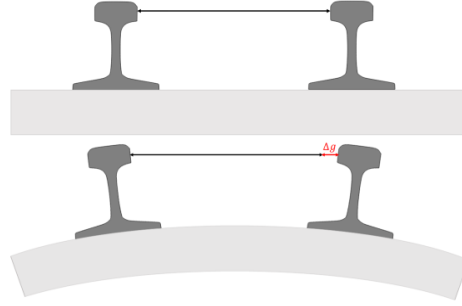
- 1) Raylara destek ve bağlanma noktası oluşturmak (Şekil 2.3) (Remennikov ve Kaewunruen, 2005; Bonnett, 2005) ve rayların traverslere 1/20 veya 1/40 eğimle montesini sağlamak (Öztürk ve Arlı, 2009).



Şekil 2.3. NS 90 tipi monoblok betonarme travers (Esveld, 2014)

- 2) Yol ekartmanını (iki ray arasındaki mesafeyi) ve hat geometrisini korumak (Şekil 2.4) (Remennikov ve Kaewunruen, 2005; Bonnett, 2005; Li, 2012), hat açıklığının azalıp artmaması ve ray eğiminin bozulmaması için traversin ray yatağında burulma/sehim oluşmaması (Esveld, 2014), dikey, yatay ve boyuna doğrultudaki ray

hareketlerini engellemek (Remennikov ve Kaewunruen, 2005). Traverslerde kullanılan donatıların elastisite modüllerinin yüksek olması bu açıdan gereklidir. Çalışmada karbon-fiber donatı kullanılmasının nedenlerinden biri de budur.



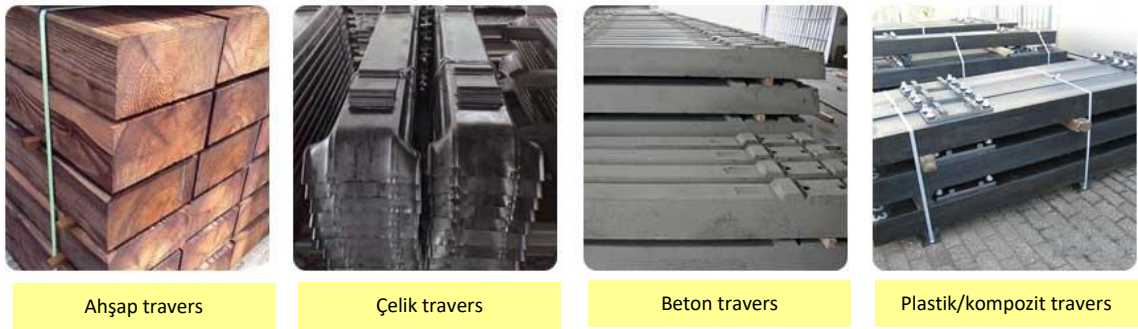
Şekil 2.4. Travers burulmasının ekartmana etkisi (Bastos, 2016)

- 3) Ray tabanından gelen yükleri karşılamak ve altındaki balast tabakasına uygun bir şekilde yayarak iletmek (Remennikov ve Kaewunruen, 2005; Bonnett, 2005; Öztürk ve Arlı, 2009; Li, 2012), yatay ve düşey yönlerde yeterli mekanik dayanıma sahip olmak (Öztürk ve Arlı, 2009; Li, 2012), traversler, yüklerin raydan balasta iletilmesi yönüyle demiryollarının performans ve güvenliğinde önemli bir role sahiptir (Taherinezhad, 2017). Travers taban kesit alanının yıllar içerisinde artması ve mono-blok tipin daha çok tercih edilmesinin nedenlerinden biri bu maddede belirtilmektedir.
- 4) (Sinyalizasyon sistemlerinin emniyetli bir şekilde çalışması için) iki paralel ray arasında elektriksel direnç sağlamak (Remennikov ve Kaewunruen, 2005; Bonnett, 2005; Li, 2012).
- 5) Yıpratıcı etkilere, yüksek sıcak-soğuk hava şartlarına, yağışlara ve kuraklığa vb. çevresel etkilere dayanmak (Remennikov ve Kaewunruen, 2005; Bonnett, 2005; Esveld, 2014). Tez çalışmasında kullanılan karbon-fiber takviyeli polimer donatılar, bu açıdan dünyadaki en durabil tercihlerden birini teşkil etmektedir.
- 6) Ray titreşimlerini sönmüleyerek gürültü ve titreşimin çevreye (ve demiryolu bileşenlerine) verdiği zararı düşürmek (Sevim ve Öztürk, 2007; Öztürk ve Arlı, 2009; Li, 2012; Girayhan, 2016). Traverslerin (sönümleme kabiliyetinde rol oynayan) doğal frekansları, yük altındaki davranışlarını oldukça etkilemektedir. Bu konu, geçmişte bilinse de yeterli dikkat gösterilmemiştir (doğal frekanslarına dayalı tasarım yapılmamıştır). (Taylor, 1993). Bu yüzden, “2.7.1. Traverslerin rezonans

zaafiyeti” bölümünde detaylı olarak sunulduğu üzere; tez çalışmasında bu açıdan avantajlı olan önerilmesiz tasarım uygulanmıştır.

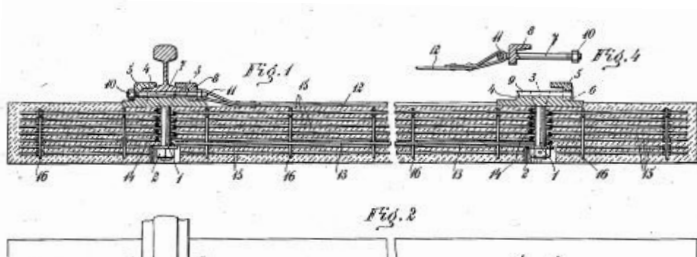
2.3.Travers Hammadde Çeşitleri

Dünyada travers üretiminde genel olarak 4 çeşit hammadde kullanılmakta olup, Şekil 2.5’te örnekleri verilen bu dört çeşit; ahşap, çelik, beton ve kompozit traverslerdir.



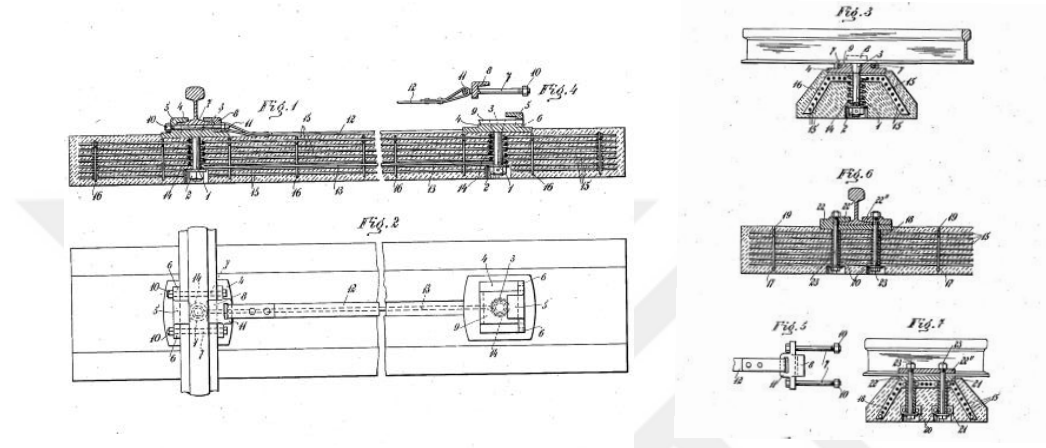
Şekil 2.5. Demiryolu traverslerinin hammadde çeşitleri (Anonim-a, 2019)

Dünya genelinde demiryolu kuruluşları “ahşap traversi” yaklaşık 200 yıl boyunca kullanmış olup, bugün itibariyle dünyanın her yerinde değiştirilmesi gereken milyonlarca ahşap travers bulunmaktadır. Ancak iyi kalitedeki ahşap traversler azalmış ve pahalılaşmıştır (Van Erp, Mckay, 2013). Ahşap traversler yalnızca 160 km/sa ve daha düşük hızla işletilen hatlar için uygundur. Ahşap traversin avantajları; kolay taşınması, yüksek elastikiyeti, iyi elektrik yalıtımı sağlaması ve standartlara uymayan (zayıf zemin vb.) durumlara kolay adapte olabilmesi olarak sayılabilir. Dezavantajları ise pahalı olması ve kimyasal emdirildiğinden geri dönüştürülememesidir. Bir diğer dezavantajı, ahşap traversler beton traverslerden (mukavemet bakımından) daha zayıf ve (Şekil 2.4’te gösterilen burulma ile) merkezi yer değiştirmesi daha yüksektir. Bu durum, ahşap traverslerin beton traverslerle değiştirilmesinin nedenlerinden biridir. Klasik “çelik traversler” ise bugün itibariyle üretilmemektedir (üretimi yok gibidir). Çelik traverslerin avantajı, kolay üretim ve montajıydı, ancak yatay direnci düşük, bakımı zor ve kimyasal etkenlere hassas olması gibi dezavantajları vardı (Li, 2012).



Şekil 2.6’da örneği sunulan, monoblok, (öngerilmesiz, nervürsüz donatılı) betonarme traversler ilk defa 1920 yılından sonra kullanılmaya başlamış ve bazı ciddi kusurlar görülmüştür (Öztürk ve Arlı, 2009):

- 1) Trenin dinamik yükleri altında ani kırılmaya meyilli olması, yaygın çatlama kusurlarına neden olması,
- 2) Yüksek çekme gerilmelerine neden olan çok düşük yorulma direnci.



Şekil 2.6. 1915 patentli öngerilmesiz betonarme travers teknik resmi (Anonim-b, 2019)

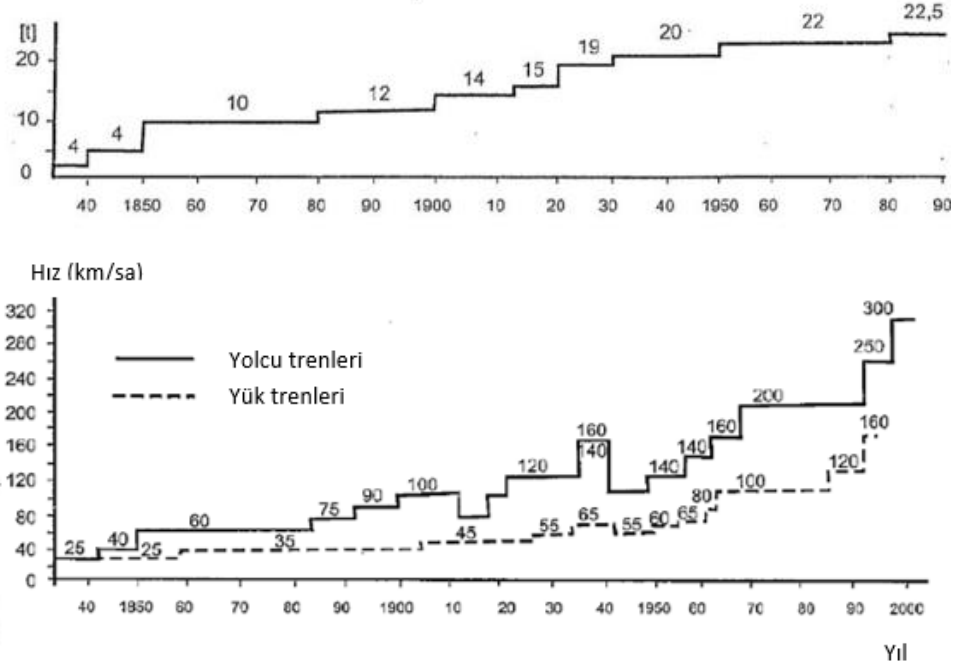
Bu iki kusuru önlemek için şunlar gereklidir (Öztürk ve Arlı, 2009):

- 1) Rayların direkt traverslere temas etmesini önleyecek ve yükleri absorbe edecek malzemenin kullanılması. Bu malzemeler kauçuk pedlerdir ve elastik bağlantıların kullanılmasını gerektirir.
- 2) Beton ile aynı ömre sahip ve pahalı olmayan (nervürlü) çelik profillerin kullanılması

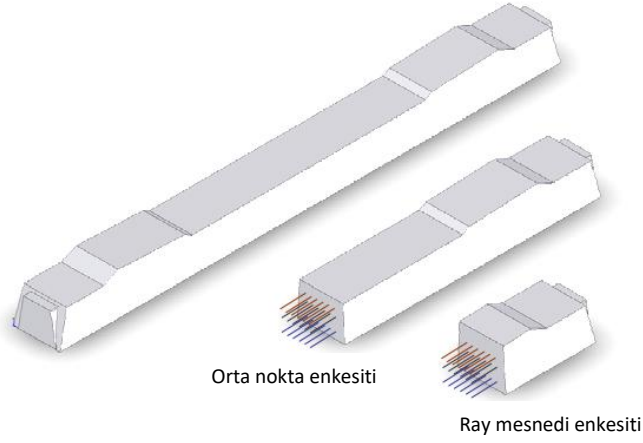
Traverslik ağaç bulmaktaki güçlükler ve ahşap traverslerin sakıncalı tarafları, demir traverslerin ise memnuniyet vermemesi sonucu, başka bir travers malzemesi aranmış ve “betonarme traversler” ele alınmıştır. Betonarme traversler için pek çok tip önerilmiş ve denenmiştir. Ancak Birinci Dünya Savaşı’ndan önceki dönemlerde (Şekil 2.6’da örneği verilen tipteki gibi nervürsüz, düşük dayanımlı donatılar ve elastik olmayan rijit ray bağlantı malzemeleri kullanılan tiplerde) pek başarılı olunamamıştır. Titreşimler ve contalardaki şoklar bir müddet sonra parçalanarak dağılmalarına neden olmuştur. İkinci Dünya Savaşı’ndan sonra bir taraftan elde edilen deneyimler, diğer taraftan da

“öngerilmeli beton” ve “özellikle elastik bağlantılardan” yararlanılması ile beton traverslerin kullanımı yaygınlaşmıştır (Anonim, 2013). Traverslerin 1960 yılına kadar servis ömründen erken sürede kullanılmayarak değiştirilmelerinin ana sebebi, bağlantı malzemeleri ile beton arasında meydana gelen çatlaklardı (Taylor, 1993).

Demiryolu tarihsel gelişimi boyunca, demiryolu hattı üst yapı tasarımına hâkim iki ana parametre olan tren hızı ve aks yükü, talepler doğrultusunda sürekli artış eğilimi göstermektedir (Şekil 2.7). Ahşap traversle başlayan demiryolu hatları, zaman içinde ahşap traversin saklama koşulları, ömrünün az olması ve yanal dirençlerinin düşük olması gibi nedenlerle yaygın olarak beton travers kullanımına yönelmiştir (Şekil 2.8). Özellikle uzun kaynaklı rayların kullanılmaya başlamasıyla, yanal direnci daha fazla olan beton traversler kaçınılmaz hale gelmiştir. Betonarme travers iklim koşullarından az etkilenmesi, uzun servis ömrü, üretim kolaylığı, bağlantı sisteminin kolayca uygulanabilmesi ve maliyetinin az olması gibi avantajlara sahiptir. Öngerme işleminin uygulanmasının nedeni ise servis halinde eğilme çatlaklarının önlenmesi veya kısıtlanabilmesidir (Özcan ve ark., 2018).



Şekil 2.7. Trenlerin tekerlek yükü ve hızının kronolojik gelişimi (Özcan ve ark., 2018)



Şekil 2.8. Modern öngerilmeli beton traverslerin enkesit görünüşü (Kaewunruen, 2007)

Uluslararası Beton Birliği'nin (International Federation for Structural Concrete) dünya çapında yaptığı araştırmalar neticesinde, dünyada kullanılmakta olan ve yıllık ihtiyaç duyulan traverslerin hammadde bazında adetleri Çizelge 2.1'de sunulmuştur:

Çizelge 2.1. Çeşitli ülkelerin demiryollarındaki mevcut travers adetleri ve yıllık travers ihtiyaçları (Ferdous ve Manalo, 2014)

Ülke	Demiryolu Hattındaki Travers Adedi (x1000)	Yıllık İhtiyaç (x1000)		
		Beton	Çelik	Ahşap
Arjantin	-	60	-	-
Avustralya	600,000	-	150	200
Avusturya	9000	200	70	100
Bekçika	9912	400	2	20
Brezilya	50,000	500	60	300
Şili	5300	200	-	-
Çin	115,000	3000	-	-
Kolombiya	5080	-	-	-
Çek Cumh.	17,000	250	-	3
Danimarka	-	150	-	-
Fransa	60,000	800	0	400
Almanya	70,000	1400	100	100
Yunanistan	6150	30	5	3
Macaristan	20,388	-	-	-
Hindistan	163,500	4640	-	-
İtalya	40,000	2000	-	-
Japonya	34,000	400	-	-
Malezya	3000	-	-	-
Fas	5000	-	-	-
Hollanda	8500	400	-	-
Norveç	3000	60	-	-
Romanya	16,000	12	-	-
Rusya	150,000	3500	-	-
Güney Afrika	43,000	305	0	0
İspanya	30,000	1200	0	30
İsveç	19,500	400	-	8
İsviçre	17,000	150	-	-
Tayvan	4000	120	0	12
Amerika	600,000	1000	10	13,000
İngiltere	45,000	500	400	100
Venezüela	1225	-	-	-

Bugünlerde “kompozit” malzeme pazarı hızlı bir şekilde büyümekte olup, bunun sebebi bu malzemelerin yüksek çekme mukavemeti/ağırlık oranına sahip olması, korozyon-

nem ve böceklere karşı mükemmel direnci ve elektriksel yalıtkanlıklarıdır. Beton ve çelik traverslerin aksine, ahşap malzemelerin karakteristik özelliklerine benzer şekilde üretilmeleri mümkün olup, bu durum kompozit traverslerin ahşap traversli demiryolu hatlarında kullanımını mümkün kılmaktadır. Kompozit traverslerin birçok avantajına rağmen, halen bu traversler çok kısıtlı olarak kullanılmaktadır. En düşük versiyon olan 1. kategorideki traverslerin adet fiyatı RTI firması için 85-105 Amerikan Doları aralığındadır (2015). Bu maliyet içerisinde montaj dâhil olmayıp, bu maliyet de 70-200 Amerikan Doları arasındadır. 2. ve 3. kategorideki kompozit traverslerin maliyetleri ise ahşap traverslerin 5-10 katı daha yüksek olduğu belirtilmektedir. Ancak bu traverslerin yüksek servis ömrü, bu maliyetlerin eşdeğer veya önemsenmeyecek bir farka düşmesine neden olacaktır. (Tez kapsamında araştırılan beton-fiber donatı kombinasyonu yerine, karbon-fiber malzemelere göre birçok dezavantaja sahip, cam-fiber malzemelerin epoksi veya geri-dönüştürülmüş plastik vb. malzemelerle harmanlanarak üretildiği) kompozit traversler, homojen olmayan ve anizotropik yapıları nedeniyle yorulma etkisinde, fiber kopması ve sıyrılması, yapraklanma ve reçine çatlaması meydana gelebilmektedir. Termoset veya termoplastik reçine yorulma etkisinde ısınmakta ve yorulma limitine erişebilmesi ihtimali bulunmaktadır. Ayrıca ultraviyole ışınlar, neme, sodyum-potasyum-magnezyum-kalsiyumlu çözeltilere, aşırı yüksek ve düşük sıcaklıklara karşı zafiyeti söz konusu olup, bu konuda bugüne kadar araştırma yapılmamıştır. Ayrıca kompozit traverslerin hafifliği nedeniyle, yanal hat stabilitesi açısından da dezavantaja sahiptir (Ferdous ve ark., 2015).

Bugün dünyada travers üretiminde genellikle ahşap, beton ve bazen de çelik kullanılmakta olup, 20-50-50 yıl kullanılmak üzere dizayn edilmektedir. Travers üretiminde neden hâlâ tek bir çeşit malzeme yerine birçok çeşit malzeme kullanıldığı sorgulanırsa, bunun temel nedeni, hiçbir malzemenin tam olarak traverslerden beklenen özelliklere sahip olmamasıdır. Traverslerde meydana gelen hasarlar konusunda son zamanda yapılan araştırmaların gösterdiği üzere; hiçbir malzeme demiryollarındaki mekanik, biyolojik ve kimyasal etkilere yeterli dayanımı gösterememektedir. Ahşap traverslerde görülen çürüme, böcek saldırıları ve parçalanmalar; çelik traverslerde görülen korozyon, yüksek elektrik iletkenliği ve ray mesnetlerindeki yorulma hasarları ve balast içerisine monte edilme güçlükleri; öngerilmeli traverslerin diğer tiplere göre çevre şartlarına karşı daha dayanıklı olmasına rağmen yüksek ağırlığı ile üretim, nakliye ve montaj maliyetinin yüksekliğinin yanı sıra darbe dayanımının düşük olması ve

kimyasal hasarlara karşı zayıf olması durumları görülmektedir. Dahası, beton ve çelik traversler özel bağlantı ekipmanı gerektirmekte ve ahşap traversli hatlarda kullanılamamaktadır. Çevresel açıdan değerlendirildiğinde ahşap travers üretiminde ağaç kesimi gerekmekte, beton ve çelik travers üretiminde ise yüksek karbondioksit emisyonu söz konusu olmaktadır (Ferdous ve ark., 2015).

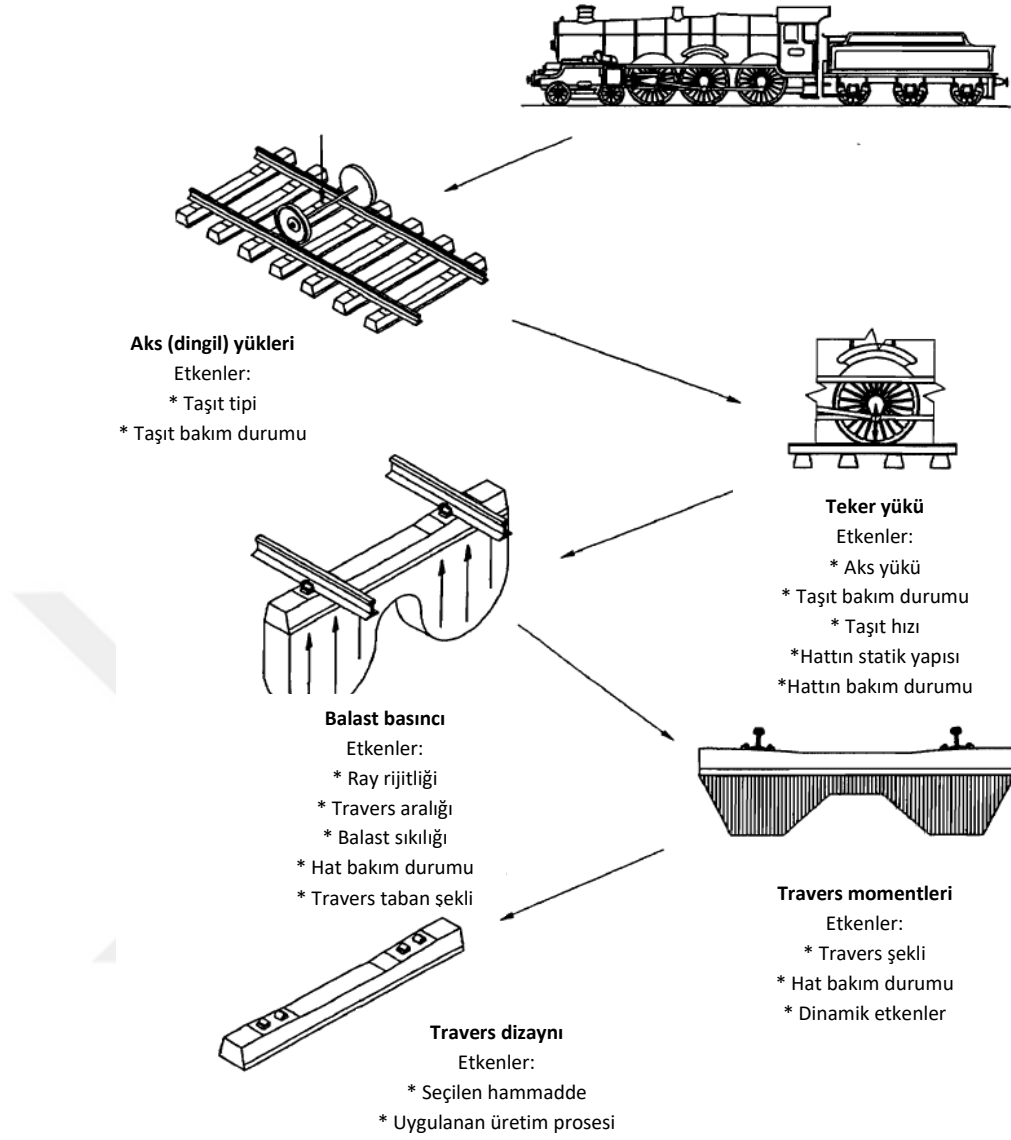
Betonarme traverslerin çevreye verdikleri zararlı etkilerin düşürülmesi için kullanılan çimento ve demir miktarının azaltılmasını sağlayacak yeni tasarımlar ve yeni malzemeler geliştirilmelidir (Çelik ve Öztürk, 2015). Artan aks yükleri ve hızlarla birlikte modern demiryolu hatlarının isterleri, mevcut kullanılan beton traverslerin kapasitelerini zorlamaya başlamıştır. Dolayısıyla beton traverslerin üzerinde bazı değişikliklerin yapılması ve hatta yeni tasarımların ortaya çıkarılması kaçınılmaz olmuştur. Hızların artmasıyla birlikte çok daha büyük dinamik etkilere maruz kalması ve yüksek aks yükleri neticesinde, balast tabakasına aktarılan gerilmelerin belli seviyelerde tutulması için özellikle ray oturma bölgesinde geometrik revizyonlar gereklilik halini almıştır (Özcan ve ark., 2018).

Bu nedenlerle, tez çalışması kapsamında, travers üretiminde yaygın olarak uygulanan öngerilme uygulaması ve çelik donatı kullanımı yerine inovatif bir yaklaşımla karbon-fiber donatılarla öngerilmesiz travers tasarımı yapılabiliirliği araştırılmıştır.

2.4. Demiryolu Traverslerinin Tasarımı

Demiryolu mekaniği, ortaya çıktığı ve gelişmeye başladığı dönem itibariyle teorik birikimin yeterli olmadığı bir dönemde, deneysel olarak ve mühendislik içgüdüleri ile gelişmeye başlamıştır. Yapılan gözlemler, geliştirilen teorilerin altyapısını oluşturmuş ve çoğunlukla da deneysel nitelikte bağıntılara yol açmıştır (Bezgin, 2016).

Travers dizayn prosesi, kilit aşamaları ve önemli değişkenleri Şekil 2.9'da özet olarak sunulmuştur:



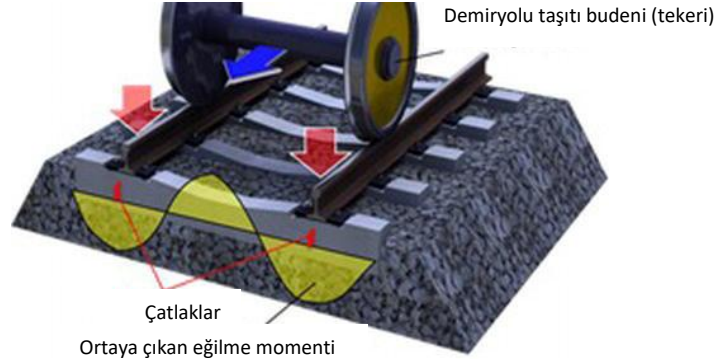
Şekil 2.9. Travers dizayn prosesi, kilit aşamaları ve değişkenleri (Taylor, 1993)

Demiryolu, üç farklı yönden ve genellikle eş zamanlı yüklenen tekrarlı yüklere maruz kalır (Şekil 2.10):

- Destek şartlarına bağlı düşey yükler,
- Kılavuz kuvvetlerden kaynaklanan yanlamasına yükler,
- İvmelendirme ve frenlemeden, sürekli kaynaklı raydaki ısıl gerilmeden vb. kaynaklanan boylamasına yükler.

Tüm yükleme koşulları altında demiryolu, açıklık, üst, alt ve yolun hizalaması dâhil olmak üzere geometrisini korumalıdır. Tasarım yükü, statik tekerlek yüküne bir dinamik

katsayı uygulanarak hesaplanır. Dinamik katsayıda tekerlek ve demiryolunun normal dinamik etkileri dikkate alınır (Anonim-m, 2012).



Şekil 2.10. Traverslerdeki örnek eğilme momenti ve çatlaklar (Matsuoka ve ark., 2018)

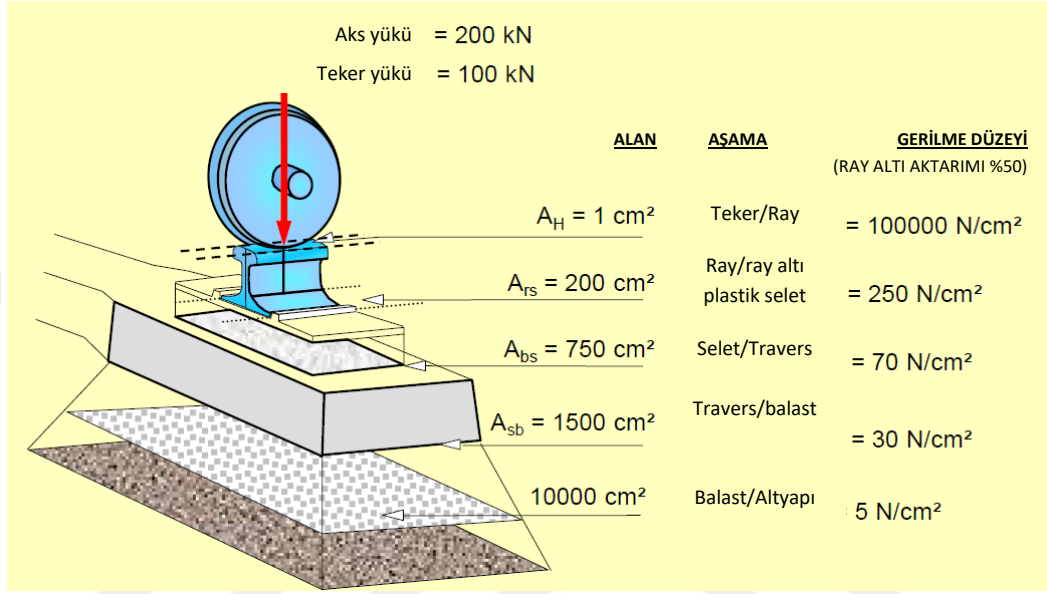
2.4.1. Statik yöntemle analiz

Demiryolu araçlarının en basit taşıyıcı aksamı, bir dingil ile birleşik iki tekerlekten oluşmaktadır. Bu tekerlekler, karayolu taşıtlarında olduğu gibi birbirinden bağımsız hareket edememekte ve de düşey eksen etrafında dönmemektedirler. Şehir içi raylı sistemlerin statik dingil yükleri 9–15 ton (88-147 kN) mertebesinde olup, banliyö veya şehirlerarası elektrikli yolcu tren vagonlarının statik dingil yük değeri bugün 17 – 18 ton (167-177 kN)'dur. Yük trenlerinin statik dingil yükleri 22.5 – 25 ton (221-245 kN) olup, özel maden hatlarında bu değer 35 ton (343 kN)'a kadar çıkabilmektedir. Şekil 2.11'de tekerlek ve dingil aksamı ile vagon bojisi görülmektedir (Bezgin, 2016).



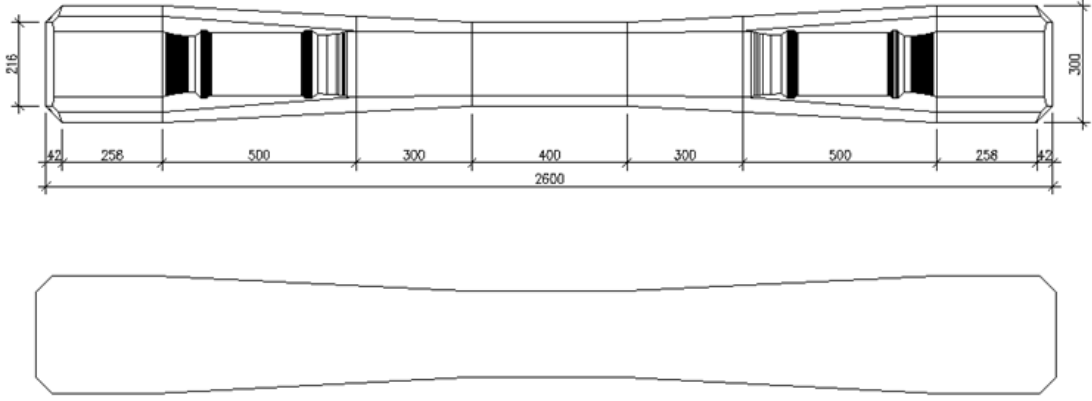
Şekil 2.11. Dingil aksamı (solda) ve dingil çifti içeren bir boji (sağda) (Bezgin, 2016)

Demiryolu aracının yükleri, ilk olarak tekerlek ve ray arasında sağlanan irtibat ile raylara aktarılır (Şekil 2.12). Ray üzerine aktarılan bu gerilme hemen ardından ray tabanından traverse indirgenerek aktarılmakta, sonrasında travers tabanından balasta, balasttan alt-balasta ve ardından da altyapıya indirgenerek aktarılmaktadır (Bezgin, 2016).



Şekil 2.12. Demiryolu taşıtıdan zemine kadar yük aktarım safhaları (Esveld, 2014)

Şekil 2.13'te 260 cm uzunluğunda ve taban alanı yaklaşık 0.68 m² olan B70 sınıfı öngerilmeli beton bir travers görülmektedir. Almanya'da geliştirilen ve yaygınlaştırılan türde beton traverslerin tanımlayıcı kodları B harfinin ardından bir rakam içermektedir. B harfi, betonu simgelerken, harfin ardından gelen rakam da traversin tasarım yılını temsil eder. Bu durumda B70 türü travers, 1970 senesinde tasarlanmış beton bir traverstir (Bunun gibi ülkeler geliştirdikleri traverslere farklı kodlar vermekte olup, hâlen dünyada onlarca çeşit travers tipi üretilmektedir). Rayın traverse oturduğu bölgede travers genişliği 15 cm'dir. Bu durumda, UIC60 sınıfı ray ile traversin temas alanı 225 cm²'dir (Bezgin, 2016).



Şekil 2.13. B70 tipi öngerilmeli beton traversin teknik çizimleri (Bezgin, 2016)

Statik yükler altında demiryollarında oluşan zorlanmaların nasıl tahmin edilebileceği konusunda kayda değer ilk çalışma 1867 yılında Emil Winkler tarafından yapılan “boyuna traversli demiryolu hesabı için elastik yataklı kiriş modeli” çalışmasıdır. Winkler adıyla günümüzde de kullanılmakta olan bu teori, basitliği ve uygulama kolaylığı bakımından her zaman tercih edilmiştir. 1888 yılında H. Zimmermann deneysel çalışmalar yaparak Winkler teorisini kanıtlamıştır. Travers eğilme momenti Hanker yöntemine göre şöyle hesaplanır (Öztürk ve Arlı, 2009):

$$M_{\text{travers}} = \frac{P't}{4} \quad \text{E.1}$$

M_{travers} : Travers eğilme momenti

P' : İndirgenmiş tekerlek yükü

t : Yükün ray ekseninde travers başından etki ettiği mesafenin yarısı

Schramm'a göre indirgenmiş tekerlek yükü 0.4-0.6 kat arasındadır. Schramm'a göre ray altı seletinde de bir kuvvet çifti vardır ve dikkate alınmalıdır, bu durumda moment şu şekilde hesaplanır (Öztürk ve Arlı, 2009):

$$M_{\text{travers}} = \frac{P'}{2} \left(\frac{t}{2} - \frac{b_s}{4} \right) \quad \text{E.2}$$

b_s : Ray seletinde oluşan kuvvet çiftinin ray eksenine mesafesi (selet uzunluğu)

Travers gerilmesinin emniyet gerilmesinden az olduğu da kontrol edilmelidir (Öztürk ve Arlı, 2009):

$$\sigma = \frac{M_{\text{travers}}}{W} < \sigma_{\text{emn.}} \quad \text{E.3}$$

σ : Travers ray mesnedinde oluşan gerilme

W : Travers mukavemet momenti

Beton traverslerde ray-travers arasında izin verilen gerilme değeri 4 N/mm²'dir (Esveld, 2014). Travers mukavemet momenti eşitlik 4'de belirtildiği üzere hesaplanır (Öztürk ve Arlı, 2009):

$$W = \frac{b_t h_t^2}{6} \quad \text{E.4}$$

b_t : Travers genişliği

h_t : Travers yüksekliği

Balast basıncı indirgenmiş yükün yarım travers alanına oranı ile hesaplanır. Balast basıncı 3 kg/cm² (0.0294 MPa)'ın altında olmalıdır (Öztürk ve Arlı, 2009):

$$\sigma_{\text{balast}} = \frac{P'}{2 t b_t} \quad \text{E.5}$$

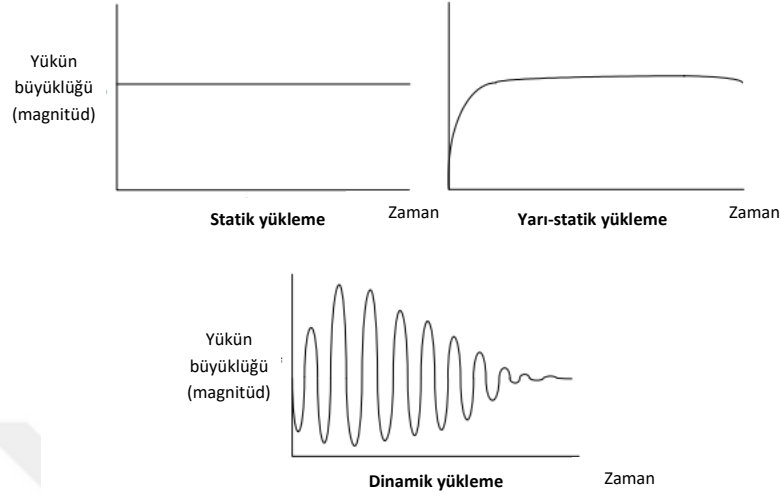
σ_{balast} : Travers tabanından balasta etkiyen gerilme

Yukarıda da değinildiği üzere, traversler üzerine etkiyen yüklerin nerdeyse tamamı dinamik yükler olduğundan, yalnız başına statik yöntemle analiz doğru ve güvenilir sonuçlar vermemektedir.

2.4.2. Yarı-statik yöntemle analiz

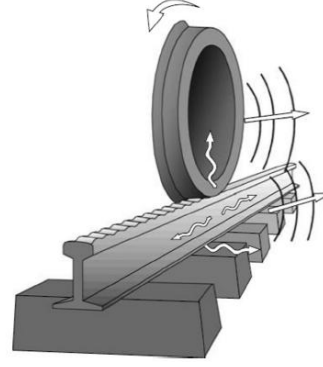
İyi bir demiryolunda, konforlu bir sürüş için, ray üzerinde pürüzsüz bir yüzey ve taşıt tekerlerinin tam dairesel olması istenmektedir. Bu tarz hatlarda demiryolu taşıtları genellikle (20 Hz'in altında) düşük frekanslı titreşimler oluşturmaktadır. Bu yolda oluşan kuvvetler yalnız statik ve tren hızına bağlı olarak yarı-statik yükler olacaktır

(You ve ark., 2017). Statik, yarı-statik ve dinamik yüklerin grafiksel gösterimi Şekil 2.14’te verilmiştir (Kaewunruen, 2007).



Şekil 2.14. Çeşitli yükleme kabullerinin örnek yük-zaman eğrileri (Kaewunruen, 2007)

Ancak “kaçınılamaz şekilde” zamanla tekerlerde ve raylarda çeşitli anormallikler oluşmakta ve daha yüksek frekanslar ve dolayısıyla daha yüksek yükler meydana gelmekte olup, bunlara dinamik teker-ray yükleri veya “darbe yükleri” denmektedir (Ferdous ve ark., 2015). Demiryolu hatlarının darbe yüklerinden muzdarip olmadığı zamanlar enderdir. Bu darbe yükleri ray-teker etkileşimi esnasındaki anormalliklerden kaynaklanır. Bu darbe yükünün ray tabanından traverse etkisi, statik teker yükünden oldukça fazladır. Darbe yükü yalnız tren hızından kaynaklanmaz, ayrıca teker apletleri, teker ovalleşmesi, teker ondülasyonları, kısa ve uzun dalga boylu ray ondülasyonları (Şekil 2.15), ray birleşim yerlerindeki (kaynak veya contalardaki) düşüklükler, oyulmalar ve kabuk atmalarından vs. kaynaklanmaktadır (You ve ark., 2017). Leong tarafından 2007 yılında yapılan araştırma sonucuna göre demiryollarında meydana gelen yüksek değerli darbe yükleri genellikle demiryolu taşıtlarının teker (buden) anormallikleri nedeniyle meydana gelmektedir. Bu etki, tekerin her dönüşünde tekrarlanmakta olup şiddetli teker bozulmaları kilometrelerce demiryolunun hasar görmesine neden olabilmektedir (Remennikov ve ark., 2008).



Şekil 2.15. Ray ondülasyonu kaynaklı titreşimler (Sol-Sánchez ve ark., 2015)

Traversler daima dinamik yüklere maruz kalır. Traversler arası standart mesafe uygulanması halinde bir budenin (tekerin) 3 adet travers üzerinden 200 km/sa hızla geçtiği süre 0.025 saniyeye tekabül etmektedir. Ağır demiryolu nakliye hatlarında, traversler daha sık döşenir ancak hızlar daha düşük olduğundan bu süre 0.095 saniyeye çıkar. Bunun da ötesinde bu süre içerisinde yükün zirveye ulaştığı süre 0.01-0.04 saniyeye düşmektedir (Taylor, 1993).

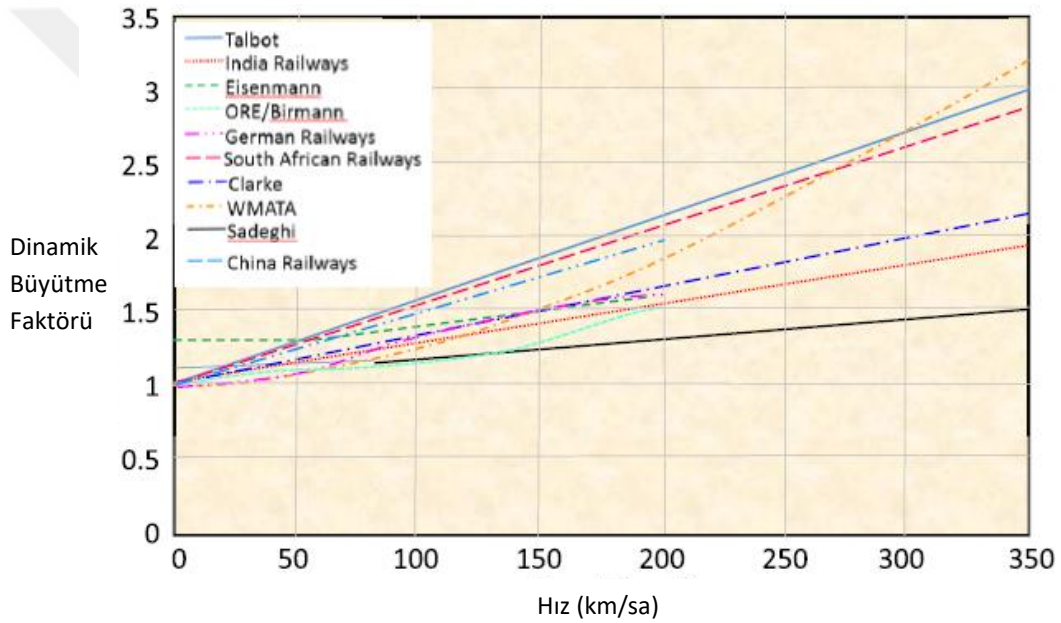
Demiryollarında genelde en çok kullanılan hesaplama yöntemi statik analize göre elde edilen sonuçları, dinamik etki katsayısı oranında artırmaktır (Öztürk ve Arlı, 2009). Dikey teker dizayn yükü, işletme dingil yükünün yarısının, ray-teker etkileşimi ile oluşan dinamik yükleri ve bilinmeyen diğer etkileri hesaba katmak için “servis faktörü” ile çarpılmasıyla bulunur (Taherinezhad, 2017). Mevcut tecrübelerle göre, beton traverslerin yapısal dizaynı şu adımlardan oluşmaktadır:

1. Travers ray oturma noktasındaki yükün hesaplanması,
2. Dinamik yükleme katsayısının analizi,
3. Travers tabanındaki yük dağılımı vb. varsayımların karşılaştırılması,
4. Traversin kritik noktalarındaki eğilme momentlerinin hesabı (You ve ark., 2017).

Dinamik etkileri belirlemek için bazı basit “ampirik formüller” önerilmiş olup, bu formüller yaklaşık sonuçlar vermektedir. Çünkü yolun geometrik kalitesi, yol ve aracın mekanik karakteristikleri tam olarak hesaba katılmamaktadır. Münih Teknik Üniversitesi Ulaştırma Enstitüsü’nce Eisenmann ve ekibi tarafından uzun süreli

ölçümler yapılmış ve sonuçların istatistiksel değerlendirilmesi ile taşıt hızı ve üstyapının bakım durumuna bağlı olarak bir “dinamik büyütme faktörü” geliştirilmiştir (Öztürk ve Arlı, 2009).

Dinamik teker yükü, genelde statik teker yükünün bir fonksiyonu olarak verilir. Dünyanın farklı ülkelerinden çeşitli demiryolu mühendisleri dinamik tren yükünün hesaplanması için birçok farklı formülasyonlar ve parametreler önermişlerdir. Bazı mantıklı varsayımlar ve katsayıların göreceli olarak daha basitleştirilmiş yaklaşımıyla, dizayn dinamik katsayısı, tren hızıyla artmakta olup, Şekil 2.16’da gösterilmiştir (You ve ark., 2017).

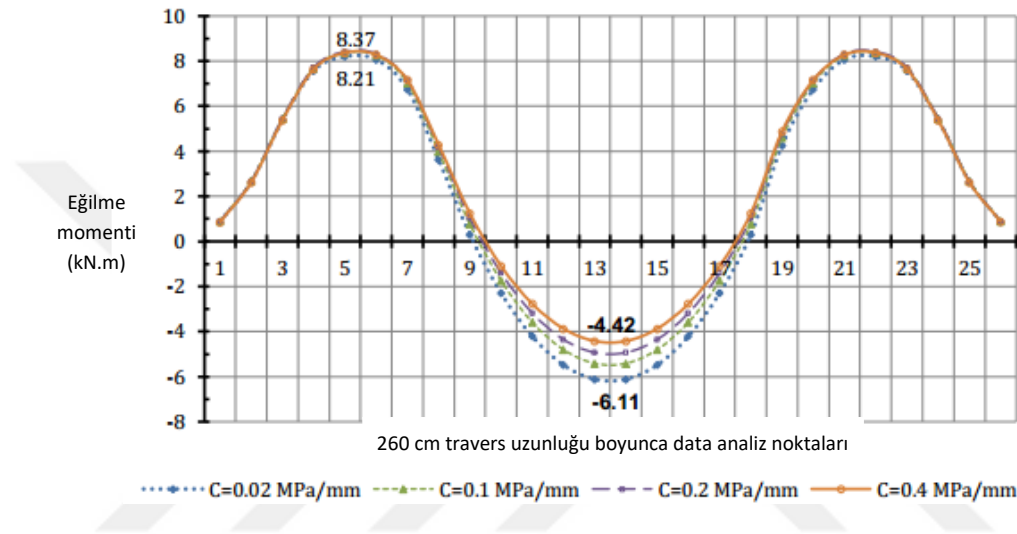


Şekil 2.16. Dinamik büyütme faktörünün formüllere göre değişimi (You ve ark., 2017)

Eisenmann dinamik yük hesabı oldukça basit bir yaklaşımdır. Çünkü yol kalitesine ve taşıt hızına bağlı olarak lineer bir ilişki vardır, ancak balast yatağının sönüm etkileri ve aracın tahrik frekansları gibi dinamik özellikler dikkate alınmamaktadır (Öztürk ve Arlı, 2009). Bu durum Şekil 2.16’da verilen yaklaşımların tümünde kısmen veya tamamen mevcut olup, bu yüzden tüm dünyada bugün hâlâ daha detaylı analiz yapabilen tasarım metotları geliştirilmeye çalışılmaktadır. Demiryolu bileşenlerinin sönüm etkileri ve araçların tahrik frekansları parametreleriyle dinamik analiz yapılması konusu “2.4.5. Sınırı durum metodu, saha ölçümleri, laboratuvar simülasyonları” bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.

2.4.3. Bilgisayar tabanlı yarı-konvansiyonel analiz

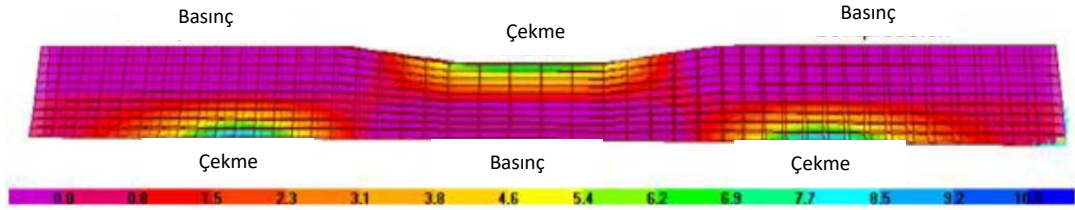
SAP 2000® ile yapılan sonlu elemanlar analizi neticesinde örnek bir traversteki yük dağılımı Şekil 2.17'deki gibi bulunmuştur. Görüldüğü üzere balast durumu zayıflayarak C katsayısı düştükçe, travers ray mesnedindeki etkiler azalarak travers ortasındaki etkiler artmaktadır. Ray mesnedinde pozitif tasarım momenti 8.44 kN.m, travers ortasında negatif tasarım momenti 6.11 kN.m olarak hesaplanmıştır (Bezgin-c, 2018).



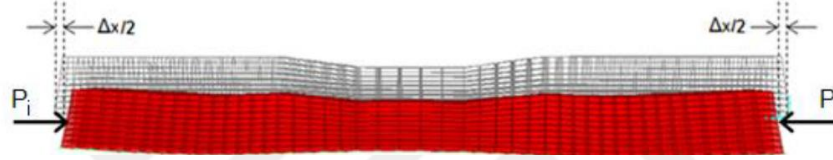
Şekil 2.17. Travers uzunluğu boyunca hesaplanan eğilme momentleri (Bezgin-c, 2018)

AREMA (American Railway and Maintenance Right of Way) tarafından önerilen formülasyona göre; 250 km/sa hızla işletilen ve 920 mm teker çapına sahip araçlar göz önünde bulundurulduğunda, dinamik artırım katsayısı 2.4 olarak önerilmektedir. Buna göre artırılmış dingil yükü (225×2.4) 540 kN olmaktadır. Bu değer %50 katsayısı esas alınarak tek ray mesnedinde 270 kN'a tekabül etmektedir. Rayla travers arasına konan elastomerik seletin, dinamik yükleri sönmlemede önemli görevi vardır. SAP 2000® programında yapılan analiz sonucunda Şekil 2.18 ve sonrasındaki sonuçlar elde edilmiştir. Buna göre travers orta noktasındaki eğilmede çekme gerilmesi 5 MPa düzeylerinde iken ray mesnedi hizasında travers tabanındaki eğilmede çekme gerilmesi yaklaşık 7 MPa olup, C60 basınç dayanımı sınıfındaki betonun çekme dayanımı olan 4.3 MPa'ı geçmektedir. Bu gerilmeleri önlemek veya azaltmak adına traveste (yaklaşık 350 kN) öngerilme işlemi uygulanmaktadır (Şekil 2.19). Travers üzerindeki bu öngerilme kuvveti sayesinde travers merkezinde 10 MPa basınç kuvveti oluşurken, ray

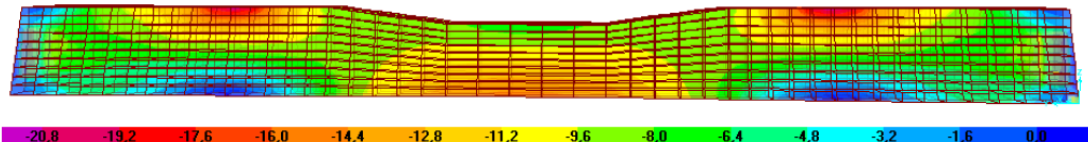
mesnedi hizasında 7 MPa ve travers başlarında 12 ve ankraj plakaları üzerinde 33 MPa basınç kuvveti oluşmaktadır. Bu iki yükün bileşkesi sonucu traversde oluşan gerilmeler Şekil 2.20’de sunulmakta olup, buna göre (servis yükü altında iken) traversde (üst basınç blokunda) 20 MPa’a varan basınç gerilmeleri oluşmaktadır (Bezgin-c, 2018).



Şekil 2.18. Tren yükü ile traversde oluşan çekme ve basınç gerilmeleri (Bezgin-c, 2018)



Şekil 2.19. Traverse uygulanan öngerilme kuvveti (Bezgin-c, 2018)

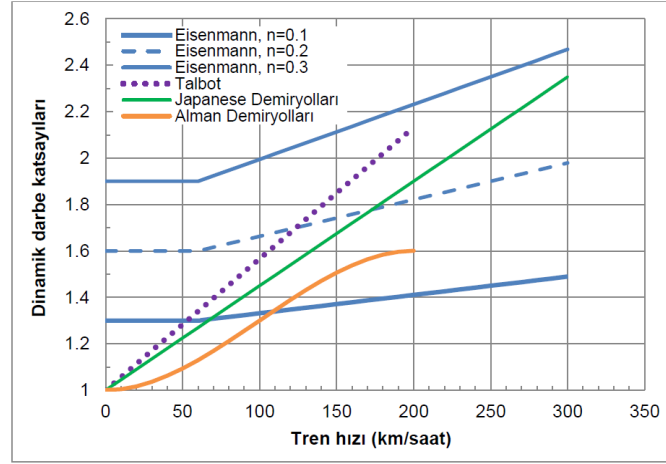


Şekil 2.20. Tren yükü ve öngerilme kuvveti ile oluşan gerilmeler (Bezgin-c, 2018)

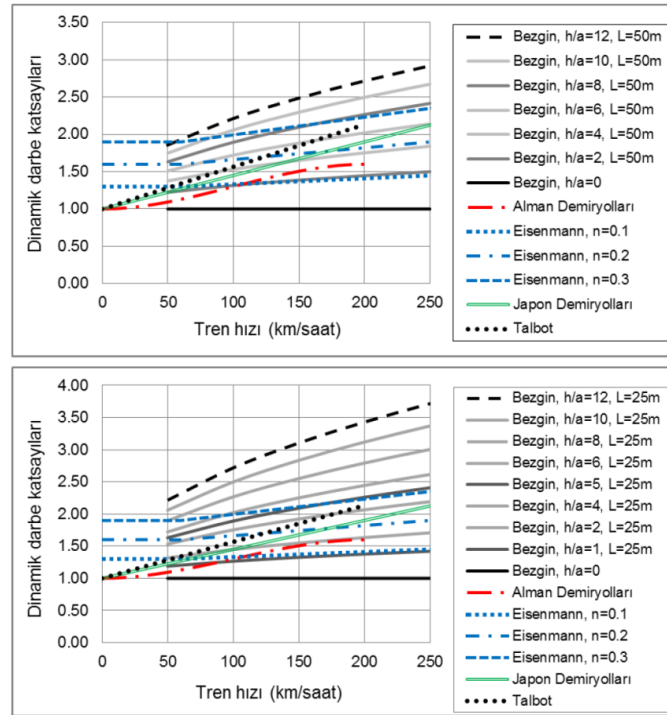
Demiryolu mühendisliğinde 1800’lü yılların sonlarından itibaren, demiryolu hatları üzerine etki eden dinamik darbe kuvvetlerinin tahminine yönelik deneysel ve yarı-deneysel birçok denklem geliştirilmiştir. Ancak bu denklemler, detayları bugün çok net olarak bilinmeyen belirli şartlar altında gerçekleştirilen deneyler sonucu tespit edilmişlerdir ve bu nedenle de her durum için uygulanmalarında sakıncalar bulunmaktadır. Bir demiryolu üst yapısını oluşturan birçok unsurun ve trene dair mekanik özelliklerin bir arada etkileşimi sonucu ortaya çıkan dinamik etki kuvvetinin değerini kesin olarak hesaplamak için etkileşim içerisinde olan tüm unsurları bir araya gelen bir denkleme ihtiyaç vardır ancak böyle bir denklem yoktur. Sonlu elemanlar veya

ayrık elemanlar yöntemleri ile etkileşim içerisinde olan çok sayıda demiryolu unsuru arasında çok küçük zaman aralıklarında yüzey etkileşimi ve kuvvet dengesi analizi yapabilen programlar ile gerçeğe yakın hassasiyette sonuçlar elde etmek mümkündür. Ancak bu tür programlar, yüksek fiyatları ile birlikte her an mevcut olamayabilecekleri gibi her durum için uygulanabilir de olmayabilirler. Demiryolu mühendisliği kaynakları içerisinde dinamik darbe kuvvetlerinin tahmini için iki ana seçenek yer almaktadır. Birincisi, 1900'lerin başından bugüne kadar geliştirilen bir dizi ampirik denklemdir. Bu denklemler, üç ana yaklaşım içerirler ve araç hızı ile tekerlek çapına bağlı denklemler, hat üst yapısında ve alt yapısında meydana gelen mekanik ve geometrik değişimlere bağlı denklemler ve her iki yaklaşımı da içeren denklemler olarak ele alınmaları mümkündür. İkinci seçenek ise, demiryolu hattının ve demiryolu aracının etkileşim halinde bulunan çokça mekanik unsurunun davranışını bir arada inceleyen, sonlu elemanlar veya ayrık elemanlar yöntemleri ile tetkikler (analizler) yapan ileri düzeyde bilgisayar programlarıdır. Bu programlara örnek olarak Vampire®, Universal Mechanism®, Simulia® ve Simpack® vd. programlar verilebilir. Yüksek maliyetleri ve gerektirdiği bilgisayar altyapısı nedeniyle bu programlara her an sahip olunamayabilir. Bununla birlikte bu programların işlem güçleri ve ulaştıkları sonuçların el ile yaklaşık olarak çözümlenebilmesini sağlayan bir analitik yaklaşım da bugüne kadar mevcut değildi. Dolayısı ile araştırmacının veya demiryolu mühendisinin bir demiryolu üzerinde oluşan dinamik darbe kuvvetinin ne olabileceğine dair yargılama ve yorumlama hakkının büyük ölçüde bu yüksek kapasiteli programlara teslim edilme tehlikesi mevcuttu. Talbot denklemi, tarihi öneme sahip bir denklemdir ve 1900'lerin başında önerilmiştir. Günümüzde, AREMA (American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association) tarafından da kullanılmaktadır. Ve tamamen tren hızına ve tekerlek çapını öne çıkarır. Eisenmann denklemi, 1970'lerde önerilmiştir ve istatistikî bir yaklaşım içerir. Bununla birlikte tamamen hattın özellikleri üzerine kurgulanmıştır. Alman Demiryolları denklemi, kapalı bir nitelikte olup değişken olarak sadece hızı öne çıkarır. Japon demiryolları denklemi de istatistik yaklaşımı ile birlikte hat niteliklerini öne çıkarır. Bu denklemlerde yer alan rakamsal değerlerin araç ve hat yapısına dair etkenlerin etkilerini temsil ettikleri düşünülmektedir. Şekil 2.21'de bu dört denklem ile tahmin edilen dinamik darbe katsayılarının tren hızına bağlı olarak değişimleri görülmektedir. Görüldüğü üzere, irdelenen denklemlerin tahminleri bir aralık içerisinde uyum göstermekle birlikte, tahmin değerleri birbirinden farklıdır. Bununla birlikte hat düzensizliğine yönelik, iyi, normal veya kötü hat olarak öznel bazı

yorumlar da içerebilmektedirler. Şekil 2.22’de ise yukarıda değinilen (modern bilgisayar programları yardımıyla yapılan) çalışmamız kapsamında önerilen $K_{b,d}$ (alçalan hat profili nedeniyle oluşan darbe katsayıları) değerlerinin mevcut bazı yaklaşımlar ile kıyaslaması sunulmuştur. Ele alınan iki farklı düzensiz hat uzunluk değeri $L_1=50$ m ve $L_2=25$ m’dir. Bu iki hat üzerinde değerlendirilen düşey hat düzensizlik değeri sırasıyla $h = 10, 20, 30, 40, 50$ ve 60 mm’dir (Bezgin-b, 2018).



Şekil 2.21. Dinamik darbe katsayısı tahmin yaklaşımları (Bezgin-b, 2018)



Şekil 2.22. Bilgisayar tabanlı analizler ile hesaplanarak bulunan dinamik darbe katsayılarının mevcut bazı yaklaşımlar ile kıyaslaması (Bezgin, 2018-b)

Görüldüğü üzere geçmişten günümüze kadar geçen süreç boyunca, hesaplamalara dâhil edilen her yeni faktörle dinamik darbe katsayıları daha da yükselmiştir. Bu bölümde sunulan analizler her ne kadar sonlu elemanlar metoduyla bilgisayar eşliğinde yapılmaktaysa da, 2.4.1 ve 2.4.2. maddelerinde belirtilen statik ve yarı-statik tasarım metotlarında geçen yük dağılım faraziyeleri temel alınmaktadır. Bu yüzden bu bölümün başlığı olarak “yarı-konvansiyonel” tabiri kullanılmıştır. Daha önce de değinildiği üzere; tüm dünyada bugün hâlâ daha detaylı analiz yapabilen tasarım metotları geliştirilmeye çalışılmaktadır. Özellikle demiryolu bileşenlerinin sönüm etkileri ve araçların tahrik frekansları parametrelerinin de dâhil edildiği dinamik analizlerin yapılması konusu “2.4.5. Sınırı durum metodu, saha ölçümleri, laboratuvar simülasyonları” bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.

2.4.4. Bölgesel standartlar ve dizayn rehberleri

Ülkeler veya bölgeler, demiryollarındaki hızlı gelişmelere binaen, kendi bölgelerinde inşa edilecek demiryollarında kullanılmak üzere beton traverslerin dizayn metotları hakkında standartlar yayımlamışlardır (You ve ark., 2017).

Traverslerin dizaynında 2 önemli metot uygulanmaktadır:

- Maksimum izin verilebilecek gerilme yaklaşımı,
- Limit hâl yaklaşımı.

Birinci metot, traversteki hammaddelere, önceden hesaplanmamış düzeyde gerilme gelmemesini garanti etmekte olup, gereğinden fazla mukavemetli olarak dizayn ile mali olarak külfetli bir ürün elde edilmektedir. Limit hâl metodunda ise ekonomik olarak optimum bir dizayn için istatistiki konsept kullanılmakta olup, böylece traversin, belirlenen bir süreçte, kendisinden beklenen vazifeleri yürütmesi garanti edilmektedir (Bastos, 2016).

Kuzey Amerika’da yürürlükte olan AREMA-2014 standardında maksimum izin verilebilecek gerilme yaklaşımına göre travers dizaynı istenilmektedir. Bu metotta:

1. Travers ray mesnedine etkileyen yük; teker yükü-dinamik büyütme katsayısı-travers aralığının fonksiyonu olarak belirlenmektedir,

2. Travers ray mesnedinde meydana gelecek pozitif moment, güvenlik katsayısı uygulanmaksızın travers aralığına ve uzunluğuna bağlı olarak tahmin edilmektedir,
3. İzin verilebilir maksimum ray mesnedinde pozitif moment değeri, yukarıda bulunan sonuca demiryolu işletim hızı ve yıllık tonaj katsayıları uygulanarak belirlenir,
4. Traversin ray mesnedindeki negatif moment dayanımı, travers ortasındaki pozitif ve negatif moment dayanımları, travers boyu ve maksimum pozitif ray mesnedi moment dayanımı doğrultusunda hesap edilir (Bastos, 2016).

Amerikan Demiryolu Mühendisliği Birliği metodunda traversle balast arasında homojen bir yük dağılımı olduğu varsayılır ki bu yük; ray altında pozitif ve travers ortasında negatif eğilme momenti oluşturmaktadır. Ray tabanındaki yük q_r (kN) Eşitlik-6'da verildiği şekilde hesaplanır (Li, 2012):

$$q_r = P_s * (DF) * (1 + \Phi)$$

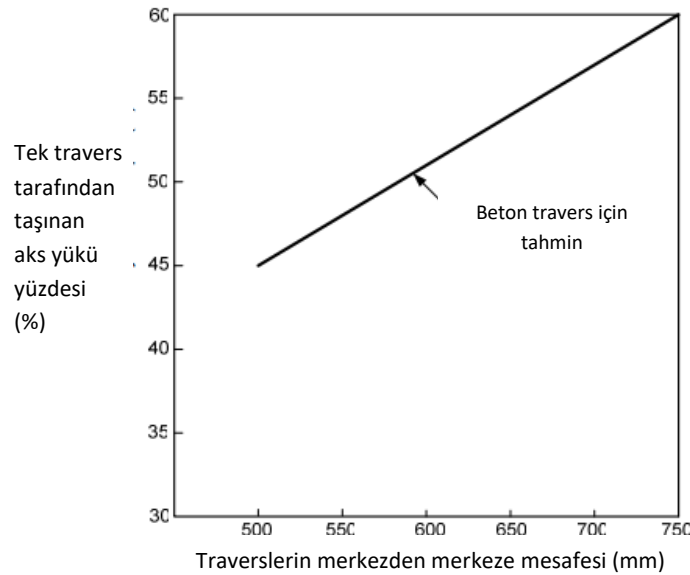
E.6

P_s : Statik teker yükü (kN)

DF: Yük dağılım faktörü

Φ : Darbe etkisi (her durum için varsayılan değer 1.5)

Avustralya Demiryolu Standardında Yük dağılım faktörünün belirlenmesi için Şekil 2.23'teki grafik kullanılmaktadır.



Şekil 2.23. Farklı travers aralıkları için AS 1085.14-2003 standardında önerilen tren tekeri altındaki aks yükü yüzdesi (Kaewunruen, 2007; Li, 2012)

Dikey teker dizayn yükü, işletme dingil yükünün yarısının (DF=%50), ray-teker etkileşimi ile oluşan dinamik yükleri ve bilinmeyen diğer etkileri hesaba katmak için “servis faktörü” ile çarpılmasıyla bulunur. Saha çalışmaları mümkün değilse; Avustralya Demiryolu Standardı bu konuda servis faktörü olarak (1+1.5) 2.5 katsayısını önermektedir (Taherinezhad, 2017).

Buna göre; travers tabanındaki homojen olmayan yük dağılımının tüm travers boyunca W (kN/m) değerinde olduğu kabul edilir ve eşitlik 7’ye göre hesaplanır (Li, 2012):

$$W = \frac{2q_r}{l} \quad \text{E.7}$$

W: homojen yük dağılımı varsayımı

l: toplam travers uzunluğu (m)

Ray altındaki maksimum eğilme momenti eşitlik 8’e göre hesaplanır (Li, 2012):

$$M_r = \frac{W * (l - g)^2}{8} \quad \text{E.8}$$

g: ray eksenleri arasındaki mesafe (m)

Travers orta noktasındaki en yüksek negatif momenti (Mc) eşitlik 9’da verilmiş olup, gerekli donatı, eğilme momenti doğrultusunda hesaplanabilecektir (Li, 2012):

$$M_c = q_r * \frac{(2g - l)}{4} \quad \text{E.9}$$

Travers dizaynından 3 temel adım vardır:

1- Dizayn yüklerinin (F*) belirlenmesi. Traverse etkiyen darbe yükünün, ray-teker etkileşimi ile yaklaşık %70’ine kadar düştüğü (Avustralya Standardı önerisi) unutulmamalıdır.

2- Dizayn momentinin (M*) belirlenmesi. Pratik olarak dinamik dizayn için gerekli önerilmeli beton traverslerde moment dönüşüm formülü eşitlik 10’da verilmiştir:

$$M^* = 0.08 F^*$$

E.10

M*: Dizayn momenti

F*: Dizayn yükü

3- Yapısal dizayn ve optimizasyon: ($M^* \leq \phi Mu$, Mu: İzin verilebilir maksimum moment) (Remennikov ve ark., 2008).

(EN 13230'da yeni bir gelişme olarak;) tasarım eğilme momentleri olarak aşağıdaki 3 eğilme momenti hesaba katılır (Çelik ve Öztürk, 2015):

1. Basit tasarım eğilme momenti, statik yüklere normal servis tasarım yüklerinin eklenmesi ile bulunur. Bu yükler altında traveste bir çatlak oluşmaması gerekmektedir.
2. İstisnai eğilme momenti, basit tasarım eğilme momentine etkisi olan yüklere traversin ömrü boyunca sadece bir-iki defa görülmesi beklenen istisnai yüklerin eklenmesi ile bulunur. Bu yükler altında oluşan çatlaklar, yükün kalkmasıyla beraber kapanmalıdır.
3. Kaza sonucu oluşabilecek en yüksek değere sahip yüklerden kaynaklanan eğilme momenti.

Uluslararası Demiryolu Birliği (UIC) kuruluşunun, üye ülkeleri için modern demiryolu dizaynında, statik tren dingil yükü ve işletme hızı arasında Çizelge 2.2'deki değerleri esas almalarını önermektedir (Bezgin, 2018-c).

Çizelge 2.2. UIC'ye göre standart bir traversin karşılaşması gereken statik aks yükü-tren işletme hızı değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015; Bezgin, 2018-c)

Aks Yükü / Hız	180 kN	225 kN	250 kN
120 km/sa	X	X	X
200 km/sa	X	X	
300 km/sa	X		

UIC-60 tipi rayların tabanı 150x172 mm ebadındadır. Ray özellikleri ve traversler arasındaki aralıklar göz önünde bulundurularak 60 cm aralığında travers konumlandırması için söz konusu rayda dingil yükünün hemen altındaki traveste, dingil yükünün %50'si oranında yük tesir ettiğini gösteren araştırmalar vardır. 122.5 kN

tek dingil yükü, UIC-60 ray tipi ve 60 cm travers aralığı için sonlu elamanlar metoduyla lineer-elastik kabulle yapılan bilgisayar analizinde, dingil yükünün hemen altındaki traversde 58 kN (%47) tepki kuvveti oluştuğu tespit edilerek, mezkûr %50 kabulünün uygulanılabilir olduğu görülmüştür (Bezgin, 2018-c).

Tüm dünyada “yapısal hesaplamalarda”, “limit durum dizayn konsepti” benimsenmekte olup, beton traverslerde uygulama kısıtlıdır. Euro Code prEN 13230 yeni bir gelişme olarak “kısmi faktör metodunu” kabul etmiştir. Bu standart kullanılarak ve statik deneyler esas alınarak, nihai (ultimate) dizayn teker yükü ile statik teker yükü sonuçlarının oranı 200 km/sa hızın üstünde 4.37 ve bu hızın altında 3375 çıkmaktadır (Remennikov ve ark., 2008). UIC-713R yaklaşımına göre; Avrupa’da, Türkiye’de ve Orta Doğudaki birçok ülkede uygulanmakta olan; 250 km/sa işletme hızı, 225 kN statik dingil yükü, 350 mm’lik minimum balast derinliği, 200 mm’lik minimum alt-balast derinliği, 60 cm’lik travers aralığı, UIC-60 tipi ray, C60 sınıfında beton ve 40 yıllık travers servis ömrü esas alınarak, dinamik dizayn teker yükü (servis yükü), ray altı elastomer selet tipine göre 203-213 kN olarak hesaplanmıştır. Buna göre B70 tipi traversde ray mesnedinde 18,75 kN.m pozitif eğilme momenti ve travers ortasında 12,25 kN.m negatif eğilme momenti oluşmaktadır (Bezgin, 2018-c).

DIN EN 13230 – 2 uyarınca (uzun vadeli öngerilme kayıpları meydana gelmemiş laboratuvar numuneleri için, servis momentlerinin %15-20 fazlasına tekabül eden dizayn momenti veya diğer tabirle) kontrol ölçüm momentleri (ray altındaki kesit için: M_{dr} , travers ortasındaki kesit için: M_{dcn}) Çizelge 2.3’te sunulmuştur (Anonim-i, 2005):

Çizelge 2.3. Çeşitli travers tiplerinin DIN EN 13230 – 2 kontrol ölçüm momentleri (Anonim-i, 2005)

Travers cinsi	M_{dr} [kNm]	M_{dcn} [kNm]
B 70	22	15
B 70 - 2,4*	16	15
B 90	22	17 ²⁾
B 01 ¹⁾	26	28
B 93	22	23
BBS 1*	16	20
B75 W 300	22	6

Yapılan bir çalışmada aşağıda belirtilen özelliklere haiz bir demiryolu hattı için gerekli dizayn parametreleri hesaplanarak, AREMA, EN 13230-UIC 713R ve AS-1085.14 standartları karşılaştırılmıştır. UIC 713R’de traversin derin kiriş (deep beam) şeklinde hareket ettiği varsayılmakta olup, ray üzerinden traverse gelen yükün 45° açı ile ilerlediği düşünülerek %50 düşeceği öngörülmektedir. Bu haliyle AREMA sonuçlarından ray mesnedi için yaklaşık %25 daha düşük dizayn momenti ihtiyacı doğmaktadır. Ancak travers ortası konsol kiriş olarak hesaba katılmakta olup (travers orta noktasından mesnetlenmiş ve ray ekseninden aşağı doğru ve travers ortasındaki balasttan (zeminden) yukarı doğru kuvvet etkidiği farz edilmekte olup), ihtiyaç duyulan dizayn momenti AREMA’dan yaklaşık %50 fazla çıkmaktadır (Wolf, 2015).

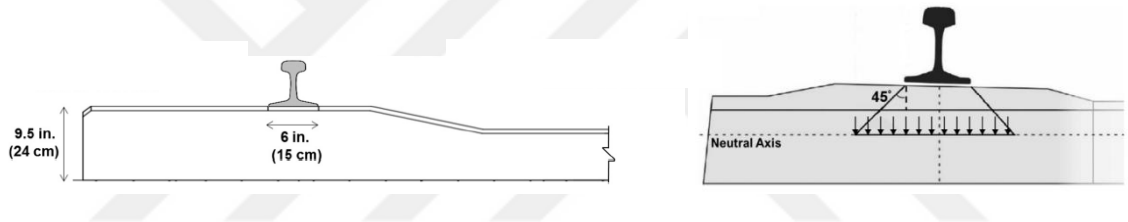
Çizelge 2.4. Amerika’da uygulanan 365 kN dingil yükü için standartlardaki hesap sonuçlarının karşılaştırılması (Wolf, 2015)

	AREMA	UIC	AS
Aks yükü	82 kips (365 kN)	82 kip (365 kN)s	82 kip (365 kN)s
Travers uzunluğu	102 " (2.6 m)	102 " (2.6 m)	102 " (2.6 m)
Ekartman (raylar arası hat açıklığı)	60 " (1524 mm)	60 " (1524 mm)	60 " (1524 mm)
Ray tabanı genişliği	6 " (152 mm)	6 " (152 mm)	6 " (152 mm)
Travers yüksekliği	9 " (229 mm)	9 " (229 mm)	9 " (229 mm)
Travers yük dağılım faktörü (DF)	24 " (610 mm)	24 " (610 mm)	24 " (610 mm)
Darbe faktörü (IF)	50.5% ^a	50% ^b	52% ^c
Ray altı selet iletim faktörü	200%	NA	150%
Hız faktörü	NA	1.0	NA
Bağlantı malz. hatası güvenlik faktörü	1.0 ^d	0.5 ^e	NA
Zemin düzensizliği güvenlik faktörü	NA	1.35	NA
Dizayn ray tabanı yükü (R)	NA	1.6	NA
Tonaj faktörü (T)	62.1 kips (276.2 kN)	66.4 kips (295.4 kN)	53.3 kips (237.2 kN)
Öngerilme kuvveti emniyet faktörü	1.0 ^f	NA	NA
Ray oturma nokt. pozitif moment	10% ^g	NA	NA
Ray oturma nokt. negatif moment	300 kip-in (33.9 kNm)	224 kip-in (25.3 kNm)	280 kip-in (31.6 kNm)
Travers merkezi pozitif moment	159 kip-in ^g (18.0 kNm)	112 kip-in ^h (12.7 kNm)	187 kip-in ⁱ (21.1 kNm)
Travers merkezi negatif moment	141 kip-in ^j (15.9 kNm)	209 kip-in ^k (23.6 kNm)	112 kip-in ^l (12.7 kNm)
	201 kip-in (22.7 kNm)	299 kip-in (33.8 kNm)	240 kip-in (27.1 kNm)

Gerek AREMA’da gerekse Avustralya standardında, ray altı elastomer etkisi ray-teker anormallikleri için güvenlik katsayısı hesaba dâhil edilmemektedir. UIC normu ayrıca

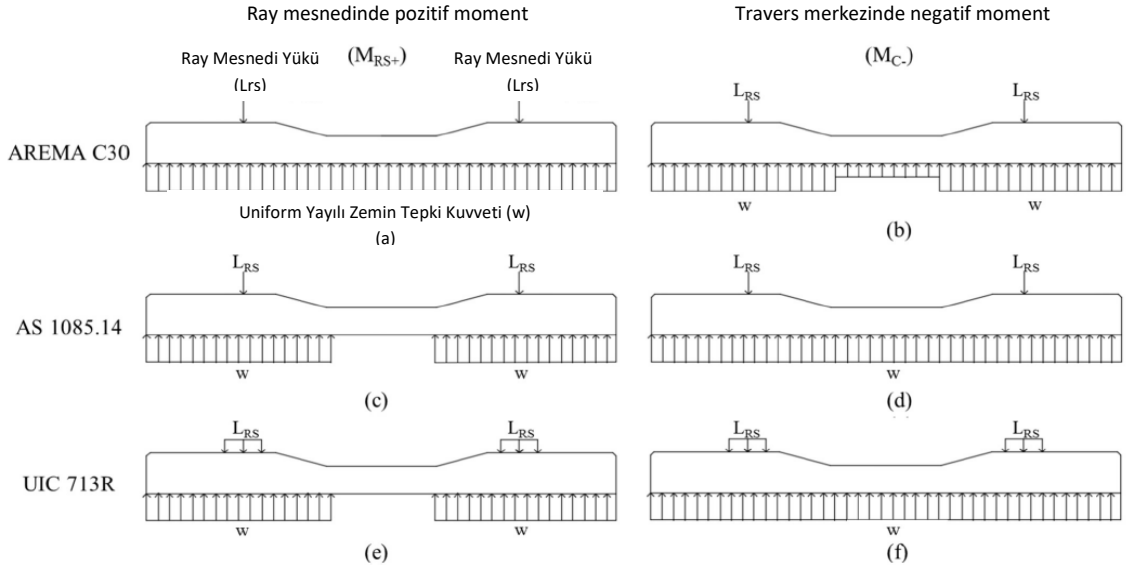
katı bir şekilde, ray üzerine etkiyen yükün ray tabanında aynen tesir edeceği şeklinde hesaplanması istenmektedir. Girilen parametreler ve elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak Çizelge 2.4'te sunulmuştur (Wolf, 2015).

UIC 713R, AREMA ve AS standartlarının travers tabanında ve ray tabanındaki yük dağılım faraziyeleri Şekil 2.24 ve 2.25'te sunulmuştur. Bu üç standartta da traverslerin lineer-elastik karaktere sahip olduğu kabul edilmektedir. Travers orta noktasındaki moment hesaplanırken traversin orta noktasından mesnetli ankastre bir kiriş olduğu, ray mesnedi altındaki momentler hesaplanırken de ray mesnedi altından zemine mesnetli ankastre bir kiriş olduğu varsayılmaktadır. AREMA ve AS standartlarında ray üzerinden etkiyen yükün konsantre noktasal yük olduğu varsayılır. Diğer standartların aksine UIC'ye göre ray üzerinden yayılı olarak etkiyen yük, travers tarafsız eksenine 45 derecelik açıyla travers içerisinde yayıldığı varsayılmaktadır (Gao ve ark., 2017).



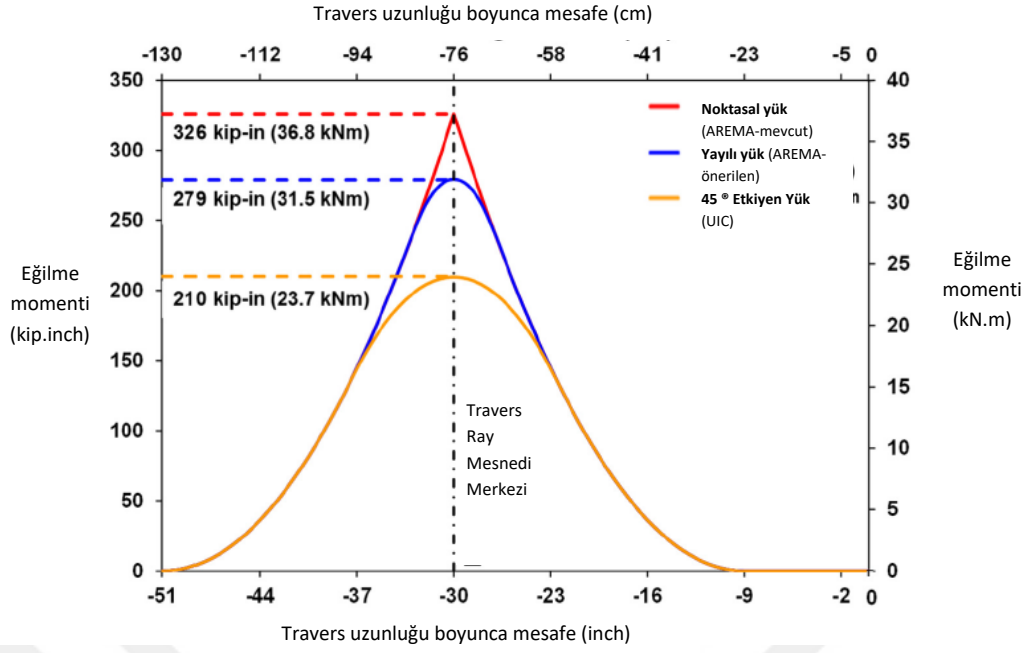
Şekil 2.24. Karşılaştırmada kullanılan travers (solda) ve UIC ray-travers yük dağılım faraziyesi (sağda) (Gao ve ark., 2017)

Ray mesnedi altındaki pozitif moment hesabında AREMA'ya göre tüm travers kesiti boyunca üniform reaksiyon kuvveti olduğu varsayılmaktadır. AS standardında ise yeni burajlanmış balast durumu esas alınarak ray mesnetleri altında simetrik yayılı homojen tepki kuvveti olduğu varsayılmaktadır. AREMA'da travers orta noktasındaki moment hesaplanırken tabandaki reaksiyon kuvvetinin %39 azaldığı varsayılmakta iken, burada da AS normunda tüm kesit boyunca homojen reaksiyon olduğu öngörülmektedir. UIC standardına göre, AS normundaki gibi yeni burajlanmış balast hali ile ray mesnedi etki alanında homojen reaksiyon olduğu öngörülmekle birlikte, raydan traverse yük aktarımı noktasal değil, yayılı yük olarak tasarlanmaktadır (Gao ve ark., 2017).



Şekil 2.25. Farklı standartlardaki yük aktarım farazyeleri (Gao ve ark., 2017)

UIC ile AS arasındaki bu durum, travers orta noktasındaki momentin hesabı için de geçerlidir. Bu varsayımlar doğrultusunda farklı moment değerleri elde edilmekte olup, ray mesnedi altındaki pozitif moment hesap sonuçları Şekil 2.26’da verilmiştir. Bu grafikteki değerler elde edilirken 259 cm uzunluğunda ve ray mesnedinde 24 cm yüksekliğinde traversler ile güvenlik katsayısı uygulanmış 276 kN’luk yüksek darbe yükü etkisi göz önünde bulundurulmuştur (Amerika’daki dolu yük trenlerinin %95’ini kapsayacak şekilde teker yükü 178 kN olup, 1 travers üzerine 61 cm’lik travers aralığı uygulandığında yaklaşık %50’si etkiyeceğinden: 89 kN statik teker yükü x 3.1 dinamik darbe katsayısı = 276 kN). Buna göre zemin reaksiyon kuvvetinin tüm kesit boyunca yayılı yük halinde tesir ettiği varsayıldığında 5.3 kN’luk düşüş söz konusudur (36.8 kN’dan 31.5 kN’a). Bunun gibi ray-travers arasındaki yük geçişinin de noktasal yük yerine yayılı ve 45 derecelik açı halinde aktarıldığı varsayıldığında da 7.8 kN.m’lik moment düşüşü söz konusudur (31.5 kN’dan 23.7 kN’a). Sonlu elemanlar metodu ve laboratuvar ölçümleri desteğiyle yapılan araştırmada ise UIC’nin 45 derecelik ve homojen yük dağılım varsayımları çürütülmekte ve 276 kN’luk darbe etkisi altında meydana gelecek momentin UIC tasarımlarından daha yüksek olarak, sarı ve mavi renkli grafikler arasında bir yere denk geleceği iddia edilmektedir (Gao ve ark., 2017):



Şekil 2.26. 36 ton.f (353 kN) dingil yükü altında farklı standartlardaki hesap metotlarına göre travers boyunca meydana gelen eğilme momentlerinin karşılaştırması (Gao ve ark., 2017)

Daha önce değinildiği üzere geçmişten günümüze kadar geçen süreç boyunca, hesaplamalara dâhil edilen her yeni faktörle dinamik darbe katsayıları daha da yükselmiştir. “2.4.3. Bilgisayar tabanlı yarı-konvansiyonel analiz” bölümünde sunulan ve en yüksek sonuçları veren Bezgin (2018-b) çalışması dahi, modern TS EN 13230 yaklaşımındaki “200 km/sa hızın üstünde 4.37 ve bu hızın altında 3.75” değerlerinden daha düşük sonuçlar vermektedir. Buna rağmen; yukarıda sunulan Gao ve ark. (2017) ve Wolf (2015) çalışmalarında, dinamik yük artırım katsayısı haricinde olarak, UIC’nin raydan traverse yük aktarım faraziyesi eleştirilerek ray mesnedinde yeterli sonuçlar vermediği iddia edilmektedir. Netice olarak; demiryolu traverslerinin dizaynında göz önünde bulundurulması gereken parametrelerin çokluğu ve karmaşıklığı nedeniyle son yıllarda doğrudan travers üzerine konumlandırılan sensörler ile yapılan saha ölçümlerine daha çok ağırlık verildiği gözlenmektedir. Literatürde ulaşılabilen saha ölçümleri ilerleyen “2.4.5. Sınırı durum metodu, saha ölçümleri, laboratuvar simülasyonları” bölümünde sunulacaktır.

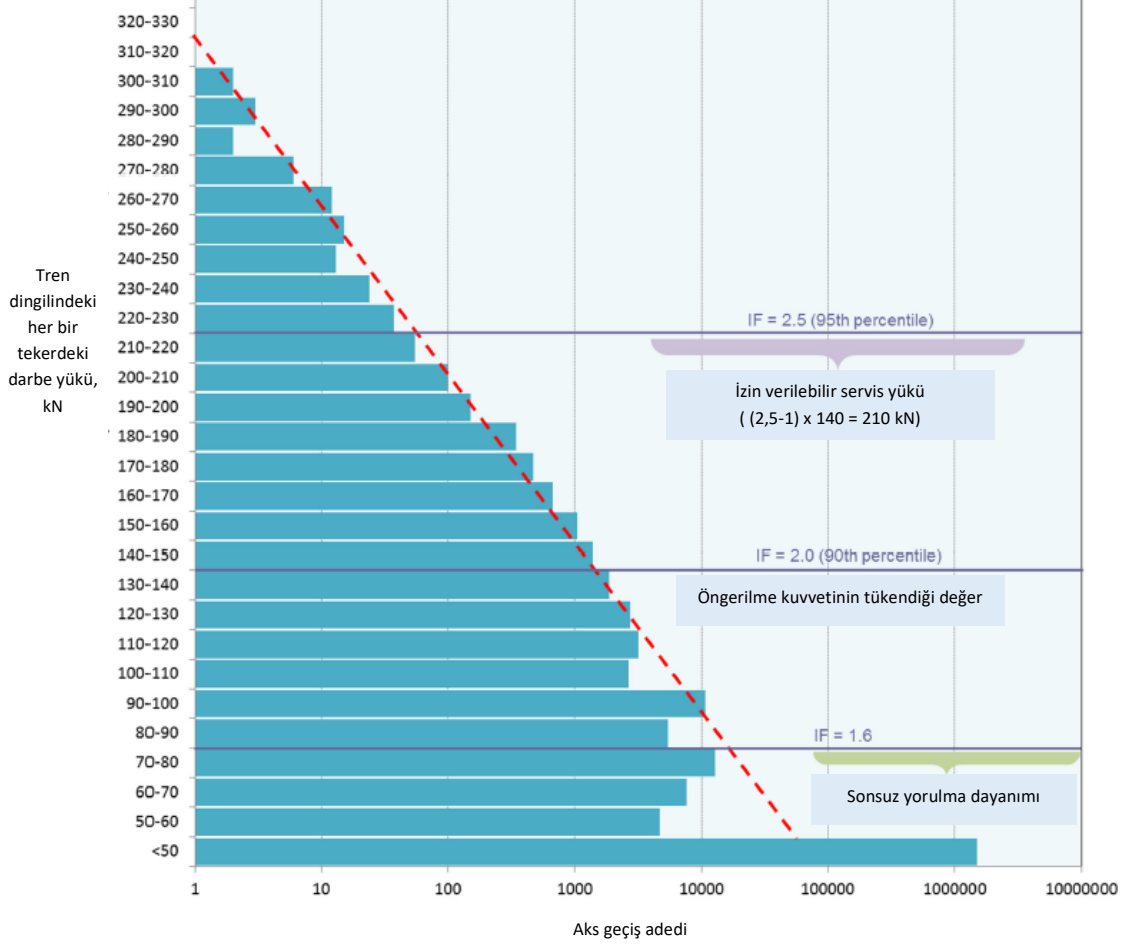
2.4.5. Sınır durum metodu, saha ölçümleri, laboratuvar simülasyonları

“İzin verilebilir gerilme metodu” hâlihazırda en çok kullanılan travers dizayn metodudur. Ancak, bu yöntem, malzemelerin nihai dayanımlarını, yapı elemanlarına etkiyen gerçek yüklerin yüzde ihtimallerini, yapı elemanlarının kırılmaları halinde taşıdığı riskleri, tüm bunları göz önünde bulundurarak fayda-maliyet analizlerini hesaba dâhil etmez. Günümüzde, son yüzyılda ortaya çıkan “sınır durum dizayn metodu”nun travers dizaynı için en iyi yöntem olacağı yönünde öneriler yapılmaktadır. Bu metodun önemli avantajları bulunmakta olup, örneğin kullanılan materyallerin tüm kapasiteleri kullanılabilmekte ve rasyonel analizlerle travers dayanımı ve uygulanan yüklerin yüzde ihtimalleri göz önünde bulundurulabilmektedir (Li, 2012).

Limit hâl metodunun en önemli farkı, dizayn yükleri belirlenirken katsayılar kullanılmamaktadır. Bunun yerine verilen bir zaman diliminde meydana gelebilecek en yüksek muhtemel yükler belirlenmektedir. Örnek olarak, traversin %95 ihtimalle 50 yıl boyunca kullanılacağı öngörülüyorsa, dizayn yükleri her 1000 yıl içinde 1 adet görülecek yüklerin dizayn yükü olarak alınması gerekmektedir. Buna göre; bu tarz yaklaşımların sunulabilmesi için, demiryolu hattındaki teker yükünden ve çeşitli anormalliklerden kaynaklanan darbe yüklerinin miktarını gösteren istatistikî dağılım eğrilerine sahip olunması önem arz etmektedir (Bastos, 2016).

Sýkorová ve ark. (2012) çalışmasında özet olarak; mevcut B70 tipi traverslerin dizaynında tek ray mesnedine etkiyecek teker yükü olarak 125 kN değerinin dizayn yükü olarak alındığı, ray ve tekerlerdeki anormallikler gibi nedenlerle tek ray mesnedinde 200 kN’dan 750 kN’a kadar dinamik darbe yüklerinin tesir edebileceği, bu durumun traverslerde çatlaklara ve yorulma kırılmalarına neden olduğu, 40 yıllık servis ömrü boyunca traverslere 80 milyonun üzerinde yük tekrarı uygulandığı, traverslerin elastisite modülünün yola monte edildikten sonraki birkaç yüz bin yük tekrarı sürecinde (37 GPa’dan 26.2 GPa’a) keskin bir şekilde düştüğü, bu rijitlik (stiffness) düşüşünün daha büyük deformasyonlara, çatlamalara ve servis ömrünün düşmesine neden olacağı raporlanmıştır.

Şekil 2.27’de Remennikov ve ark. (2008) çalışmasında geçen, Queensland University of Technology (Avustralya) tarafından 2004 yılında boş/dolu yaklaşık 6 milyon dingil kaydı ile yapılan saha araştırmasının istatistikî sonuçları verilmiştir:



Şekil 2.27. Queensland University of Technology tarafından yapılan saha araştırmasının istatistikî sonuçları (26-28 ton.f (255-275 kN) dingil yükü) (Remennikov ve ark., 2008)

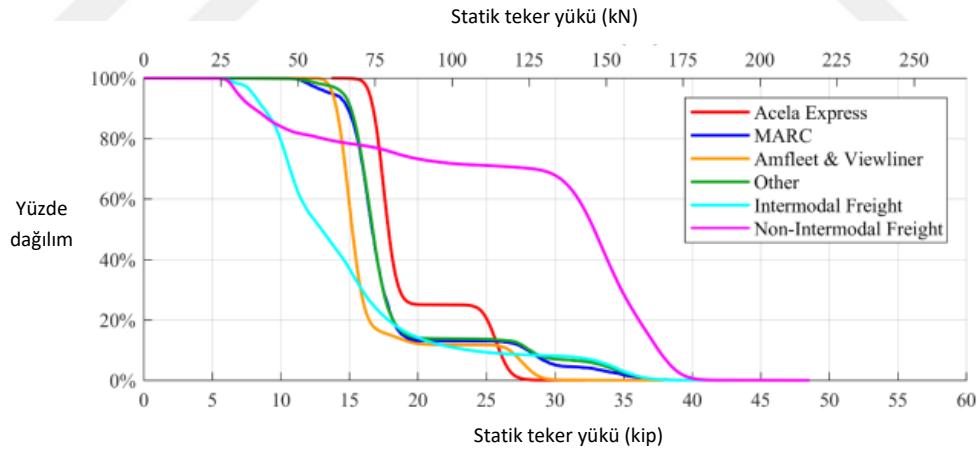
Demiryolunda 3 yıl süreyle kullanılmış traverslerde yapılan statik moment deneylerinde, kalıcı çatlak genişlikleri 190-280 kN yüke kadar, laboratuara geldikleri zamanki çatlak genişliklerinden daha fazla artmamıştır. Bunun nedeni, demiryolunda servis yüklerinin zaten bu değerlere kadar etkimiş olmasıdır (Jokūbatīs ve ark., 2016).

Literatürde darbe yükünün statik teker yükünün 5 katına kadar çıktığını gösteren deneysel çalışmalar bulunmaktadır. Kuzey-Amerika Demiryolları (Nebraska)'da yapılan benzer bir çalışmanın sonucu Çizelge 2.5'te verilmiştir (You ve ark., 2017):

Çizelge 2.5. Farklı Darbe Yüğü Katsayısı Uygunlukları Araştırması/Kuzey-Amerika Demiryolları (Nebraska) (You ve ark., 2017)

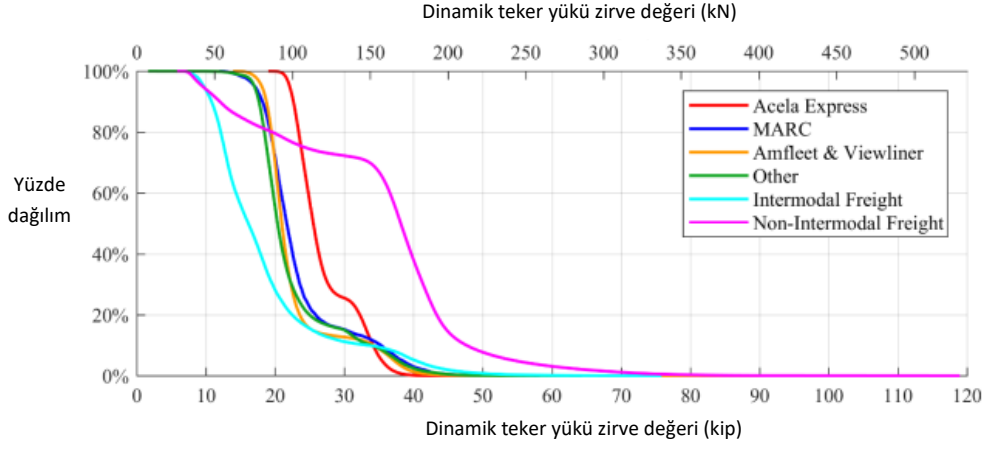
IF	Frequency (%)
≥ 2.0	7.9
≥ 3.0	2.7
≥ 4.0	1.1
≥ 5.0	0.4

Teker darbe etkisi detektörü (Wheel Impact Load Detector (WILD)) sistemlerle yapılan araştırmada, günlük ortalama 100 tren işletilen Edgewood, Maryland karma hattında 18 117 tren etkisiyle oluşan 1 117 422 aks ve toplam 19.28 milyon gros-ton yük geçişi kayda alınmış olup, Şekil 2.28’de verilen statik yük grafiğinde, yolcu trenlerine ait grafiklerde 89 kN dolaylarında keskin düşüş görülmektedir, intermodal yk trenlerinde daha geniş varyasyona sahip olduğundan bu keskin düşüş gözlenmemektedir. Yapılan kayıtların tren bazında istatistikî değeri incelendiğinde, kapsam genişliği %95’ten %100’e çıkarıldığında kayıt değeriindeki artış oldukça fazladır (Quirs-Orozco ve ark., 2017).



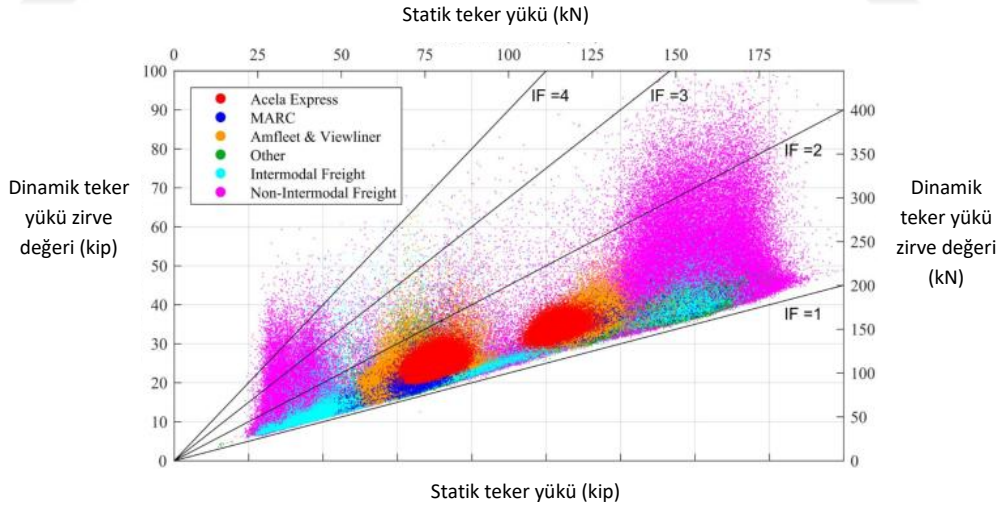
Şekil 2.28. Tren tipine göre statik yük dağılımı saha lmleri (Quirs-Orozco ve ark., 2017)

Şekil 2.29’da ise darbe ve dinamik yük etkisi hesaba katılmış olup, beklendiği üzere tüm tren tiplerinde artış kaydedilmiştir. Boş yk vagonlarının dinamik etkisi, dolu vagonlardan daha yüksek çıkmaktadır (Quirs-Orozco ve ark., 2017).



Şekil 2.29. Tren tipine göre dinamik yük dağılımı saha ölçümleri (Quirós-Orozco ve ark., 2017)

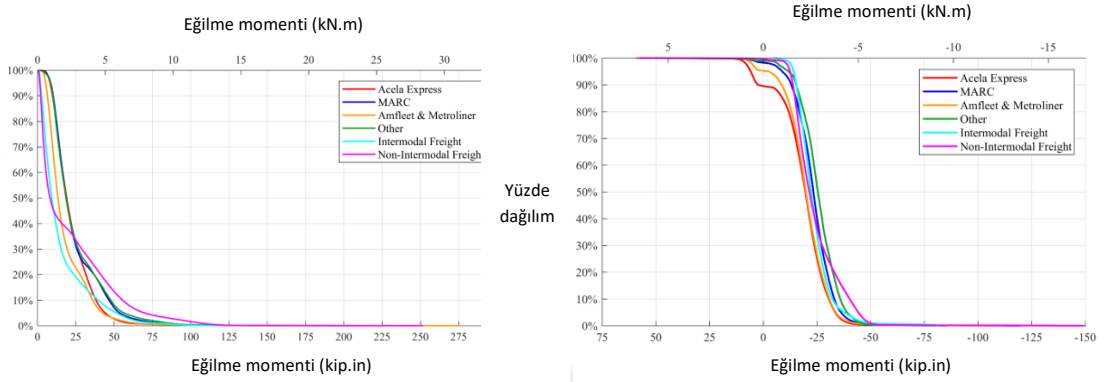
Her iki grafikteki kayıtlar oranlanarak Şekil 2.30'daki grafikte siyah doğrularla çeşitli güvenlik katsayılarının kapsamı gösterilmiş olup, yüklerin %98,3'ü, AREMA normunda beton travers dizaynında kullanılması istenen "3" değerinin içinde kalmaktadır. Bu güvenlik katsayısını aşan %1.7'lik yüklerin büyük çoğunluğu, ortalama "zirve" yük değeri 124 kN olan boş yük vagonlarından kaynaklanmaktadır (Quirós-Orozco ve ark., 2017).



Şekil 2.30. Tren tipine göre statik-dinamik yük dağılımının emniyet faktörleri bazında oranlaması (Quirós-Orozco ve ark., 2017)

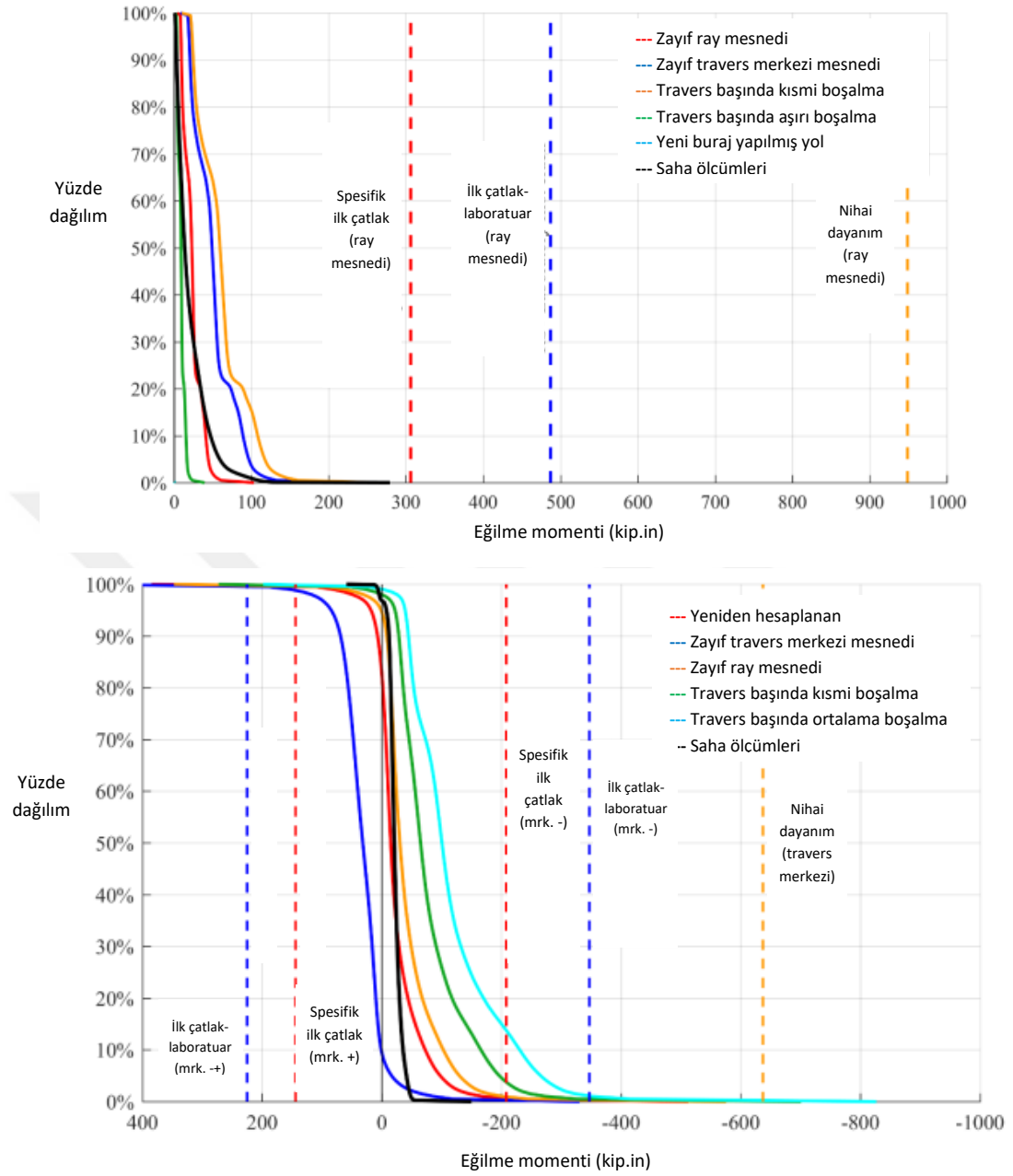
Buna göre şu tez güçlenmektedir: bu yüklerin toplam büyüklüğü, yüksek darbe katsayısına (4-5 vb.) sahip olsalar da, balast ve diğer altyapıya zarar vermeyecek düzeydedir. Traversler üzerinden ölçülen değerler Şekil 2.31'de verilmiştir. Tahmin

edildiği üzere en yüksek eğilme momentleri dolu-intermodal olmayan yük trenlerinde görülmekte olup, orta noktada 16.8 kN.m ve ray mesnedinde 31.1 kN.m değerlerine varmaktadır (Quirós-Orozco ve ark., 2017).



Şekil 2.31. Tren tipine göre önerilmeli beton traverslerde meydana gelen eğilme momentleri soldaki ray mesnedinde, sağdaki travers merkezinde (Quirós-Orozco ve ark., 2017)

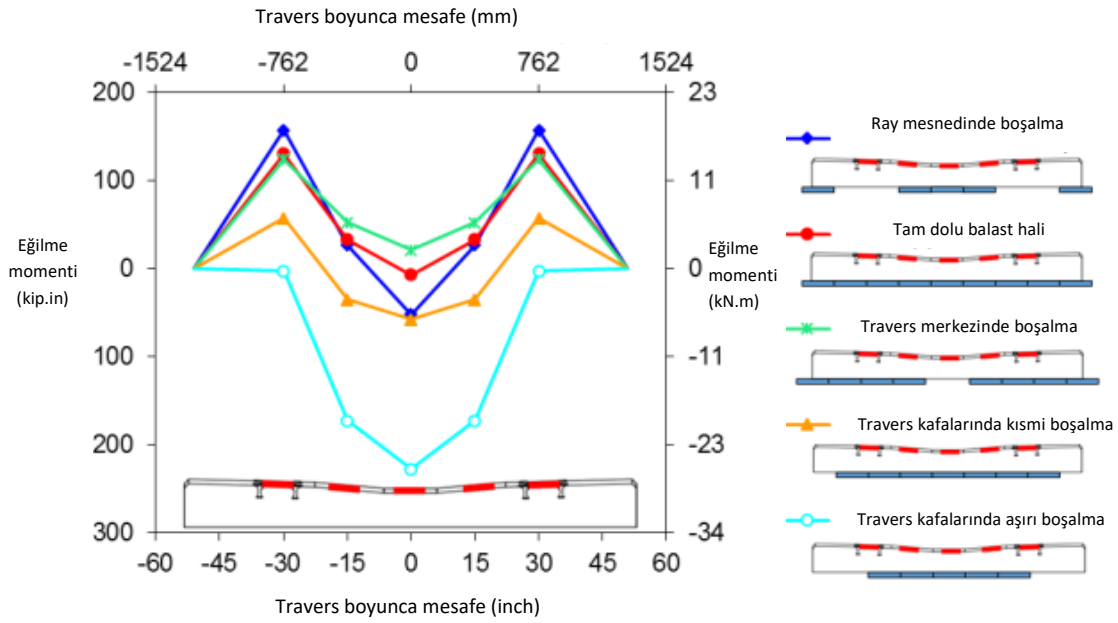
Mevcut traverslerin ray mesnedindeki pozitif moment kapasitesi 34.6 kN.m ve travers ortasındaki negatif moment kapasitesi 23.5 kN.m'dir. Kalıcı çatlak oluşturan moment değerleri ise 39.2 ve 55.0 kN.m'dir. Mevcut yükler ve travers test sonuçları baz alınarak oluşturulan grafikler devamında sunulmuş olup, mevcut balast durumunun korunması ile travers orta noktasının yeterli olduğu, ray mesnet noktasının ise oldukça mukavemetli olduğu görülmektedir. Şekil 2.32'de alttaki grafikte görüldüğü üzere; travers orta noktaları, yük artışlarına karşı daha duyarlıdır (Quirós-Orozco ve ark., 2017).



Şekil 2.32. Tren tipine göre öngerilmeli beton traverslerde farklı zemin şartlarında ray mesnedinde (üst) ve travers merkezinde (alt) meydana gelen eğilme momentlerinin, travers dizayn yükleri ile kıyaslaması (Quirós-Orozco ve ark., 2017)

Travers ortasındaki moment dayanımı termal genişlemelere ve travers altındaki zemin mesnetleme durumuna bağlı olarak düşebilmektedir. Travers orta noktalarının dingil yükünden etkilenmediği gözlenmekte olup, bu durum ray mesnetleri altında yeterli mesnetlenme sağlanması şartına bağlıdır (Quirós-Orozco ve ark., 2017). Yapılan saha ölçümleri akabinde ray mesnedinden eğilme momentinin çoğunlukla 16.9 kN.m'nin

altında olduğu ve ray mesnedindeki (sahada meydana gelmesi pek muhtemel olmayan) en olumsuz mesnet halinde dahi AREMA-2014 normunda verilen 33.9 kN.m’lik tipik dizayn yükünden %47.5 daha düşük momentler tespit edilmiştir. Ancak özellikle “center-binding” modunda, travers merkezinde AREMA tarafından önerilen dizayn yükünün %9.1 fazlası momentler tespit edilmiştir. Buna ilişkin grafikler Şekil 2.33’te sunulmuştur. Aslına bakılırsa; gerçek dinamik tren yüklerin, çalışmamızda uygulanan statik yüklerden fazla olması muhtemel olup, ayrıca travers aralığı bazen daha fazla olduğundan %50 oranından fazla tesir edebilecektir (Bastos, 2016).



Şekil 2.33. Yeni beton traverslerde farklı zemin şartlarında travers boyunca meydana gelen eğilme momentlerinin sensörlerle ölçüm sonuçları (89 kN teker yükü) (Bastos, 2016)

Yukarıda beyan edilen %50 oranını destekleyen bir başka çalışmada belirtildiği üzere; demiryolu hattı dingil yükünün, eğilme momenti oluşumunda payı vardır, ancak yapılan saha ölçümleri değerlendirildiği zaman, bu ilişkinin düşünüldüğü ölçüde açık olmadığı görülmüştür. Örneğin buraj (balast düzenlemesi) işleminin, travers orta noktasındaki eğilme momentini %63 oranında düşürdüğü tespit edilmiştir (Edwards ve ark., 2017). Travers altındaki balast yatağındaki bozulmalar sonucunda meydana gelen geometrik hat bozulmaları Şekil 2.34’te verilmiştir.



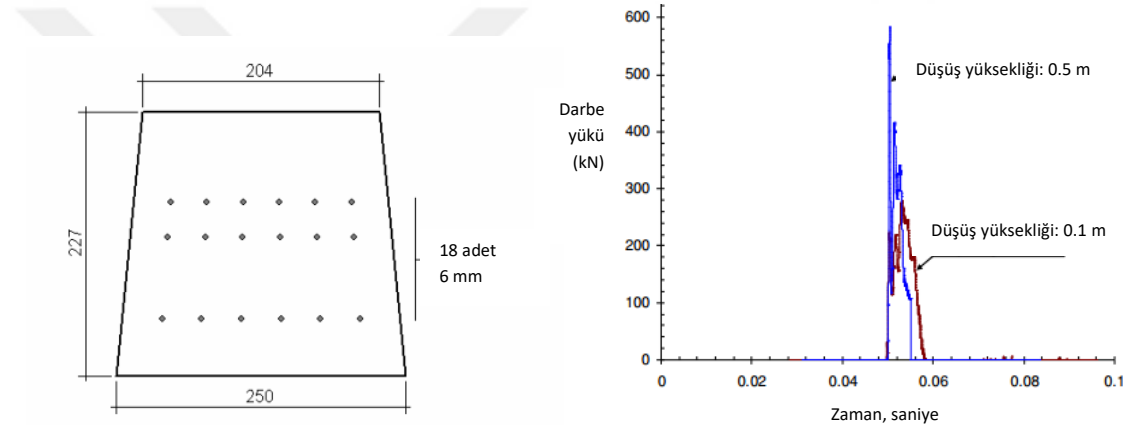
Şekil 2.34. Travers altındaki balast yatağındaki bozulmalar sonucunda meydana gelen geometrik hat bozulmaları (Sol-Sánchez ve ark., 2015)

Leong tarafından 6 milyon 26-28 ton.f (255-275 kN) dingil yüküne sahip trenin oluşturduğu yük etkisinin sahada kaydı akabinde yapılan istatistikî çalışmaya göre, %96'lık dilim 50 kN ve altıdır. Ancak çalışma yapılan yıl içerisinde 100.000 adet bu yükü aşan ve 310 kN'a varan darbeler meydana gelmiştir. 50 yıllık dizayn süresi veya %1-2 zayıf gerçekleşme ihtimali baz alınırsa darbe yükü 400-600 kN olarak tespit edilmektedir. (Ancak) kategori-1'deki hatlarda (seyrek trafik, uluslararası trafik) 100 yıl dizayn süresi, yük taşımacılığı yapılan kategori-2 hatlarında 500 yıl dizayn süresi, ağır yük taşımacılığı ve şehir içi şebekelerde 2000 yıllık dizayn süresi (740 kN) önerilmektedir (Kaewunruen, 2007).

(Dünya genelinde yapılan bu saha çalışmaları kısıtlı süreç ve lokasyonda yapılmış olup,) probabilistik yaklaşımlara göre her 10 yılda 380 kN ve her 100 yılda 450 kN ağırlığında darbe yükleriyle karşılaşılma ihtimali vardır (ve bu yük kilometrelerce demiryoluna tesir edecektir). Tüm dünyada “limit hal dizayn konsepti” yapı tasarım metodu olarak benimsenmiş olup, beton traverslerde kullanımı kısıtlıdır. Son olarak EN 13230 Avrupa Normu kısmi katsayı kullanımı ile bu konsepti kullanmaya başlamıştır. İki tasarım metodunu kıyaslamak için araştırma yapılmış olup, dizayn nihai limit hali (ultimate limit state) için statik teker yükü; 200 km/sa ve üstü hızlarda 4.37 kat ve 200 km/sa altı hızlarda 3.75 olarak belirlenmiştir (Remennikov ve ark., 2008). Limit hâl tasarımı için önerilen formülasyonlar kaynakta sunulmaktadır.

Yapılan bir laboratuvar çalışmasında, darbe yükü yüksekliği ve kütlesi seçilirken, demiryolu taşıtlarının tipik olarak 20-25 mm yükseklikten düşmesi sonucu ortaya çıkan ve 600 kN'u aşan darbe etkisi simüle edilmeye çalışılmıştır (Şekil 2.35). Yeni travers

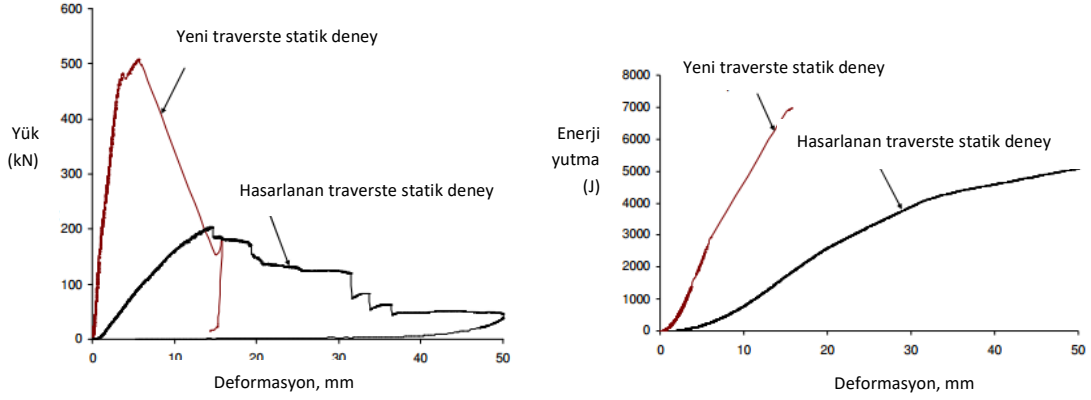
üzerinde yapılan ray mesnedinde statik yükleme testi sonucunda 7200 J kapasitesi olduğu tespit edilmiştir. Yapılan hesaplamalara göre 100 mm yükseklikten bırakılan ağırlığın oluşturacağı etki (300 kN darbe yükü ile) 580 J olup, 500 mm yükseklikten bırakılacak yükün etkisi ise (600 kN darbe yükü ile) 2900 J olacaktır. Dikkat çekici bir husus olarak, darbe deneylerinde, nihai yüke ulaşıldığında (500 mm yükseklikten yük bırakıldığında), donatıda herhangi bir kopma meydana gelmemektedir. Deney fotoğrafları Şekil 2.36'da sunulmuştur. Yük kalktığına, traversin hâlâ yük taşıyabileceği gözle görüldüğünden gözle görülebilir küçük çatlaklar görülen bu traversde ray mesnedinde statik yükleme deneyi yapılmış olup, travers kapasitesinde önemli bir düşüş tespit edilmiştir (Şekil 2.37) (Remennikov ve Kaewunruen, 2007).



Şekil 2.35. Darbe deneylerinde kullanılan traversin en kesiti (solda) ve 300 ve 600 kN'luk darbe deneylerinin yük-zaman eğrisi (Remennikov ve Kaewunruen, 2007)



Şekil 2.36. 600 kN'luk darbe yükü ardından traversde meydana gelen çatlaklar (solda) ve darbe deneyi ardından yapılan statik yükleme testi sonunda donatıların durumu (sağda) (Remennikov ve Kaewunruen, 2007)



Şekil 2.37. Yeni (kırmızı) ve 600 kN darbe uygulanan (siyah) traverslerin yük-deformasyon (solda) ve enerji yutma-deformasyon (sağda) eğrileri (Remennikov ve Kaewunruen, 2007)

Deney grafiklerinden anlaşıldığı üzere; öngerilme çelikleri, darbe deneyi esnasında plastik şekil değiştirmiş/akmıştır. Statik test grafiğindeki merdiven basamaklarından, donatıların birer birer koptuğu anlar da gözlenebilmektedir. Sonuç olarak yeni traversin statik test sonucunda hesaplandığı üzere 7200 J enerji kapasitesi olduğu, 2900 J nihai darbe yükü (deney esnasında 400 J enerji kaybı) ardından; traversde kalan enerji kapasitesinin 4700 J olduğu, bunun da darbe deneyinden sonra uygulanan statik test esnasında harcandığı grafiklerden görülmektedir (Remennikov ve Kaewunruen, 2007).

Görüldüğü üzere; mevcut tasarım metotlarında esas alınan dizayn yükleri, saha ölçümleri ile kıyaslanınca ray mesnedinde veya travers orta noktasında yetersiz kalmaktadır. Özetle 22.5 ton.f (221 kN) dingil yükü ile işletilen hatlarda farklı saha çalışmalarına göre; gerek “her bir” ray mesnedinde, gerekse travers merkezinde 190-310 kN düzeylerinde kapasiteye ihtiyaç duyulmaktadır. Ancak bu düzeylerdeki dinamik darbe yüklerinin etki hızı ve frekansları yüksek ve etki süresi oldukça düşüktür. Remennikov ve Kaewunruen (2007) vb. çalışmalarda sınır durum dizayn metodu ve probabilistik yaklaşımla hesaplama yapılarak 740 kN düzeylerinde ultra yüksek kapasiteli traversler dizayn edilmesi önerilmektedir. Ancak mevcut dizayn yüklerini aşan bu dinamik darbe yüklerinin süre ve frekansları ile traverslerin öz-frekansları hâlen hesaba dâhil edilmemektedir. İlerleyen “2.4.6. Dinamik analiz” bölümünde bu konu hakkında literatürdeki bilgiler sunulmuştur.

2.4.6. Dinamik analiz

(Buraya kadar traversler hakkında belirtilen) birçok etken ve ihtiyaç duyulan yük etkilerinin hesaplanması, tasnifi ve ifade edilmesindeki büyük zorluklar nedeniyle bugüne kadar dizayn konusundaki gelişmelerin ampirik yaklaşımların ötesine geçmemesi şaşırtıcı değildir (Taylor, 1993).

Demiryolu ulaşım sistemlerindeki tren aks yükleri, hızlar ve trafik hacmindeki aşırı artış, travers dizaynında kullanılan tasarım metotlarının taşıtların dinamik davranışlarını, yolculuk konforunu ve servis ömrü maliyetlerini esas alacak şekilde güncellenmesini gerektirmektedir. Karayollarında bu durumun gerekliliğinin farkına varılarak, esnek ve rijit karayolu üstyapı döşemelerinin tasarımında uzun süredir dinamik analizler uygulanmaktadır (AASHTO vb.) (Sadeghi ve Youldashkhan, 2005).

Demiryolu traversleri, şu özellikleri nedeniyle yapısal olarak muhtemelen benzersizdir:

1. Birinci olarak; demiryolu üstyapı malzemelerinden (ray, bağlantı malzemeleri vs.) travers üzerine gelecek ağırlık, kullanım süresi boyunca gelecek dizayn yükünün yalnız % 0.1'i düzeyinde olduğundan, hattın "ölü ağırlığı" tasarımda ihmal edilecek düzeydedir.
2. Kullanım süresi boyunca göreceği önemli yükler, yalnız dinamik yüklerdir.
3. Ray üzerinde hareket eden çelik budenin (demiryolu aracı tekerinin) etkisi, rayla travers arasındaki plastik seletler (ped) tarafından absorbe edilmekte olsa da, hava dolgulu tekerlerin köprü üzerinde hareket ederken, köprü tabliyesine yaptığı etkiden çok daha fazladır.
4. Traversler balast üzerinde "bağlantısız" bir şekilde konumlandırılmış olup, yük etkisiyle serbest salınım yapabilmektedir.
5. Traverslerin doğal frekansları, yük altındaki davranışlarını oldukça etkilemektedir. Bu konu, geçmişte bilinse de yeterli dikkat gösterilmemiştir.
6. Ray oturma noktasında (üst yüzeyde) yük tesir noktaları tamamen tanımlanmış olup, tabanda geniş bir tepki alanından bahsedilmektedir.
7. Yük uygulama noktası, maksimum moment ve kayma kuvveti oluşan noktayı tesadüfî olarak belirlemektedir (Taylor, 1993).

Yük ve yolcu trenlerinin dinamik davranışlarının anlaşılması, demiryolu hattının dinamik davranışının anlaşılmasında büyük öneme sahiptir. Kritik yükleme durumu (rezonans frekansı) genellikle teker-ray düzensizlikleri kaynaklı darbe yükleriyle ortaya çıkar. Demiryolu mühendisleri, kritik tren hızlarının ve operasyonel parametrelerin hesabında statik ve dinamik yüklerin frekans aralıklarını hesaba dâhil etmelidir (Kaewunruen Sakdirat ve ark., 2014).

Avustralya Demiryolu Endüstrisi 1998 yılı bütçesinin yaklaşık %25-35'ini hat bakımı için kullanmış olup, bunun önemli bir kısmını ray ve travers değişimi oluşturmaktadır. Vibrasyon karakteristikleri ve travers-balast arasındaki dinamik etkileşimin belirlenmesi, hattın gerçekçi dinamik modelinin oluşturulması için büyük öneme sahiptir (Kaewunruen, 2007).

Bir yapının dinamik yüke vereceği tepki, aynı büyüklükteki statik yüke vereceği tepkiden çok daha fazladır. Statik ve dinamik yüklere karşı yapının gösterdiği tepki, öncelikle sönümleme karakteristiklerine ve titreşim periyoduna bağlıdır. Özellikle, dinamik yükler karşısında yapının yanıtı, sönümleme karakteristiklerinin bir fonksiyonudur (Chowdhury ve ark., 2000).

Servis yükleri betonarme travers içerisinde ancak (gözle görülemeyecek) mikro-çatlaklar oluşturabilirken, yüksek değerli dinamik yükler, üstelik birkaç yıl tekrar ederek çatlakların traversin yarısı yüksekliğine ulaşmasına ve gözle görülebilir kalınlığa erişmesine sebebiyet verebilmektedir. Örneğin, İsveç'te yürütülen çeşitli çalışmalarda görüldüğü üzere; gözle muayene edilen 3.000.000 traversin 500.000 adedinde makroskobik (gözle görülebilir) çatlaklar tespit edilmiştir. Dünya çapında yapılan gözlemler akabinde, Van Dyk, Dersch ve Edwards (2012) çalışmasında raporlandığı üzere; öngörülmesi betonarme traverslerde görülen en kritik problem çatlamlar olup bu çatlamlar özellikle dinamik yükler tesiriyle oluşmaktadır (Taherinezhad, 2017).

Leong'un (2007) yılında yaptığı çalışmada, izin verilebilir gerilme metodu kullanılan mevcut dizayn metodlarının travers üzerine etkiyen yüklerin magnitud ve frekanslarını hesaba katmadığı savunulmakta, Grassie tarafından 1995'te yapılan çalışmada 1500 Hz'e kadarki yüksek frekanslı yüklerin traverse verdiği zararlar öne sürülmekte ve

Nielsen tarafından 2008 yılında yapılan çalışmada da demiryolunda 2000 Hz'e varan darbe yüklerinin oluştuğu belirtilmektedir (Murray ve Bian, 2010).

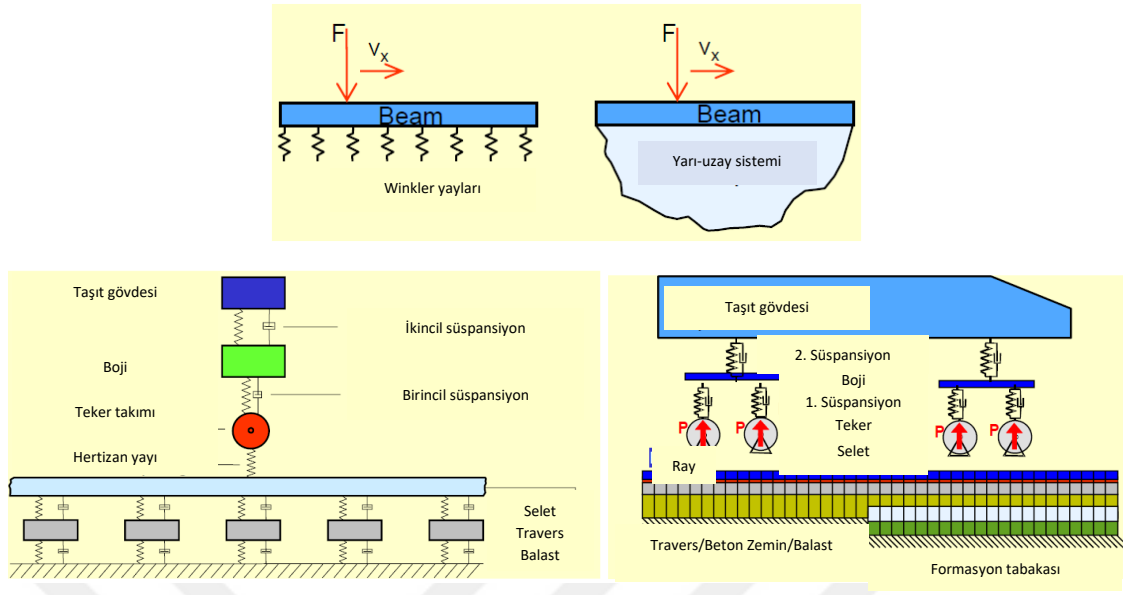
Demiryollarının yapısal özelliği olan dinamik yükler nedeniyle betonarme traverslerin titreşim karakteristiklerinin bilinmesi, analiz ve dizayn açısından önemlidir. Traverslerde hasar oluşmasının en büyük nedeninin traversin rezonans frekansına erişmesinden kaynaklandığının kesin olarak bilinmesi nedeniyle, titreşim tepkisi ölçüm kayıtlarının ve parametrelerinin bilinmesi, demiryolu mühendislerinin vibrasyon kaynaklı hasarların tanımlamasına ve travers kalitesini gözlemleyebilmesine yardımcı olacaktır. Beton traverslerin dinamik özelliklerinin saptanması için çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Modal analiz yöntemi, titreşim karakteristiklerinin belirlenmesi için en yaygın kullanılanıdır. Her ne kadar öngörülmesi betonarme traverslerin elastik özellikleri kesin olarak yansıtılamasa da, yapılan çalışmalarla "Timoşenko kirişinin" betonarme traversleri en iyi temsil ettiği sonucuna varılmıştır. Nümerik ve deneysel çalışmalara uyan modeller geliştirilmiş olsa da, traverslerin balast ve alt-balast üzerine oturduğu durumunu da göz önünde bulunduran kompleks travers-balast etkileşimli çalışmalar çok azdır (Remennikov ve Kaewunruen, 2005).

Traverslerin statik dizaynında alışılmış yöntem, dinamik büyütme faktörü kullanımı ve travers tabanındaki balast basıncının homojen dağılmasıydı. Ancak bu prosedür, travers üzerindeki dinamik etkiler hesaba katılmadığından birtakım dezavantajlar içeriyordu. Travers davranışını etkileyen dinamik yük etkileri, örneğin, balast rijitliği gibi zamana göre değişen parametreler nedeniyle dinamik analiz yapılması gerekiyordu. Dinamik analiz modellerinden biri CHARMEC yeterlilik merkezi tarafından (DIFF) adıyla geliştirilmiş olup, Rikard (2000)'ın tezinde kullanılmıştır. DIFF modelinde travers, yaylar ve sönümleyicilerle balasta bağlanan üç boyutlu bir kiriş olarak tasarlanarak balast-travers etkileşimi analiz edilmiştir. Bu analizin olumsuz tarafı, statik analizde, dinamik yüklere bağlı olarak gerilme dalgalarının ve zaman içerisindeki diğer parametrelerin statik testlere dâhil edilmemesiydi (Li, 2012).

Son 20 yıl içerisinde, dinamik yüklerin yol ve taşıtlarda önemli hasarlara yol açtığına farkına varılmasıyla demiryolundaki pratik problemleri anlamak ve belki de çözmek için matematik model uygulamalarına çok daha fazla ilgi olmuştur. Demiryolu taşıtları ile yol arasındaki ilişki, çok sayıda serbestlik derecesi içeren çok karmaşık bir sistemdir.

Dinamik taşıt-yol etkileşimi ile ilgili birçok modelleme, arazi ölçüm ve laboratuvar çalışması yapılmaktadır. Bu çalışmalarda, taşıt-yol sistemi değişkenlik gösteren ve belirsiz bir sistem olduğu için basit kabuller yapılarak basitleştirme yoluna gidilmiştir. Taşıt-yol sistemi kütlelerden ve yaylardan oluşan bir sistem olarak modellenmektedir, ray, travers, tekerlek ve boji elemanları rijit kütle olarak, ray altı elastik tabaka, balast, zemin ve taşıtın primer ve ikincil süspansiyonları sönümlenme özelliği olan yay olarak modellenmektedir. Demiryolu üstyapısının modellenmesinde genelde 20-1500 Hz frekans aralığı titreşim analizleri için kullanılmaktadır. Tekerlek ve rayın yuvarlanma yüzeyi ve yol bileşenleri ile ilgili problemlerin birincil nedeni düşey kuvvetlerdir. Bu düşey kuvvetler yüksek frekanslı yükler olup gerçekte kısa dalga boylu düzensizlikler sebebiyle ortaya çıkarlar ve en çok 1500 Hz'e kadar çıkan frekanslarda kritikleşirler. Gürültü etkisini de incelemek için insan duyma limiti olan 5000 Hz frekans seviyesine kadar ölçülmektedir. Ray da klasik kiriş teorisi olan Euler-Bernoulli kiriş teorisi ile ya da Rayleigh-Timoshenko kiriş teorisi ile modellenenir. Elastik mesnetler (travers) genellikle birbirine paralel bir yay ve viskoz sönümleyici olarak modellenmektedirler. Zemin tabakası tam elastik veya visko-elastik olarak iki şekilde modellenmektedir. Balastlı yol için iki model kullanılmaktadır; Winkler temel modeli, Pasternak temel modeli. Birçok modellemede Winkler temeli kullanılırken, bazı modellemelerde kesme etkilerini de hesaba katan Pasternak temeli kullanılmaktadır. Demiryolu modellemek için analitik ve nümerik yöntemler geliştirilmiştir. Modeller arasındaki temel farklılık, rayın tamamen sürekli mesnetlenmiş veya ayırık mesnetlenmiş biçimde ifade edilmesidir. Nümerik analizde demiryolu sonlu elemanlar programları (ANSYS, SAP vs) ile modellenmekte ve harmonik analiz yapılmaktadır (Öztürk ve Arlı, 2009).

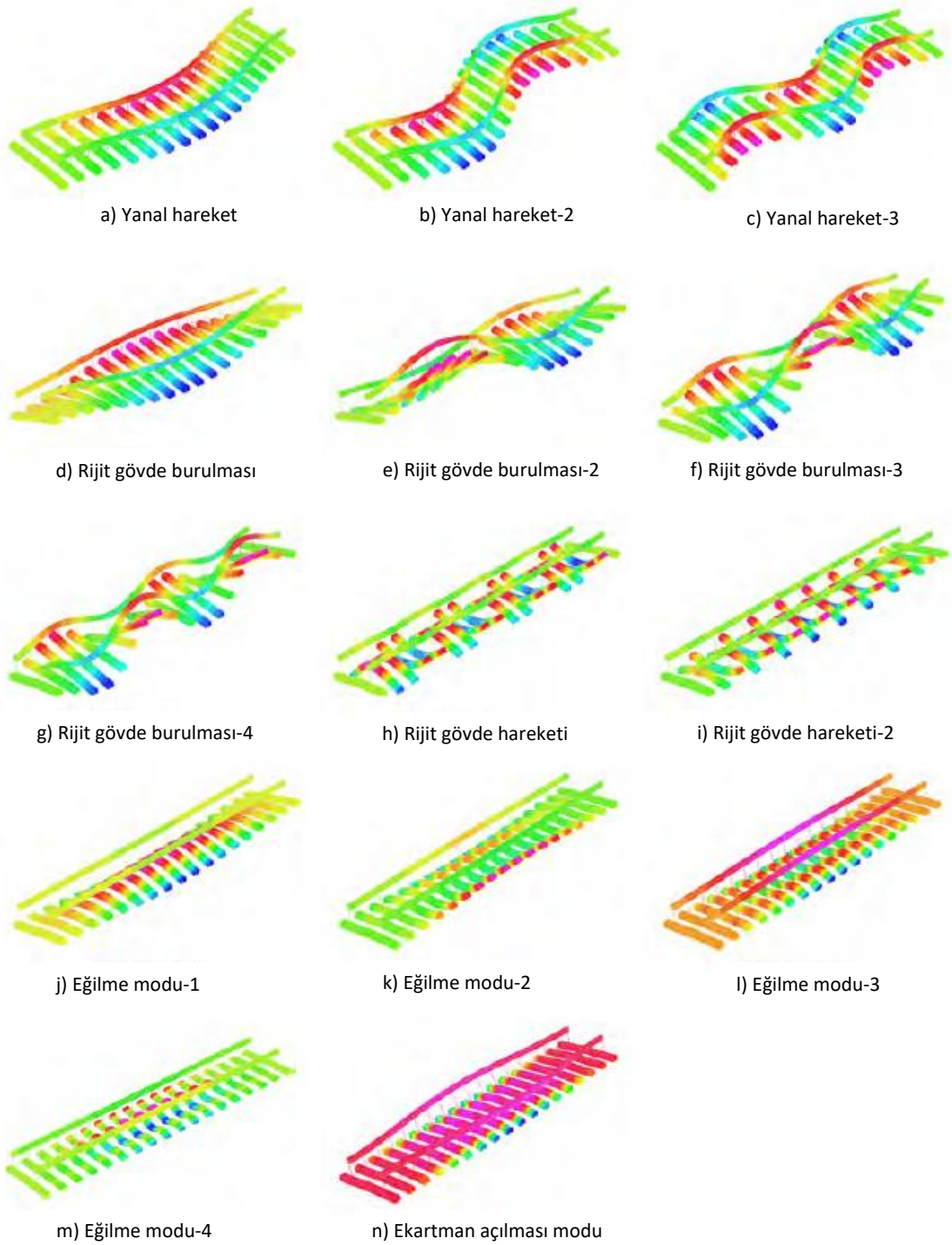
Araçla yol arasındaki dinamik etkileşim matematik modeller kullanılarak mantıklı ve güzel bir şekilde tasarlanabilir. Şekil 2.38'de gösterildiği üzere; örnek olarak; ayırık kütleler yaylarla bağlanarak aracı, demiryolunu ise ayrı desteklenmiş bir kiriş temsil etmekte, tekerle ray arasındaki temas alanına ise bir Hertizen yayı konulmuştur. Düzgün homojenlikteki bir demiryolunun üzerinde demiryolu aracı aksı hareket ederken ani yanıtlarının analizi için hareketli yük modellenmesi yapılmalıdır. Bu modellerde tren, sabit harmonik değişkenlik gösteren bir F kuvveti olarak modellenir, yol üzerinde V_x hızıyla ilerler. Üstyapı (raylar, traversler, balast) çoğunlukla altyapı üzerine oturan bir kiriş ve ayrı ayrı Winkler yaylarıyla modellenir. Altyapının bir diğer modelleme şekli sürekli yarı-uzay modelidir (Esveld, 2014).



Şekil 2.38. Üstte: Demiryolu hareketli yük modelleri, Solda: Araç-yol ilişkisinin dinamik modeli, Sağda: Demiryolunda hareket eden araç modeli (Esveld, 2014)

Traverslerin çatlamlarının temel nedeni, ölçülemeyen ve/veya ihmal edilecek kadar küçük görülen dinamik darbe yükü etkileridir. Dahası, eski ve kötü durumdaki hatlarda, öngerilmeli beton traverslerin 1. ve 2. eğilme moduyla ilişkili aktif veya pasif hat rezonansları tespit edilmiştir. Bu tespit, şu bilgiyi de doğrulamaktadır ki, bazı teker yükü frekanslarında, traversler çarpıcı bir biçimde titreşme eğiliminde olup, travers ray mesnedi tabanında ve orta noktası üst bölgesinde çatlaklar oluşmaktadır. Remennikov-Kaewunruen tarafından 2008 yılında ve Barke-Chiu tarafından 2005 yılında tespit edildiği üzere; öngerilmeli beton traversler, rezonans frekanslarında, özellikle eğilme-titreşimi modu frekansında dinamik yüklere maruz kaldıklarında, büyük deformasyonlara uğramaktadırlar. Bir diğer açıdan, öngerilmeli beton traverslerde meydana gelen çatlamlar nedeniyle demiryolu hattının dikey elastisite modülü (stiffness) düşmekte olup, demiryolu performansı açısından zararlı olmaktadır. Bu performans düşüşü de deformasyon miktarlarını artırarak dinamik aşırı yüklemelerin önemli ölçüde artmasına ve gerilmelerin büyümesine neden olabilecektir. Neticede yolcu konforu da düşecektir. Şekil 2.39'daki j-k modlarında dinamik eğilme modları görülmektedir. Açıkça görüldüğü üzere; ray mesnetlerinde maksimum pozitif eğilme, ikinci ve üçüncü eğilme modlarıyla ilişkilidir. Negatif moment ise birinci modda maksimum değerine erişmektedir. İşin doğrusu, yaygın tespit ve kabule göre; demiryolu

traversleri, eğilme modundaki rezonans frekansına ulaşan yük tahriki ile sıkça deforme olmaktadır (Domingo ve ark., 2014).



Şekil 2.39. Beton traverslerin serbest titreşim modları (0-500 Hz) (Domingo ve ark., 2014)

Traversler kiriş veya rijit bir gövde olarak modellenebilirler. Ray mantarı üzerindeki dinamik tepkilerin iyi bir şekilde ifade edilebilmesi, 1000 Hz'e kadar frekans değerleri

için; traverslerin rijit blok elemanlar olarak modellenmesi ile sağlanır. Dinamik modellemelerde traversler için başlıca iki kiriş modeli kullanılabilir. Bunlardan birincisi traversleri Bernoulli-Euler kirişi olarak modellemektir. Diğer yöntem ise traverslerin Timoshenko kirişi olarak modellenmesidir. Stabilité analizlerinde traverslerin Bernoulli-Euler kirişi olarak modellenmesi, 500 Hz'in altındaki frekans değerleri için olumlu sonuçlar vermiştir. Bu modelde dinamik çökme, frekans tanım alanlı çözüm yöntemiyle hesap edilir. Timoshenko kiriş modeli, ilgilenilen bütün frekans aralıkları için olumlu sonuçlar vermektedir. Fakat çözüm için gerekli hesaplamalar oldukça karmaşıktır. Timoshenko kiriş modelinde dinamik çökme, sonlu elemanlar metodu yardımıyla hesap edilir. Bu metot farklı kalınlıktaki Timoshenko kirişi olarak modellenen beton traverslerin doğal frekanslarını belirlemek üzere kullanılabilir. Yapılan çalışmalarda, sonlu elemanlar metodu ile elde edilen teorik sonuçlar ile test verileri arasında iyi bir korelasyon sağlandığı gözlenmiştir. B58 traversinin ölçülmüş ve hesaplanmış doğal frekansları Çizelge 2.6'da verilmiştir (Yalçın ve Erel, 2006):

Çizelge 2.6. B58 traversinin ölçülmüş ve hesaplanmış doğal frekansları (Yalçın ve Erel, 2006)

Frekanslar	İlk Doğal Frekans (Hz)	İkinci Doğal Frekans (Hz)	Üçüncü Doğal Frekans (Hz)	Dördüncü Doğal Frekans (Hz)	Beşinci Doğal Frekans (Hz)
Ölçülmüş	140	395	765	1212	1695
Hesaplanmış (Timoshenko Kiriş elemanları)	140.1	396.4	759.7	1206	1719

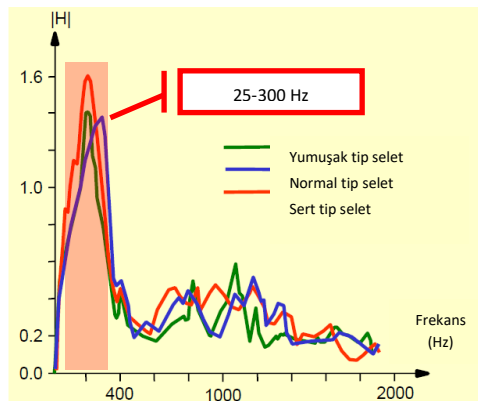
Darbe yükleri etkisinde traverslerin dinamik davranışları hakkındaki araştırmalar neticesinde, araştırmacılar öngörilmeli beton traverslerin dizayn yükünün, demiryolu taşıt tekerlerindeki anormallikler etkisinde travers içerisinde çekme gerilmesi oluşmaması için, statik dingil yükünün 4 kat artırılması gerektiğini açıkça ortaya koymuşlardır. Bu çalışma kapsamında yapılan araştırmada ray birleşim yerlerindeki etkinin de buna benzer olduğu, ayrıca bu lokasyonda travers ortasındaki negatif momentin, ray mesnedi altındaki pozitif momentten fazla olduğu tespit edilmiştir. Bu bilgi ve uygulama Japonya'da üretilen traverslerde kullanılmaktadır. Japonya'da

üretilen Type-6 beton traverslerin doğal frekansları saha ölçümleri ve nümerik analizle bulunarak Çizelge 2.7’de sunulmuştur (Watanabe ve ark., 2016):

Çizelge 2.7. Japonya/Type-6 tipi traverslerin modal frekansları (Watanabe ve ark., 2016)

MOD	Type-6 Öngerilmeli Travers	
	Ölçülen (Hz)	Nümerik Analiz (Hz)
Dikey rijit mod	92	86
Dönme modu	102	86
1. eğilme modu	173	174
2. eğilme modu	497	478
3. eğilme modu	813	817

Titreşim beton traverslerin tahribatına neden olmakta olup, özellikle traversin ilk 5 modunda meydana gelen rezonans frekansındaki titreşimlerde, en önemli hasarlar meydana gelmektedir. Bu frekanslar özellikle ray ondülasyonlarında meydana gelmekte olup, ray ondülasyonları nedeniyle meydana gelen dinamik yüklerin tesiri, diğer demiryolu anormalliklerinden daha büyük hasarlar meydana getirdiği belirtilmektedir (Bastos, 2016). Beton traversler, özellikle 25-300 Hz frekans aralığındaki hareketli yüklere karşı hassastır (Çelik ve Öztürk, 2015). Zayıf kaynak birleşimleri, ray ondülasyonları ve teker apletleri ile meydana gelen yüksek frekanslı dinamik yükler demiryoluna oldukça zarar vermektedir. Beton traverslerin bu yüklere özellikle zafiyeti vardır. Şekil 2.40’ta görüldüğü üzere; öngerilmeli beton traversler özellikle 20-300 Hz frekans aralığındaki yüklere karşı zayıftır. Ray altı ped yumuşaklığı bu konuda düşük öneme sahiptir (Esveld, 2014).



Şekil 2.40. Ray altı selet tipine göre frekans-transfer fonksiyonu ilişkisi (Esveld, 2014)

Yol; travers üstünde daha rijit, iki travers arasında daha esnektir ve bundan dolayı, tekerlek iki travers arasındayken rayda daha fazla deplasman oluşmaktadır. Bu da taşıtın ve yolun travers geçiş frekansı ile tahrik edilmesine neden olur. Auersch (2005a), ICE (Intercity Express) hatlarında yaptığı araştırmada, travers geçiş tahrikinden kaynaklanan dinamik yüklerin frekansla veya tren hızı ile birlikte hızlı bir şekilde arttığını ve 200 km/saat hızda rezonans olayı ile birlikte maksimum seviyeye ulaştığını ispatlamıştır. Daha yüksek hızlarda veya frekanslarda dinamik kuvvet ve zemin titreşimleri azalarak 10 kN civarında sabit bir değere ulaşmaktadır. Bu durum yüksek hızlı demiryolu hatları için önemli bir sonuçtur. Ayrıca bir trenin eşit dingil veya boji aralığından ayrı bir tahrik frekansı oluşmaktadır. Ama genelde ardışık tekerleklerin ara mesafesi sabit olmadığı için tekerlek geçiş frekansı, travers geçiş frekansından daha az ortaya çıkmaktadır. Ray tekerlek temasında, değişken travers aralığı, makas geçişleri, lokal yol oturmaları gibi periyodik olmayan nedenlerden harmonik olmayan yükler oluşurken, ray ondülasyonları, ray contaları, tekerlek apletisi gibi periyodik nedenlerden dolayı harmonik yükler oluşmaktadır. Ondülasyondan ve mesnet aralığından kaynaklanan tahrik frekansları Çizelge 2.8’de sunulmuştur (Arlı ve Öztürk, 2009).

Çizelge 2.8. Ondülasyondan ve mesnet aralığı kaynaklı tahrik frekansları (Arlı ve Öztürk, 2009)

Tahrik Nedeni	Tren Hızı				
	40 km/sa	80 km/sa	100 km/sa	150 km/sa	200 km/sa
$\lambda=0.04$ m dalga boylu ondülasyon	278	556	694	1042	1389
$\lambda=0.15$ m dalga boylu ondülasyon	74	148	185	278	370
$\lambda=0.30$ m dalga boylu ondülasyon	37	74	93	139	185
a=0.6 m travers aralığı	19	37	46	69	93
a=0.75 m travers aralığı	15	30	37	56	74

Ray ile tekerlek arasındaki dinamik ilişkiden dolayı ortaya çıkan titreşim frekansları demiryolu sisteminin öz frekanslarına yaklaştıkça dinamik yükler ve deformasyonlar da artmaktadır. Taşıtın tahrik frekanslarından biri veya birkaçı demiryolu sisteminin doğal frekanslarına eşit olduğu zaman “rezonans” olmakta ve bu durumda hem taşıtı hem de yolu ciddi ölçüde deforme eden dinamik yükler oluşmaktadır. Bu nedenle, istenmeyen

dinamik problemlerin oluşmaması için, taşıt ve yol elemanlarının dinamik karakteristikleri çok iyi tanımlanmalı ve demiryolunun tasarım aşamasında statik analiz ile birlikte dinamik analiz de yapılmalıdır (Öztürk ve ark., 2018). (Konvansiyonel dinamik büyütme katsayısı kullanmak yerine) daha doğru bir yaklaşım, rayın elastik ve elastik tabakaların dinamik karakteristiklerine ve aracın tahrik frekanslarına bağlı dinamik büyütme faktörünün hesaplanmasıdır (Euler-Bernoulli modelindeki gibi). Harmonik dinamik tepkinin statik tepkiye oranına, tüm frekans aralığında geçerli olmayan ve sadece rezonans frekansında geçerli olan dinamik büyütme faktörü adı verilir. Yani trenin tahrik frekansı ile yolun öz frekansının aynı olduğu şartlarda geçerli olan ve maksimum ray çökmesinin statik ray çökmesine oranını veren bir faktördür (Öztürk ve Arlı, 2009).

Alman Demiryollarında (DB-AG) köprü dizaynları statik tren yüklerine göre yapılırdı. Ancak yüksek hızlı trenlerin ortaya çıkması ile birlikte, yapının rezonans problemi yüzünden dinamik analiz ihtiyacı doğmuştur. İlk defa Paris-Lyon yüksek hızlı TGV hattında kısa köprülerde beton taşıyıcı elemanlarda çatlaklar, balastın aşırı parçalanması, hızlı hat bozulmaları gibi dinamik deformasyonlar görülmüştür. Rezonans durumunda köprü tabliyesinde aşırı titreşimler meydana gelir. Bu durumda, ray-tekerlek teması kaybolur, balast yatağının stabilitesi bozulur ve malzeme dayanımlarını aşan gerilmeler meydana gelir. Köprü hesabında kullanılan ampirik formüle göre sadece taşıt hızından kaynaklanan dinamik etki katsayısı $\Phi=2.16$ bulunmuştur. Buna göre, dinamik etki katsayısının dinamik analiz sonucuna göre daha güvenli tarafta kaldığı için uygun sonuç verdiği düşünülebilir. Ancak dinamik etki katsayısı rezonans olayını dikkate almaz ve rezonans durumunda ise dinamik etkiler çok daha fazla olur (Öztürk ve ark., 2018).

Öngerilmeli traverslerin dinamik ve darbe yüklerine karşı zafiyeti konusu daha detaylı olarak 2.7.1 ve 2.7.6 bölümlerinde sunulmuştur. Bu zafiyet nedeniyle; gerek 2.6.4 ve 2.6.5 bölümlerinde geçen “geniş traversler” ve “çerçeve traversler” gibi büyük kesitlerin oluşturacağı aşırı maliyetin önlenmesi, gerekse diğer demiryolu bileşenlerinin de rezonanstan korunması için; yüksek dinamik artırım katsayıları uygulamak yerine, sorunu kaynağında çözerek; öngerilmemiş uygun tasarımlarla, rezonans frekansına daha zor yakalanan, sönümleme kabiliyeti daha yüksek ürünler geliştirilmesi daha fizibil bir çözüm olacaktır.

2.5. Beton Travers Kabul Testleri

TCDD, kendi teknik şartnamelerinin yanı sıra monoblok beton travers üretiminin, TS EN 13230-1 ve TS EN 13230-2 standartlarına uygun olarak tasarlanmasını ve üretilmesini talep etmektedir (Çelik ve Öztürk, 2015).

Tasarım ile uyumlu olduğunu göstermek için beton traverse veya mesnede veya beton travers parçalarına veya mesnet parçalarına uygulanan deneye tasarım onay deneyi denilmektedir. Bu deney, ömrü 4 haftadan uzun travers veya mesnet için yapılır. Tasarım eğilme momentleri beton travers ve mesnet tasarım kriterlerince kN.m birimiyle tanımlanır ve deney yüklerini hesaplamada kullanılır (Anonim-m, 2012).

(Deneyler esnasında) genişliğine bağlı olmadan beton traversin veya mesnedin çekme yüzünde oluşan, bir yüzünde veya diğer yüzünde asgari 15 mm derinliğe kadar uzanan ve yükün daha fazla tatbik edilmesi durumunda derinliği artan çatlak, ilk çatlak denmektedir. Ölçümler, beton elemanın her iki yüzünde çekme yüzeyinden yaklaşık 15 mm uzakta yapılır (Anonim-m, 2012).

2.5.1. Ray oturma alanında statik test

Tekerlek yükleri ray yatağının altında pozitif eğilme momenti üretir. Ray yatağının altındaki gerekli bükme dayanımı tasarım yükü tarafından kaynaklanan eğilme momentinden elde edilir. Tasarım eğilme momentine maruz kaldığında, beton travers ve mesnetlerin gerilen yüzlerinde “ilk çatlak” bulunmamalıdır. Tanımlanacak eğilme momentinin ikinci aşaması istisnai ve rastgele darbe yüklerine dayalı istisnai yüklemeli eğilme momentidir ve (M_{dr}) tasarım eğilme momentinin (k_1) katsayısı ile çarpılmasıyla hesaplanır. Bu eğilme momenti tarafından üretilen herhangi bir çatlak, eğilme momentinin kaldırılması ile kapanmalıdır. İstisnai eğilme momentleri beton travers ve mesnedin ömründe sadece birkaç defa görülür. (Saha ölçümlerine göre; standartlarda geçen bu faraziyenin doğru olmadığı görülmektedir.) Alıcı tasarım eğilme momentine uygulanacak (k_1) katsayısını belirtmelidir. Eğilme momentinin üçüncü aşaması tesadüfi darbelere dayalı nihai eğilme momentidir ve (M_{dr}) tasarım eğilme momentinin (k_2) katsayısı ile çarpılmasıyla hesaplanır. Alıcı tasarım eğilme momentine uygulanacak (k_2)

katsayısını belirtmelidir. k_1 ve k_2 değerleri bağlama sisteminin karakteristiklerine de bağlıdır. Darbe katsayıları k_1 ve k_2 dinamik deneyler için k_{1d} ve k_{2d} veya statik deneyler için ise k_{1s} ve k_{2s} olarak ifade edilir (Anonim-m, 2012).

Travers ray mesnedinde pozitif moment testinde, uygulanan kuvvete bağlı olarak eğilme momentinin tespitinde aşağıdaki formülasyon önerilmektedir (Németh, 2016):

$$M_r = \frac{F_r}{4} \left(L - \frac{b+0.75 \cdot m}{2} \right) \quad \text{E.11}$$

Mr: Eğilme momenti

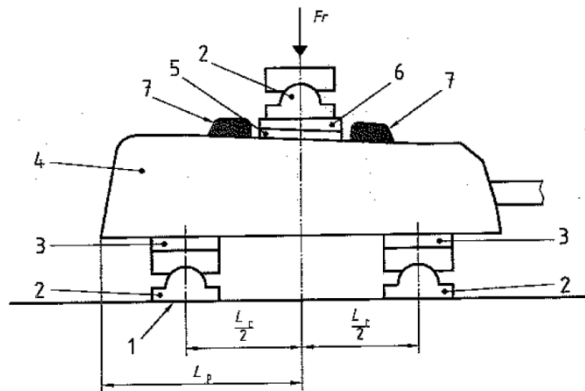
Fr: Uygulanan yük

L: Mesnetler arası mesafe (0.6 m ray mesnedindeki deney, 1.52 travers ortasına yük uygulanan deney)

b= Yükleme mesnedi genişliği (0.14 m)

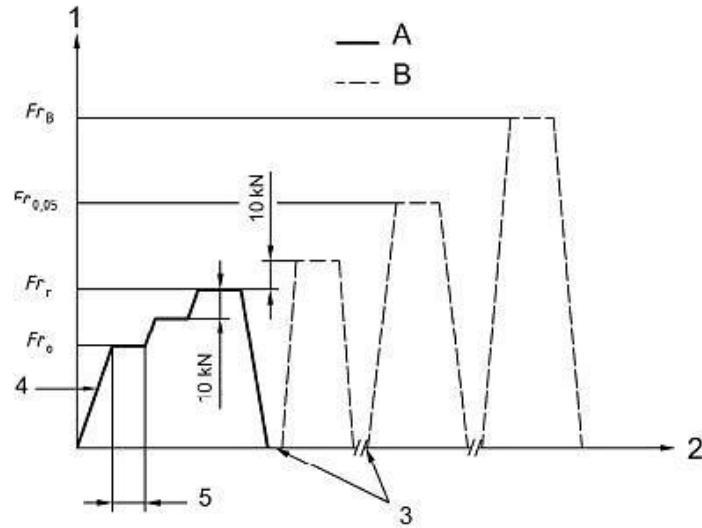
m= Traversin ray mesnedi yüksekliği (B58 tipi için 0.190 m)

(Öngerilmeli) monoblok beton traverslerde yapılan statik test, şekil 2.41’de verilen test düzeneğine uygun olarak (Şekil 2.42 doğrultusunda) yapılmaktadır. B70 ve B58 tipi beton traversler için travers altındaki destek noktaları arasındaki mesafe (L_r) 0.6 metre olarak belirlenmiştir (Çelik ve Öztürk, 2015). Öngerilmeli monoblok traverslerin ray mesnedi için verilen yükleme grafiği, öngerilmemiş ikiz-blok traverslerde de geçerli olup, şekil 2.41’de verilmiştir (Anonim-n, 2004):



1-Rijit Zemin, 2-Destek, 3-Elastik Ped, 4-Travers, 5-Ray Pedi, 6-Konik Conta, 7-Yanal Selet

Şekil 2.41. Öngerilmemiş ikiz traverste ray oturma alanında statik test düzeneği ($L_r=0.6$ m için $F_{r0}=8 \cdot M_{dr}$) (Anonim-n, 2004)



1-Yük, 2-Zaman, 3-Çatlak Ölçümü (min. 5 dak.), 4-120 kN/dak maks., 5-10 san'den 5 dakikaya kadar, A-Zorunlu Test, B-Opsiyonel Test

Şekil 2.42. Ray oturma alanında statik dizayn onay test süreci (Çelik ve Öztürk, 2015)

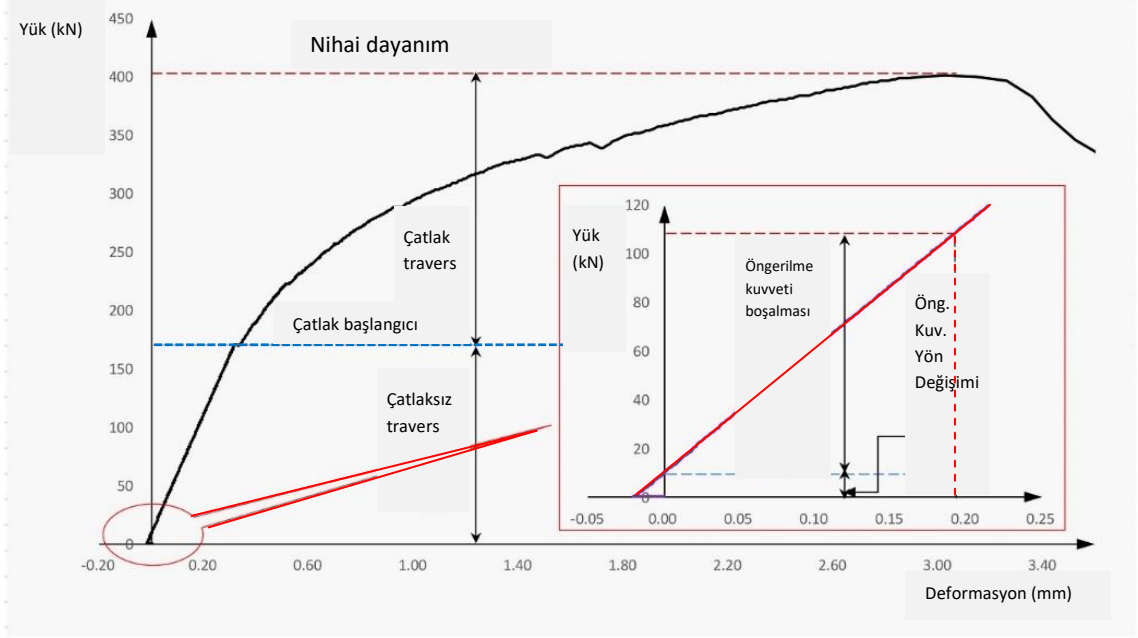
B70 ve B58 tipi monoblok beton traversler için TCDD'nin belirlediği yükler, tasarım momentleri ile katsayıları Çizelge 2.9'daki gibidir (Çelik ve Öztürk, 2015):

Çizelge 2.9. B58 ve B70 tipi traverslerin ray mesnedi statik testi tasarım onay yük, moment ve katsayı değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015)

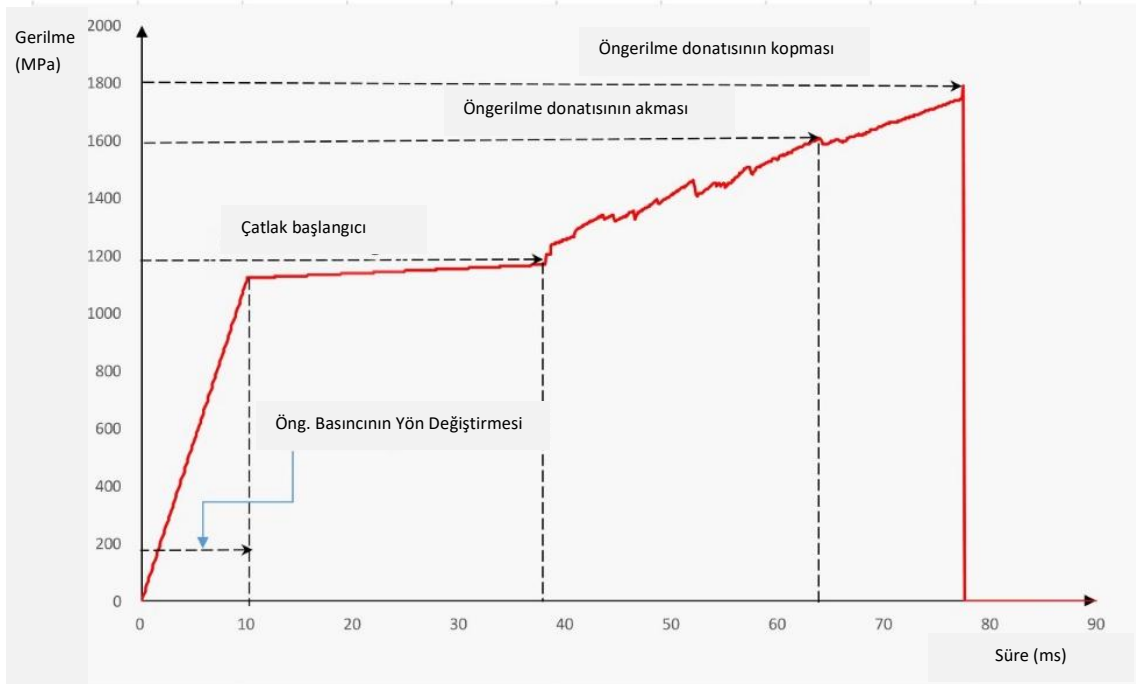
	B58	B70
Fr_r	124 kN	150 kN
$Fr_{0,05}$	223 kN	270 kN
Fr_b	310 kN	375 kN
M_{dr}	15,5 kNm	18,75 kNm
k_{1s}	1,8	1,8
k_{2s}	2,5	2,5

Traversler üzerinde yapılan deneylerde, öngörülen traverslerde çatlakların çekmeye maruz kalmış gibi dikey olarak başlayıp çatallandığı, daha sonra meydana gelen kesme çatlakları ile nihai dayanıma ulaştığı belirtilmektedir (Farnam ve Rezaie, 2017). Ray mesnedinde statik yükleme deneyinde başlangıçta eğilme çatlakları oluşsa da, önemli düzeye erişen ve traversin kırılmasına neden olan çatlaklar kesme çatlaklarıdır (Remennikov ve Kaewunruen, 2007).

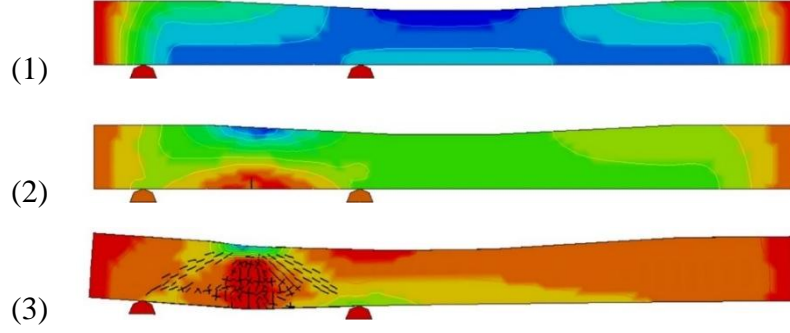
Travers üzerine statik yükleme esnasında traversde çatlak başlangıcı ve donatıdaki gerilme durumu Şekil 2.43 ve Şekil 2.44'te, traversteki gerilme dağılımı Şekil 2.45'te verilmiştir:



Şekil 2.43. Travers üzerine statik yükleme esnasında traversde çatlak başlangıcı ve donatıdaki gerilme durumu (You ve ark., 2019)

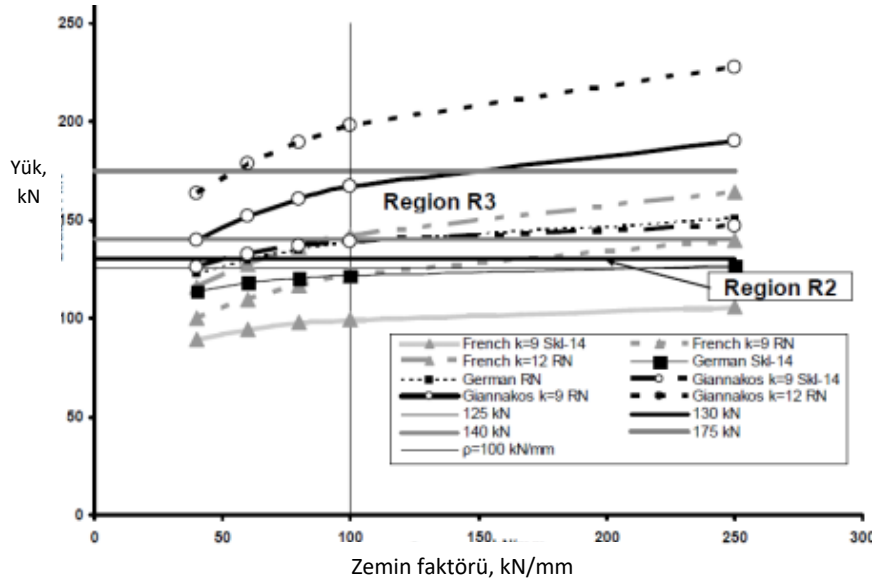


Şekil 2.44. Travers üzerine statik yükleme esnasında donatıdaki gerilme durumu (You ve ark., 2019)



Şekil 2.45. Traverse öngerilme uygulandıktan sonra (1), statik yük uygulandıktan ve çatlak meydana geldikten hemen sonra (2) ve statik yük uygulandıktan sonra kırılmadan hemen önceki (3) gerilme dağılımı (You ve ark., 2019)

Yunanistan’da 1972’den 2000 yılına kadar yalnız Fransız teknolojisi U2, U3 ve U31 tipi öngerilmemiş ikiz-blok betonarme traversler kullanılmıştır. Aynı dönemde bu traversler Fransa’da da kullanılmaktaydı. Fransız demiryollarında kullanılırken 200 km/sa hızla 50.000 ton/gün kapasite ile işletilmekteydi. Fransız standartlarına göre; U3 tipi traversler 125-130 kN servis yükü, 140-175 kN dizayn yükü ve 175-200 kN kırılma yükü doğrultusunda üretilmektedir. Çeşitli çalışmalara göre ikiz traverslere etkiyen yükler Şekil 2.46’da verilmiştir (Giannakos, 2008):



Şekil 2.46. Çeşitli çalışmalara göre ikiz traverslere etkiyen yükler (bağlantı malzemesi tipi ve zemin etkisi) (40 kN/mm en kötü zemin şartları, 100 kN/mm donmuş balast, 250 kN/mm tünel veya köprü zemini gibi balast yüksekliği düşük rijit altyapı) (Giannakos, 2008)

R1 kategorisi (çatlak başlangıcından önceki safha): Üst sınırı ilk çatlak tespit edilen yüküdür. Bu aşamanın pek bir önemi yoktur, betonun çekme dayanımına bağlı olarak büyük değişkenlikler göstermektedir. Bu aşamada donatı herhangi bir yük taşımamaktadır. Traversin dayanımı bu kategorideki yüklerden çok cüzi ölçüde etkilenmektedir. Bu kategori 100 kN'a kadar ulaşabilmekte olup, en kötü zemin şartları altında yürütülmektedir. Bu kategori sınırları içerisinde, statik tren yükleri ile düşük frekanslı dinamik yüklerden müteşekkil normal servis yükleri etkimektedir. R2 kategorisi (çatlak başlangıcından sonraki servis yüklerini kapsayan safha): Kayda değer çatlaklar meydana gelen bu bölgede, çatlaklar yük kalktığıında 0.05 mm'nin altında kalmakta veya görünmez hale gelmektedir. Bu çatlaklar tren seyrüseferini ve ray altındaki mesnetleme emniyetini olumsuz etkilememektedir. Bu kategori U2 ve U3 tipi traverslerde 125-130 kN aralığındadır. Bu kategoride, istisnai dinamik yükler etkilemekte olup, istisnai tabiri kullanılsa da demiryollarında sık meydana gelmektedir. Bu yükler ray ve tekerdeki anormalliklerden kaynaklanmaktadır. R3 kategorisi (kullanılabilirlik limit durumunu/SLS aşan yükler): Bu safhada meydana gelen çatlaklar yük kalktığıında 0.5 mm'nin üzerindedir (ama kırılma gerçekleşmez, donatının korozyondan korunması vb. amaçla çatlak genişliği sınırlandırılmıştır). U2 ve U3 tipi traversler için 140-175 kN aralığındadır. Bu kategoride istisnai ve seyrek meydana gelen yükler görülmektedir. Unutulan bağlantı malzemeleri, ray kırılmaları, rayları arası boşluklar, toleransları geçen teker anormallikleri kaynaklı yükler bu alanda meydana gelir (Giannakos, 2008).

Görüldüğü üzere; önerilmeli traverslerin çatlak oluşmayan 1. dizayn yükü 125-150 kN, 0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan 2. dizayn yükü 225-270 kN düzeyindedir. Önerilmeli traverslerde deneyler *tek ray mesnedine* uygulanmakta olup, her iki ray mesnedinde de tesir eden dinamik yükler altında travers önerilme kuvveti paylaşılacak, traversin nihai kapasitesinde -ileride detaylı olarak sunulduğu üzere- önerilme donatılarının nervürlü olup olmaması, ankraj mekanizması, önerilme kuvveti kayıpları ve ısıl işlem süreci vs. etkili olacaktır. Ayrıca kısmî önerilmeli traversler, çatlak başlangıç yüklerini aşan yüklerde, önerilmesiz sistemlerden daha düşük yorulma dayanımı göstermektedir.

Bunun dışında önerilme kuvvetinin servis ömrü boyunca %25'ten fazla kayba uğrayacağı, darbe kuvvetleri karşısında %15 daha yüksek zafiyete sahip olması,

rezonans zafiyeti vb. dezavantajlar bu aşamada hesaba katılmamıştır. Bahsedilen bu dezavantajlar, kısmen, traverslerin daha yüksek hedeflerle üretilmesi ile giderilmektedir (öngerilme kuvveti buna göre yüksek seçilerek, test sonuçları 200 kN'a yakın çıkmaktadır.) Öngerilmeli traverslerin tek ray mesnedinde 0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan dinamik kapasitesine, diğer ray mesnedinde beton çatlama kapasitesi eklenip, her iki ray mesnedinde paylaştırılırsa yaklaşık 125-150 kN kapasite hesaplanmaktadır.

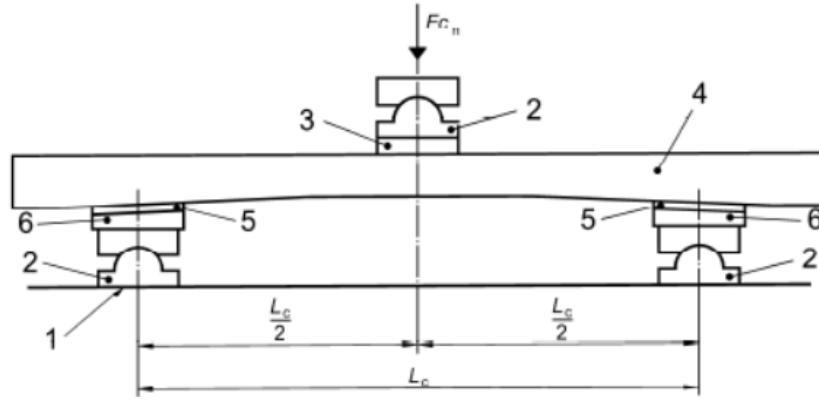
Öngerilmesiz ikiz-blok traverslerin 0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan dizayn yükü ise 125-130 kN düzeyindedir. Görüldüğü üzere her iki travers tipi de 5-10 yıl akabinde yaklaşık aynı statik kapasiteyi sunmaktadır. Ancak gerek B70 tipi ve muadili öngerilmeli traversler, gerekse U31 tipi ve muadili öngerilmesiz traversler, örneğin 225-250 kN ile işletilen demiryolu hatları için “2.4.5. Sınırı durum metodu, saha ölçümleri, laboratuvar simülasyonları” bölümünde sunulan saha ölçümlerinde geçen tek ray mesnedinde 180-240 kN kapasitesinden uzaktır.

Sonuç olarak; öngerilmeli traverslerin avantajları; ilk 5-10 yılda (öngerilme kayıpları az iken) daha yüksek kapasite sunması ve öngerilme kuvvetinin sağladığı ilave kuvvet sayesinde daha az donatı kullanımı ile hammadde maliyetinin düşük olması olarak sayılabilir. Ancak korozyondan korunaklı ve gerek ray mesnedinde gerekse travers merkezinde yeterli kapasiteye ve yorulma dayanımına sahip uzun ömürlü tasarımlara ihtiyaç duyulmaktadır.

Sönümlenme karakteristikleri, yorulma dayanımı, darbe dayanımı, donatı korozyon dayanımı vb. diğer karakteristikler bakımından öngerilmeli ve öngerilmesiz sistemlerin literatürden alınan detaylı karşılaştırılması “2.7. Öngerilmeli beton traverslerin dezavantajları” bölümünde sunulmaktadır.

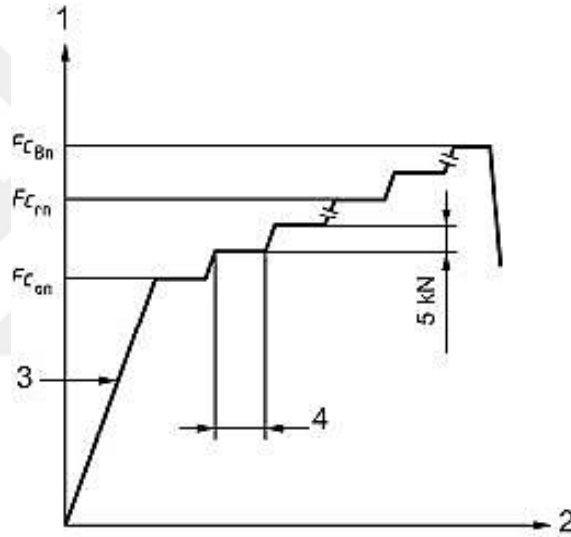
2.5.2. Travers merkezinde statik test

Merkez bölümdeki negatif eğilme momentleri merkeze yakın bölgede bulunan balastın traverse uyguladığı kuvvet neticesinde oluşurlar. (Öngerilmeli monoblok traverslere uygulanan) bu test Şekil 2.47'deki test düzeneğine göre yapılmakta olup iki mesnet noktası arasındaki L_c mesafesi 1.5 m olarak belirlenmiştir (Çelik ve Öztürk, 2015):



1-Rijit Zemin, 2-Destek, 3-Elastik Ped, 4-Travers, 5-Standart Ray Pedi, 6-Konik Conta

Şekil 2.47. Travers merkezinde statik test düzeneği (Çelik ve Öztürk, 2015)



1-Yük 2-Zaman 3-120 kN/dakika maksimum 4-10 saniyeden maksimum 5 dakikaya kadar

Şekil 2.48. Travers merkezinde statik test prosedürü (Çelik ve Öztürk, 2015; Koh ve ark., 2015)

(Şekil 2.48’de verilen) test için verilen başlangıç yükünün ($F_{c_{on}}$) test sonunda saptanan yükten (F_{c_m}) küçük olması gerekmektedir. Ayrıca F_{c_m} yükü saptandıktan sonra travers kırılıncaya kadar teste devam edilecek 0.05 mm kalınlığındaki kalıcı çatlakın oluştuğu $F_{c_{0.05}}$ yükü belirlenmelidir. Ardından travers kırılıncaya kadar devam edilerek, traversin kırıldığı andaki $F_{c_{bn}}$ yükü bulunur. Çizelge 2.10’da TCDD tarafından belirlenmiş olan yükler bulunmaktadır (Çelik ve Öztürk, 2015):

Çizelge 2.10. Travers merkezinde statik yük değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015)

	B58	B70
F_{c_m}	38,6 kN	35 kN
$F_{c_{0,05}}$	69,5 kN	65 kN
$F_{c_{bn}}$	96,5 kN	90 kN
M_{dcn}	13,5 kNm	12.25 kNm

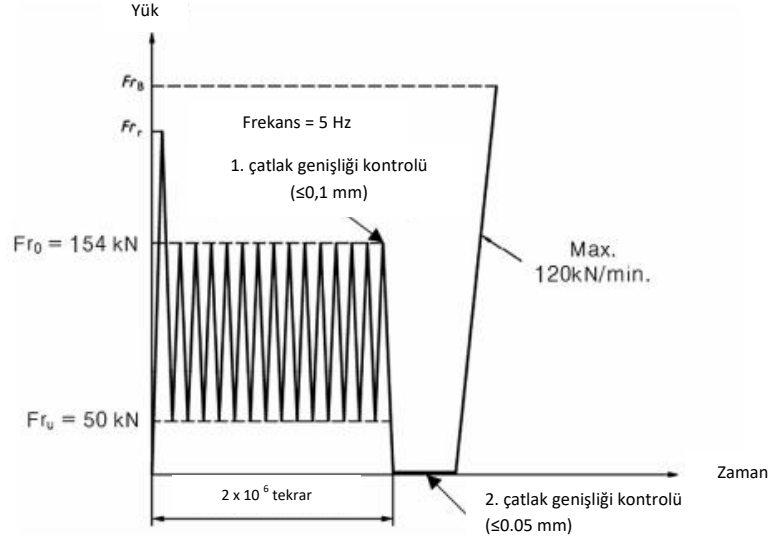
Travers merkezindeki bu testte mesnet açıklığı fazla olduğundan nerdeyse tamamen eğilme etkisi görüldüğünden ve travers kesit alanı daha küçük olduğundan, travers merkezindeki test sonucu yaklaşık üçte iki daha düşük çıkmaktadır. Deney sonunda kırılmaya neden olan çatlaklar da, ray mesnedindeki eğimli kesme çatlakları yerine genelde dikey eğilme çatlaklarıdır. Bu konuda “4. Bulgular” bölümünde detaylı bilgi sunulmuştur.

2.5.3. Yorulma testi

(Şekil 2.49’da örneği verildiği üzere;) TS EN 13230’a göre; öncelikle travers ilk yükleme kuvveti F_{ru} ile yüklenmeye başlar ve traverste ilk çatlağın görüldüğü F_{r_1} yüküne kadar yüklenir. Ardından travers F_{ru} ve F_{r_0} yükleri ile 2-5 Hz aralığında 2 milyon çevrime tabi tutularak yük kaldırıldığında çatlağın 0.05 mm’den küçük olması istenir. Travers tekrardan 120 kN/dakika ile yüklenmeye devam eder ve travers kırıldığındaki yükleme kuvveti F_{r_b} bulunur. B58 ve B70 tipi monoblok beton traverslere ait yükleme değerleri Çizelge 2.11’de verilmiştir (Çelik ve Öztürk, 2015):

Çizelge 2.11. B58 ve B70 tipi traverslerde istenen yorulma testi değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015)

	B58	B70
F_{ru}	50 kN	50 kN
F_{r_1}	194 kN	240 kN
F_{r_0}	124 kN	150 kN
F_{r_b}	272,8 kN	330 kN
M_{dr}	15,5 kNm	18,75 kNm



Şekil 2.49. Ray mesnedinde yorulma testi prosedürü örneği (Koh ve ark., 2015)

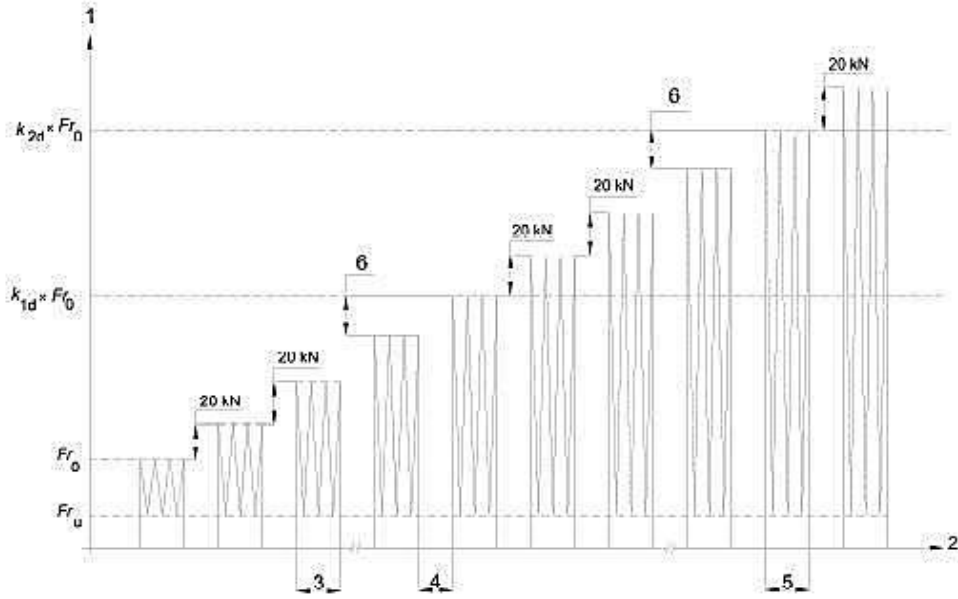
Daha önce 2.5.1 bölümünde kabaca hesaplandığı üzere, öngörilmeli traverslerin dizayn yükünün, tek ray mesnedinde 0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan dinamik yük değerine, diğer ray mesnedindeki beton kesitinin (öngörülmesiz) çatlama yükü ilave edilerek, her iki ray mesnedinde paylaşılmasını suretiyle, 125-150 kN düzeylerinde olduğu belirtilmişti. Yorulma deneylerinde uygulanan yük aralığı da (B58 tipi için 50-124 kN), bu hesabın doğruluğu yönünde işaret etmektedir.

2.5.4. Dinamik test

Darbeli yüklerin demiryolundaki durumunu benzeştirmek için beton traverse düzenli darbelerle ve artarak yükleme uygulanan bir test biçimidir ve ray oturma alanına uygulanır. Bu testte traverse uygulanan yük F_{ru} başlangıç yükünden başlanarak kademeli olarak arttırılır ve her bir yük kademesi için 5.000 yük çevrimi uygulanır (Şekil 2.50). Bu deney ile ilk çatlak görüldüğü andaki yük (F_{r}), ray yatağında yüksüz halde 0.05 kalıcı çatlak oluşturan yük, traversin kırıldığı andaki uygulanan yük (F_{rb}) ve yük kaldırıldıktan sonra ray yatağı altında 0.5 mm genişliğinde kalıcı çatlak bırakan azami test yükü kN cinsinden belirlenir (Çelik ve Öztürk, 2015). B58 ve B70 tipi beton traverslere ait dinamik test değerleri Çizelge 2.11'de verilmiştir

Çizelge 2.12. Dinamik test değerleri (Çelik ve Öztürk, 2015)

	B58	B70
Fr_u	50 kN	50 kN
$Fr_{0,05}$	186 kN	225 kN
$Fr_b, Fr_{0,5}$	225 kN	330 kN
M_{dr}	15,5 kNm	18,75 kNm
k_{1d}	1,5	1,5
k_{2d}	2,2	2,2



1-Yük, 2-Zaman, 3-5 000 adet yüklenme, 4-Maksimum 5 dakika inceleme, 5-Frekans (2 Hz ve 5Hz arasında),
6- $k_{1d} \times Fr_0$ ve $k_{2d} \times Fr_0$ 'dan küçük olduğu yüklenme

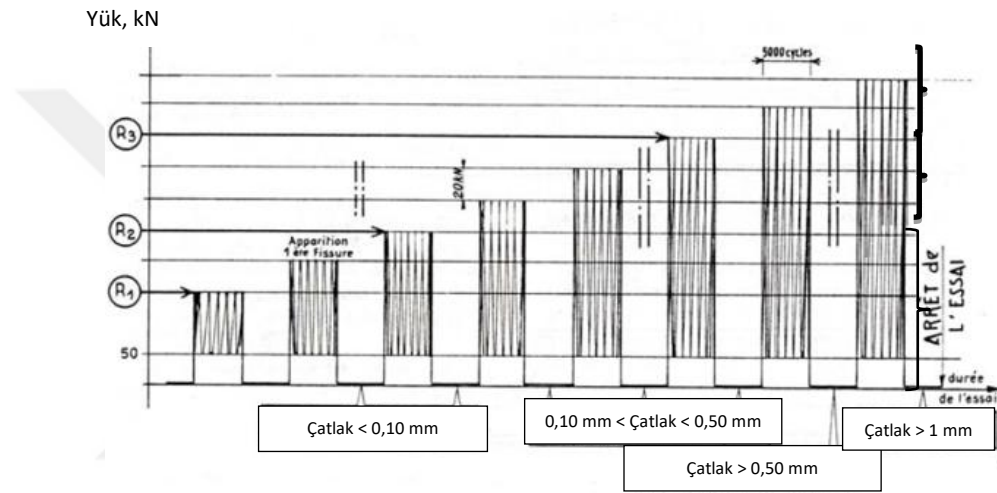
Şekil 2.50. Dinamik test prosedürü (Çelik ve Öztürk, 2015)

Fransız demiryolu standartlarına göre (Norme Francaise, 1989-SNCF, 1980) (öngerilmemiş ikiz-blok beton traverslerde (biblock traversé)) en olumsuz zemin şartları uygulanan (ve şekil 2.51'de örneği sunulan) dinamik testlerde şu aşamalar gözlenmektedir:

1. Çatlak oluşması öncesi aşama (R1): Düşük önem arz eden bu aşamada donatılar herhangi bir yük üstlenmemiştir. Traversin mukavemeti bu düzeydeki yüklerde çok cüzi miktarda etkilenmektedir. 100 kN'a varan bu aşamada travers üzerine etkiyecek normal işletme yükleri ve düşük frekanslı dinamik yükler temsil edilmektedir.
2. Çatlama sonrası servis yükleri aşaması (R2): Traverste kayda değer çatlaklar meydana gelir ancak yük kalkınca çatlaklar kapanır (< 0.10 mm). Oluşan bu

çatlaklar demiryolu işletimini olumsuz etkilemez. Bu yük, (ray-teker olumsuzlukları, mesnet boşlukları vs.den kaynaklanan) istisnai dinamik yükleri temsil etmekte olup, demiryolunda sıklıkla görülmez (ancak saha ölçümlerinde sık görüldüğü tespit edilmiştir).

3. Servis yükünü aşan çatlak aşaması (R3): Traverste meydana gelen çatlaklar, yük kalktıktan sonra 0.10 mm ile 0.50 mm arasında olup, 175 kN'a varmaktadır. Bu yükler bağlantı malzemelerinin unutulması, ray kırılmaları, raylar arası boşluklar ve taşıt tekelerindeki standartların üzerindeki ondülasyonları temsil etmektedir (Giannakos, 2008).



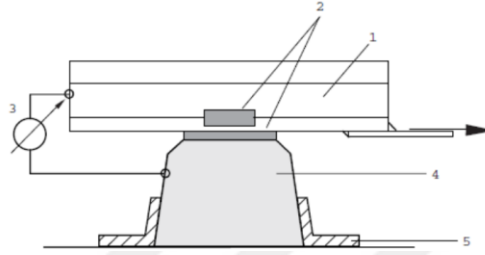
Şekil 2.51. Fransız standartlarına göre traver kabulünde uygulanan örnek dinamik test programı (Giannakos, 2008)

2.5.5. Yukarı çekme deneyi

Yukarı çekme testinde traverin bağlantı noktalarının dayanımı TS EN 13481-2 standardına göre test edilir. Bu testte üç adet traverin dübel bölgesine dikey kaldırma yükü uygulanarak belirlenen yük altında traverin en az üç dakika boyunca asılı kalması sağlanır. Vida-dübel uyumunun ve sağlamlığının test edildiği bu testin sonunda beton traver yüzeyinde herhangi bir çatlak bulunmaması gerekmektedir. TCDD'ye ait şartnamelerde bu dikey kaldırma yükü 60 kN olarak belirlenmiştir (Çelik ve Öztürk, 2015).

2.5.6. Boyuna direnç testi

Bu test TS EN 13146-1 standardına uygun olarak yapıp rayların bağlantı malzemeleri ile boylamasına tahdidinin ulaştığı değerin bulunması için yapılmaktadır. TCDD şartnamelerinde bu testin sonucunda erişilen en büyük boyuna direncin 9 kN'dan büyük olması istenmektedir. Bu deneye ait test düzeneği Şekil 2.52'de verilmiştir (Çelik ve Öztürk, 2015):

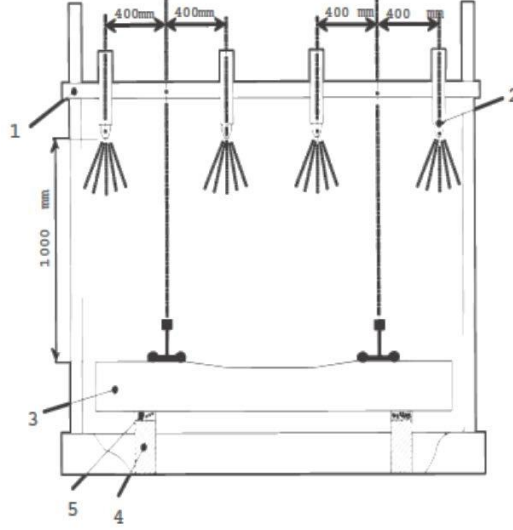


1-Ray, 2-Bağlantı Malzemesi, 3-Yük-yer değiştirme ölçme ekipmanı, 4-Travers ya da yarı-travers, 5-Rijit tutucu ekipmanlar

Şekil 2.52. Boyunda direnç testi düzeneği (Çelik ve Öztürk, 2015)

2.5.7. Elektriksel direnç testi

Traverslerin üzerinde bulunan bağlantı malzemeleri ile birlikte yeterli elektrik direncine sahip olmaları gerekmektedir. Bu sebeple traversler üzerlerinde bulunan bağlantı malzemeleri ile birlikte TS EN 13146-5 standardına uygun olarak imal edilmiş olmalıdır. Bu testte, üzerlerine uygun raylar ve bağlantı malzemeleri monte edilmiş tüm traversler dört adet püskürtme ucunun her birinden iki dakika boyunca kontrollü bir hızda püskürtülen suyun altına sokulurlar ve rayın iki kısa kenarı arasındaki (yaklaşık 0.5 m) elektrik direnci ölçülür. Uygulanan test düzeneği Şekil 2.53'te verilmiştir (Çelik ve Öztürk, 2015). EN 13230-1:2002'e göre beton traversin ıslak durumdaki 10 dk. sonra elektrik direnç testi sonucu 5 kohm'dan az olmalıdır. Bu değer minimum 3 kohm/km balast direncine tekabül eder (Öztürk ve Arlı, 2009).

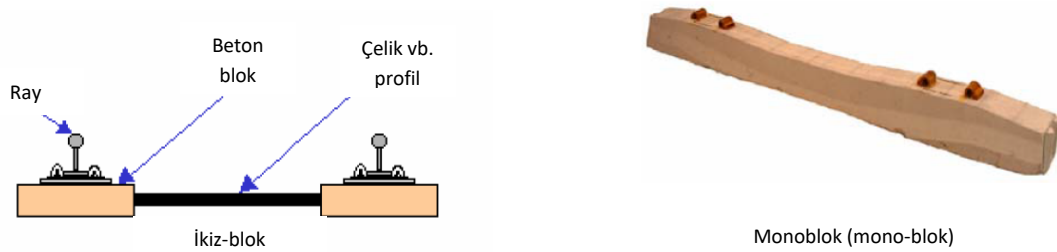


1-Sprey Çatı, 2-Sprey ekipmanları, 3-Travers, 4-Ahşap tutucular, 5-Plastik ped

Şekil 2.53. Elektriksel direnç test düzeneği (Çelik ve Öztürk, 2015)

2.6. Dünyanın Çeşitli Ülkelerinde Geliştirilen Bazı Travers Tipleri

Günümüzde önerilmeli betonarme traversler, en çok kullanılan, popüler ve birçok ülkede üretilebilen bir travers tipidir (Taherinezhad, 2017). Şekil 2.54'te örnekleri verildiği üzere; bugün itibariyle piyasada iki çeşit beton travers yaygındır: İkiz-blok ve Mono-blok traversler. İkiz-blok traversler Fransa'da geliştirilmiş ve Avrupa, Hindistan, Brezilya ve Meksika'da kullanılmaktadır. Mono-blok traversler ilk olarak İngiltere'de kullanılmış, daha sonra Avustralya, Kanada, Çin, Japonya, Amerika tarafından kullanılmıştır (Remennikov ve Kaewunruen, 2005).



Şekil 2.54. Betonarme travers çeşitleri (Remennikov ve Kaewunruen, 2005)

Ülkemizde betonarme demiryolu traversi olarak, TCDD'ye ait konvansiyonel ve hızlı tren hatlarında monoblok betonarme traversler kullanılmaktadır. Bunun yanı sıra metro,

tramvay ve hafif raylı sistemlerde ikiz blok traversler de kullanılmaktadır. Demiryolunun ihtiyacına göre beton traverslerin boyutları ve beton karışımı kolaylıkla değiştirilebilmektedir. Bu sebeple dünya üzerinde pek çok tipte ve şekilde betonarme travers bulunmaktadır (Çelik ve Öztürk, 2015).

Tüm üretim sistemleri farklı düzeyde otomasyon sistemleriyle kurulabilir ve buna göre işçilik ihtiyaçları değişir. Öngerilmeli travers üretiminde iki şekilde üretim yapılmaktadır; ön-germe ve ard-germe. Ön-germe sistemiyle üretimde, öngerilme donatıları önce kalıba bağlanmakta, beton (ısıl kür ile) ihtiyaç duyulan dayanıma ulaştıktan sonra kalıptan sökülerek kuvvet ankraj plakaları vasıtasıyla travers betonuna aktarılmaktadır. Ön-germeli üretim sistemi 3 kategoriye ayrılmaktadır:

- Uzun-hat (long line) sistemi, genellikle 20-80 travers uzunluğundadır.
- Kısa-hat (short-line) sistemi, 2-8 travers uzunluğundadır.
- Tekil kalıp sistemleri (2-4 kalıp birlikte yerleştirilebilir) (Anonim-1, 2016).

Ard-germe sisteminde ise; beton gerekli dayanıma ulaştıktan sonra öngerilme donatıları gerdirilerek yine ankraj plakaları vasıtasıyla kuvvet traverse yüklenmektedir. Bu üretim şeklinde kalıptan ani-sökme veya geç-sökme şeklinde iki tip üretim şekli bulunmakta olup, genellikle ani-sökme tekniği uygulanmaktadır. (2-4) kalıp birlikte vibrasyon işlemine tabi tutulmaktadır. Beton yerleştirilirken bırakılan boşluklara daha sonradan öngerilme donatıları konarak gerilme uygulanmakta ve çimento şerbeti enjeksiyonuyla (ve sıva işlemiyle) kalan boşluklar doldurulmaktadır. İşlem 24 saat sürmektedir (Anonim-1, 2016).

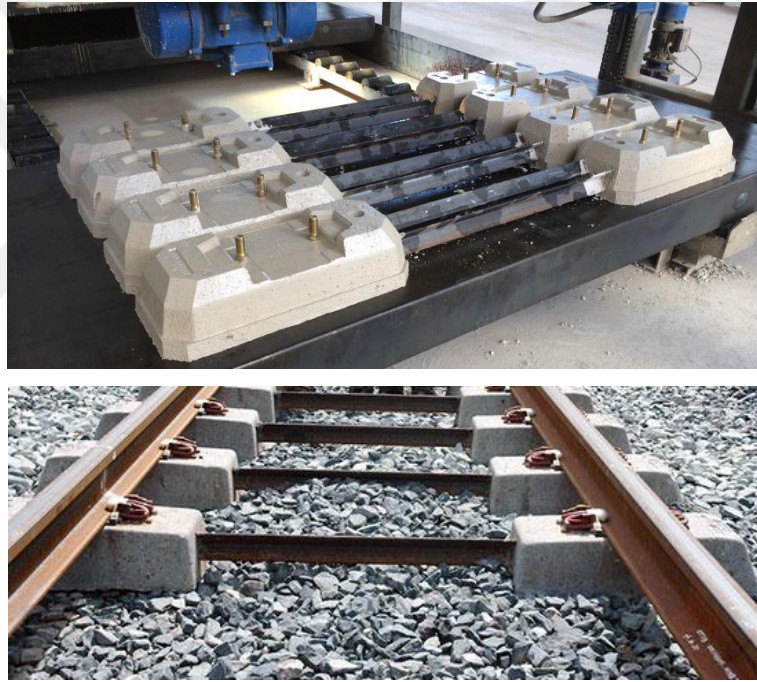
Son yıllarda geç-sökme sistemiyle üretim şekli gelişerek karosel metodu uygulanmaya başlamış olup, ancak kalıptan sökme için betonun sertleşmesi gerekmektedir. Bundaki ana amaç travers geometrisinin korunması ve yüzey kalitesinin artırılmasıdır. İtalya'da geliştirilen yeni bir teknoloji ise ankrajsız olarak gerilme donatılarının koruyucu kılıf içerisinde betona yerleştirilerek enjeksiyon işlemine ihtiyaç duyulmamasıdır (Anonim-1, 2016).

Öngerilmemiş betonarme traversler ise ikiz-blok (ani-sökme ve geç-sökme) veya monoblok (mono-blok) teknikleri ile üretilmektedir. Bu traverslerin üretiminde genellikle çok kuru kıvamda beton kullanılmakta ve içinde donatı, çelik ara bağlantı çubuğu ve diğer bileşenler bulunan sabit kalıp kullanılmakta, vibrasyonla yerleştirme

işleminde hemen sonra kalıptan ani-sökme ile çıkarılan traversler ısı küre tabii tutulmaktadır. Beton gerekli dayanıma ulaştıktan sonra test, ambalajlama ve istif sahasına sevk edilmektedir (Anonim-1, 2016).

2.6.1. (Öngermesiz) ikiz-blok traversler (twin-block / bi-block sleepers)

Traverse gelen yük dağılımında orta kısımdaki gerilimler oldukça düşük olduğu için bu kısımda daha az malzeme kullanılır (Şekil 2.55). Sonuç olarak ikiz traverslerde ortadaki betonun yerini ekartmanın korunmasını sağlayan Y veya L şeklinde profil almıştır, öngermeli traverslerde ise orta kısmın kesiti azaltılmıştır (Öztürk ve Arlı, 2009).



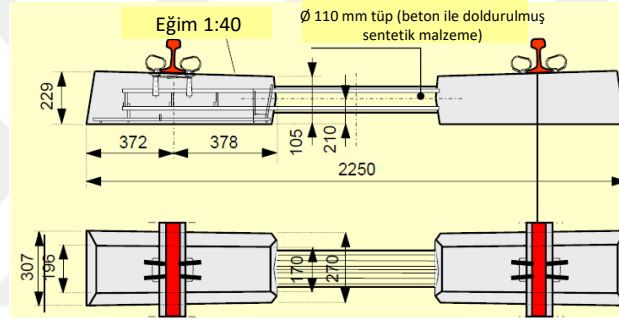
Şekil 2.55. Üstte: TW120 tipi ikiz beton travers (Çelik ve Öztürk, 2015), Altta: Demiryoluna döşenen ikiz-blok betonarme travers (Anonim-c, 2019)

İkiz bloklu betonarme traversler balastlı hatlarda kullanıldığı gibi beton yapı içerisine yerleştirilerek balastsız hatlarda da kullanılmaktadır. Özellikle Fransa, Belçika, İspanya, Portekiz, Yunanistan, Meksika, Brezilya, Cezayir, Hindistan ve Tunus'ta kullanılmaktadır (Çelik ve Öztürk, 2015). İkiz blok traversler çoğunlukla Fransa'da ve özellikle 25 ton (245 kN) aks yüküyle ve 200 km/saat hız sınırıyla işletilen standart hatlarda ve 17 ton (167 kN) dingil yükü ve 300 km/sa hız sınırıyla işletilen şehirlerarası

hızlı tren hatlarında (TGV) kullanılmaktadır (Anonim-1, 2016). Balastlı hatlarda kullanılan bazı ikiz blok travers özellikleri Çizelge 2.13'te verilmiştir:

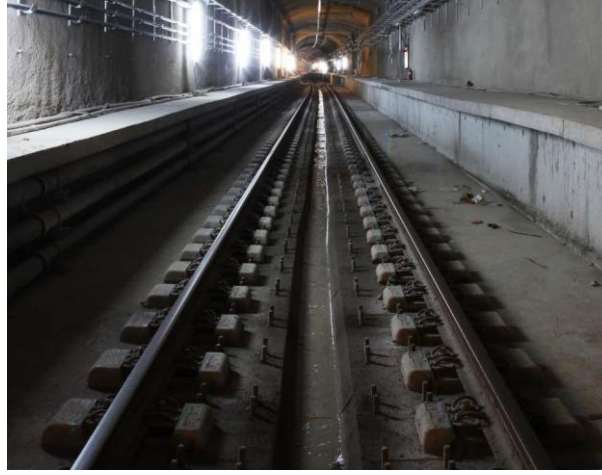
Çizelge 2.13. İkiz beton traverslerin özellikleri (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015)

	U41	U31	U20	VSP
Toplam boy (mm)	2.415	2.252	2.240	2.240
Beton blok boyu	840	680	680	680
Genişlik (mm)	290	290	290	290
Yükseklik (mm)	220	229	170	170
Ağırlık (kg)	230	200	170	160
Maksimum hız (km/sa)	300	200	140	50
Trafik Yüğü (ton/gün)	>45.000	<45.000	<20.000	<10.000
Aks yüğü (ton)	32	22,5	22,5	22,5



Şekil 2.56. UIC 54 tipi ikiz-blok betonarme travers (Esveld, 2014)

Ülkemizde balastlı hatlarda ikiz blok kullanılması uygulaması henüz yaygınlaşmamış olsa da balastsız hatlarda ikiz blok beton travers kullanıma dair örnekler mevcuttur. Şekil 2.57'de görüldüğü üzere; Marmaray (İstanbul) projesinde Sonneville Tipi LVT (Low Vibration Track) bloklar kullanılmıştır (Çelik ve Öztürk, 2015)



Şekil 2.57. Marmaray Projesi’ndeki LVT ikiz blok traversler (Çelik ve Öztürk, 2015)

İkiz blok traversler fazla ağırlıkları (ve orta kısımdaki boşluk) ile yüksek yanıl direnç gösterebilmekte ve böylelikle yüksek hızlara müsaade edebilmektedirler (Çizelge 2.14). Ayrıca servis ömürleri uzundur ve ahşap traverslere göre daha ucuzdurlar (Öztürk ve Arlı, 2009).

Çizelge 2.14. Travers tipinin yanıl dirence etkisi (Öztürk ve Arlı, 2009)

Hat durumu	Ahşap Travers	Beton Travers			Demir Travers
		İkiz Blok	B70 Monoblok	B58 monoblok	
Tam stabil hat	4.800 N	10.000 N	9.000 N	7.200 N	5.600 N
Bakım sonrası hat	2.850 N	4.500 N	5.100 N	4.400 N	3.600 N

2.6.2. (Öngerilmeli) monoblok travers (mono-block)

Monoblok traversler, kiriş şekli ve yaklaşık olarak ahşap travers boyutları esas alınarak üretilir. İkiz-blok traverslerle kıyaslanınca daha yüksek ve daha yoğun yüklere dayanabileceği hesaplanmaktadır (Esveld, 2014). Bugün artık dünya demiryollarında en çok kullanılan betonarme travers tipi tek bir parçadan oluşan “monoblok” traverslerdir. Bu traversler ağırlıklarından dolayı yolun stabilitesine uygun olduğundan ve ekartmanı çok iyi koruduğundan ağır tonajlı ve hızlı, balastlı demir yolu işletmeciliklerinde iyi sonuç vermektedir (Anonim, 2013).

Ülkemiz demiryollarında kullanılan travers oranında beton traverslerin oranı oldukça yüksektir ve gittikçe de artmaktadır. Ülkemizde TCDD tarafından kullanılan betonarme travers tipleri B55, B58 ve B70 olmak üzere üç çeşit (olup, monoblok tiptedir.) B55 tipi beton traversin kullanımı ülkemizde terk edilmekle birlikte düşük aks yüklerine ve düşük işletme sıklığına (ve hız limitine) sahip (49 kg/m (481 N/m)'lik ray kullanılan) hatlarda B58 tipi beton travers kullanılmaktadır. Yeni yapılmakta olan 22.5 ton (221 kN) ve üzeri aks yüküne sahip olan (yükü daha çok traverse yayan 60 kg/m (588 N/m)'lik ray kullanılan) konvansiyonel hatlarda ve hızlı tren hatlarında (uzunluğu ve taban alanı daha yüksek) B70 tipi (ve son yıllarda B07 tipi) beton traversler kullanılmaktadır (Berksoy, 1994; Çelik ve Öztürk, 2015). Ankara – Konya Hızlı Tren Hattı'nda kullanılmış olan B70 tipi (monoblok) betonarme traverslerin fotoğrafı Şekil 2.58'de verilmiştir (Çelik ve Öztürk, 2015):



Şekil 2.58. Monoblok traversli hat (Ankara-Konya hızlı treni) (Çelik ve Öztürk, 2015)

Alman kökenli traverslerin tanımlamalarında kullanılan rakam, traversin kullanıma sunulduğu seneyi, “B” harfi ise beton ile üretildiğini belirtmektedir. Ortaya çıkan B55, B58, B70, B90 ve B07 türü traversler, travers boyunca değişken olan yapısal kesitlerin döngüsel atalet (moment of inertia) değerlerinin, gerektiği yerde gerektiği kadar oluşturulması ilkesi bağlamında, artan tekerlek kuvvetleri ve tren hızlarına bağlı olarak geliştirilmişlerdir (Bezgin, 2018-a).

Monoblok beton traverslerin tasarımda tanıdığı özgürlük sebebiyle, monoblok traverslerin tasarımı ülkeden ülkeye farklılık göstermektedir. Çizelge 2.15'te bazı

ülkelerde kullanılan monoblok betonarme traverslerin geometrik özellikleri verilmiştir (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015):

Çizelge 2.15. Monoblok traverslerin geometrik özellikleri (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015)

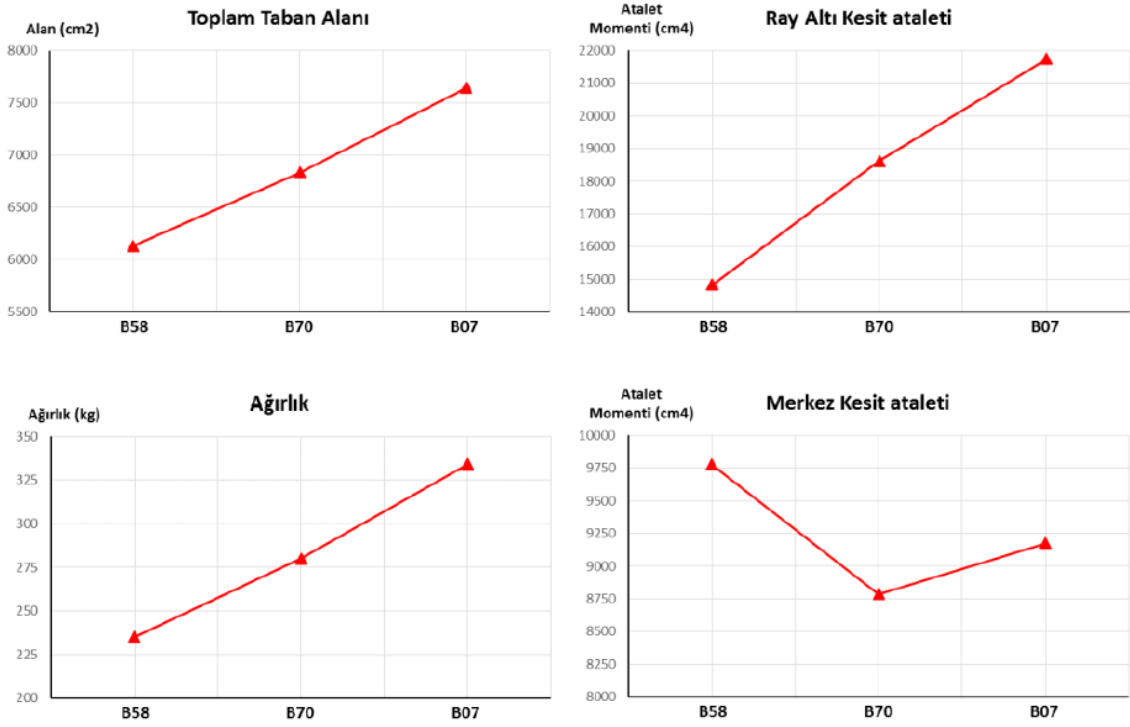
Ülke	Ekartman	Travers boyu	Travers Başı			Travers ortası		
			Yükseklik	Alt genişlik	Üst genişlik	Yükseklik	Alt genişlik	Üst genişlik
Avustralya	1.435	2500	212	250	200	165	250	200
Kanada	1.435	2542	203	264	216	159	264	226
Çin	1.435	2500	203	280	170	165	250	161
Almanya	1.435	2600	214	300	170	175	220	150
Hindistan	1.673	2750	210	250	-	180	220	-
İtalya	1.435	2300	172	284	222	150	240	190
Japonya	1.435	2400	220	310	190	195	236	180
Rusya	1.520	2700	193	274	177	135	245	182
Güney Afrika	1.065	2057	221	245	140	197	203	140
İsveç	1.435	2500	220	294	164	185	230	150
İngiltere	1.432	2515	203	264	216	165	264	230
Amerika	1.435	2591	241	279	241	178	279	250

Travers dizaynında kritik parametre maksimum mukavemet momenti M_{cr} 'nin traverse gelen maksimum momente M_{max} oranıdır (λ). Çizelge 2.16'da monoblok traverslerin mekanik özellikleri verilmiştir (Öztürk ve Arlı, 2009).

Çizelge 2.16. Öngerdirmeli monoblok traverslerin mekanik özellikleri (Öztürk ve Arlı, 2009)

Ülke	Trav. aralığı (mm)	Ray tipi	Mak. tren hızı (km/sa)	Min. karp yarıçapı (m)	Mak. Dingil Yüğü (kN)	Lexc boyu (m)	Mak. moment Mmax. (kN.m)	İzin verilen gerilme (N/mm ²)	Mak. Muk. Momenti M _{cr} (kN.m)	Katsayı $\lambda = M_{cr}/M_{max}$
Almanya	600-650	S54-UIC 60	250	100	217	0.58	15.7	2.94	18.0	1.2
Çin	550	50 kg/m	120	350	240	0.53	15.9	2.55	13.1	0.8
Japonya	590	50,4-60,8 kg/m	210	1200	161	0.48	9.4	-	17.0	1.8
Rusya	500-643	R50-565-R70	200	350	260	0.59	19.1	1.96	13.2	0.7
İngiltere	650-700	BS113 A	200	400	240	0.54	16.2	4.41	24.5	1.5
Amerika	610	65.69 kg/m	200	610	315	0.58	22.9	4.90	41.6	1.8

Artan hızların ve aks yüklerinin bir başka sonucu olarak hattın maruz kaldığı yanal kuvvetler de artmıştır. Bu nedenle daha yanal stabiliteyi arttıracak, travers orta bölgesinde daralan, özel bir geometri ortaya çıkmıştır. Şekil 2.59’da B58, B70 ve B07 traversleri arasında geometrik kıyaslamalar görülmektedir. Artan yük ve hızlar karşısında yeterli güvenliği sağlayabilmek amacıyla taban alanı, ray oturma alanı altında kesit ataleti ve travers ağırlığı ciddi oranda arttırılmıştır (Özcan ve ark., 2018).



Şekil 2.59. B58, B70 ve B07 tipi traverslerin karşılaştırılması (Özcan ve ark., 2018)

Öngermeli betonarme traversde en kritik kesitler ray oturma alanı ve travers merkezi olduğundan, DB 918-143 yönetmeliğinde bu iki kesit için test momentleri ve test kuvvetleri belirlenmiştir. Tarihsel gelişim sırasıyla B58, B70 ve B07 (B90) traverslerin giderek daha yüksek kapasiteye ulaştığı DB 918-143 yönetmeliğindeki öngörülen ve Çizelge 2.17’de verilen moment kapasitelerinden anlaşılmaktadır (Özcan ve ark., 2018).

Çizelge 2.17. DBS 918-143'te çeşitli traverslerden istenen momentler (Özcan ve ark., 2018)

Schwellenty p	$M_{k,r, \text{pos}}$ [kNm]	$M_{k,c, \text{neg}}$ [kNm]	$M_{t,r, \text{pos}}$ [kNm]	$M_{t,c, \text{neg}}$ [kNm]	k_{1s}	k_{2s}	k_{1d}	k_{2d}	k_3
B 70	16	11	22	15	2,1	3,0	1,8	2,3	3,0
B 70 – 2,4 ¹⁾	12	11	17	15	2,3	3,3	2,0	2,5	3,3
B 90 / B07	16	12	22	17 ²⁾	2,1	3,0	1,8	2,3	3,0
B 93	16	17 ³⁾	22	23	2,1	3,0	1,8	2,3	3,0
B 320 SchO	16	17	22	23	2,1	3,0	1,8	2,3	3,0

2.6.3. Monoblok ve ikiz-blok traverslerin kıyaslanması

Monoblok ve ikiz-blok traverslerin çeşitli avantaj ve dezavantajları karşılaştırmalı olarak çizelge 2.18'de sunulmuştur:

Çizelge 2.18. Monoblok ve ikiz-blok traverslerin karşılaştırılması

Monoblok (monoblok) traversler	İkiz-blok (twin/bi-block) traversler
Monoblok traversler ahşap traversler kadar olmasa da ikiz blok beton traverslere göre yükü daha iyi yaymaktadırlar (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015).	Balast yatağı üzerindeki taşıma sathı iyi tanımlanmıştır (Esveld, 2014).
Öngerilme kuvveti uygulanabilmektedir (Esveld, 2014). Monoblok traversler değişken gerilmeleri daha iyi taşır, çünkü beton traverste (teorik olarak) daima basınç gerilmeleri oluşur, kullanılan donatı miktarı (öngerilme kuvveti sayesinde) daha az olur (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015). (Hammadde bakımından) düşük maliyet sunar (Esveld, 2014). Çatlamalara karşı, (öngerilmesiz sistemlere göre) daha düşük hassasiyet gösterir (Esveld, 2014).	(Öngerilmesiz tasarım sayesinde) daha elastik davranış gösterir, ancak donatının korozyon ve yorulma riski vardır ve (düşük taban alanı nedeniyle) yük dağıtması ve (öngerilmesiz tasarım nedeniyle) uzayabilirliği daha az tatmin edicidir (Li, 2012). (Tez kapsamında taban alanı monobloklar gibi, elastikiyeti ikiz bloklar gibi proses, korozyona karşı da fiber takviyeli polimer donatı kullanılmıştır.)
Monoblok traverslerin yanal dirençleri ikiz blok beton traverslere göre daha düşüktür ama ahşap	İki kat yanal alanı olduğundan balast yatağı içinde yüksek yanal direnç sergiler (Esveld,

Çizelge 2.19 (devamı). Monoblok ve ikiz-blok traverslerin karşılaştırılması

traverslere göre de oldukça yüksektir (Öztürk ve Arlı, 2009; Çelik ve Öztürk, 2015).	2014).
Hat muayene ekipleri için düzgün bir yüzey sağlar (Li, 2012). Kesme ve burulma donatısı, etriye vb. içermemesi (Esveld, 2014) nedeniyle bu yöndeki dayanım zayıflığı. (Bu dezavantaja karşı beton içerisinde de elyaf katkı kullanılabilir.)	Hat ortasında dayanım zayıflar, (Monoblok traverslere göre) daha düşük ağırlığı nedeniyle yerleştirilmesi daha kolaydır (Li, 2012). Ancak bağlantı çubuğuna özel bir dikkat göstermek gerekir (Öztürk ve Arlı, 2009).
Beton traverslerin ahşap traverslere göre dezavantajları: Elastik bağlantı sistemi gerektirir, özel yalıtım aksesuarları gerektirir (Li, 2012). Sinyalizasyonlu ve elektrik çekimli hatlarda ahşap traverslere göre iyi bir yalıtım sağlamak için özel tertibat gerekli olur, ağır oldukları için elastik bağlantı elemanları gerektirir ve elle taşınması zordur (Öztürk ve Arlı, 2009).	

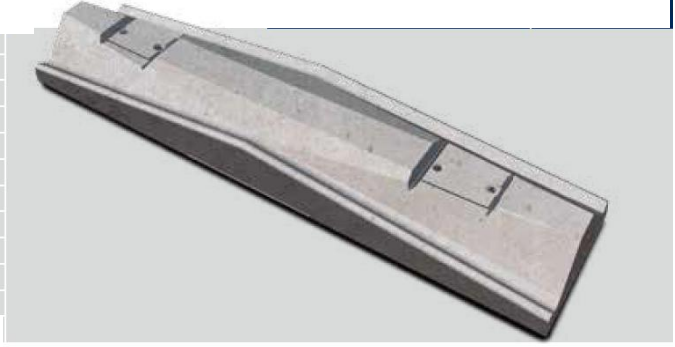
2.6.4. İnovatif tasarım örneklerinden geniş traversler

Bugünlerde Almanya’da “geniş travers” tipi geliştirilmekte olup, boyu 2.40 metre, kalınlığı 57 cm’dir (Şekil 2.60 ve Şekil 2.61). Travers merkezleri arasında 60 cm mesafe bırakılmakta olup, arada kalan 3 cm boşluk kauçuk ile doldurulmaktadır. Geniş travers kullanılması halinde travers ağırlığı iki katına çıkarak 560 kg (5.5 kN)’a ulaşmakta, ancak 22.5 ton.f (221 kN) dingil yükünün etkisiyle geleneksel traverslerin altında oluşan 3.7 kg/m² (0.36 MPa) zemin basıncı, ortalama 2 kg/cm² (0.2 MPa)’a düşmektedir. Yol zemini yağmur ve bitki etkisinden ve çevreye verilen kirlilikten korunur. Geniş traversin kapladığı alan nedeniyle demiryolu hattı artık kesintisiz bir levha gibi olduğundan, buraj işlemi travers başlarında –demiryolu hat levhasının- uç kısımlarında yapılabilecektir (Esveld, 2014).



Şekil 2.60. Geniş traversli demiryolu (Esveld, 2014)

Parametreler:	Değer
İzin verilen aks yükü	25 t
Maksimum hız	160 km/h
Beton sınıfı	C 50/60
Beton kullanımı (hacim)	230 l
Ağırlığı (bağlantı malz. hariç)	560 kg
Uzunluğu	2400 mm
Genişliği	570 mm
Maksimum yüksekliği	233 mm
Ray mesnedindeki yüksekliği	214 mm
Travers merkezindeki yükseklik	225 mm
Taban alanı (toplam)	13670 cm ²
Standart kullanım	Ana-hat demiryolu



Şekil 2.61. Almanya’da geliştirilen BBS-1 tipi geniş travers (160 km/sa) (Anonim-d, 2019)

Balast traverssten gelen yükü altındaki temele yayar. Bu yükleme temas yüzeyleri arasında basınca sebep olur. Bu da balast yatağının bozulmasına yol açar. Balastın bozulması drenaj işlevinde eksikliklere sebep olur ve hat kalitesi (güvenliği) azalır. Geçen yükün miktarına bağlı olarak muntazam bakım gereklidir. Basınç derecesi ve demiryolu hattının bozulması arasında doğru orantı vardır. Balasta uygulanan basıncın azalması daha az bozulmaya neden olacaktır. Yükü daha çok traverse yayan ağır ray profili kullanarak, traversler arası mesafeyi azaltarak, traversleri uzatarak veya genişleterek, yani taşıma yüzeylerini artırarak bozulmaları azaltılabilmektedir. Bu ihtiyaç sebebiyle geniş traversler ve H tipi çerçeve traversler ortaya çıkmıştır. Geniş traverslerde, travers genişliği standart beton traverslere göre yaklaşık olarak 2 katına çıkartılmış ve traversin boyu 20 cm kadar azaltılmıştır. Traversin yüksekliği ve bağlantı malzemesi bölgelerinde bir değişiklik ise yapılmamıştır. Dış taraflarında su olukları vardır ve bu bölümlerden suyun dışarıya doğru akmasını sağlamak için traversin orta bölümü yükseltilmiştir. Bu traverslerin genişliği 570 mm olmakla beraber, 600 mm seçilen travers aralıklarında iki travers arasında sadece 30 mm’lik bir boşluk kalmaktadır. Bu bölüm de dar kurplarda traversin yerleştirilmesine olanak sağlamaktadır. Geniş traversler kullanılması durumunda, travers ağırlığı 560 kg (5.5 kN)’a ulaşır ve 22.5 tonluk (221 kN) aks yükü ile ortalama 2 kg/cm² (0.2 MPa)’lık yüzey basıncı oluşturur. Geleneksel traverslerde bu değer 3.7 kg/cm²(0.36 MPa)’dır. Demiryolu hattı, farklı elemanların oluşturduğu sürekli bir tabaka olarak düşünüldüğünden, buraj sadece traverslerin sonunda veya tabakaların kenarlarında yapılabilir. Buraj işlemi sırasında alet 90° ile dönmüş olmalıdır. İlk denemeler 1996’da Almanya’nın Waghäusel kentinde, 450 m’lik mesafede başlatılmıştır. Uygulama

sonrasında ray geometrisinin, “çok iyi” durumda olduğu belirlenmiştir. Daha sonra, Hamburg / Saar – Bexbach arasında 6 km’lik hat Ekim 1997’de referans yolun yanında yapılmıştır. Bu demiryolu hattında, 18.500–21.000 ton/gün’lük trafik yükü altında, maksimum 135 mm deyer uygulanan 350 m’lik kurpta, maksimum 120 km/h hıza izin verilmiştir. Sürekli yapılan ölçümlerden sonra aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir::

- Yüksek balast stabilitesi sağlanmıştır,
- Yanal etkilere karşı stabilitede %15’lik artış görülmüştür,
- Ses emisyonunda oluşan yaklaşık 2 dB artışı azaltmak için önlem uygulanmıştır,
- Düşük gövde sesi emisyonu sağlanmıştır,
- Uygun deformasyon davranışı görülmüştür (referans hatlara göre %50’den daha az),
- 3.5 yıl boyunca hemen hemen hiç bakım gerektirmediği görülmüştür.

Geniş traverslerin yapım bedelindeki fazla maliyet, orta vadede bakım maliyetlerindeki azalma ile karşılanabilir (Esveld, 2014; Çelik ve Öztürk, 2015).

2.6.5. İnovatif tasarım örneklerinden çift H tipi çerçeve traversler

Yeni geliştirilen bir diğer travers tipi, (Şekil 2.62’de görülen) çerçeve travers (çift-H) olup, geleneksel balastlı demiryolu hattındaki yük dağılımını değiştirmek hedeflenmiştir. Örneğin makas traverslerindeki gibi belirli bir mesafede döşenecek ve traverslerin araları ızgara şeklinde bağlanarak demiryolu hattı boyunca uzanan bir giriş elde edilecektir. Böylece, tren hareket ederken dingil yükü, balast yatağı üzerine sürekli bir çizgi şeklinde dağılacak ve traverslerin altındaki basınç oldukça azalarak gerilim birikmelerinin çoğu ortadan kalkacaktır. Aşağıdaki şekilde görülen çift-H şeklindeki travers Avusturya’da test edilmiş olup, iki traversin köprü tipi bağlantılarla bağlanması şeklinde düşünülebilir. Geniş traversle benzer şekilde, travers taban alanının artırılarak zemin basıncını düşürme prensip edinilmiştir. Traversler 2.4 m uzunluğunda ve 0.95 m genişliğinde (3 adet normal traversten fazla genişlikte) olup, ray bağlantıları ikişer çifttir. Deney sonuçlarına göre zemin basıncında 2/3 oranında düşüş gerçekleşmiştir. Tek traverste 4 adet ray bağlantısı, yatay ekseninde oldukça yüksek bir rijitlik, dizilim stabilitesi ve mevcut standartlara göre yüksek bir burkulma direnci sağlamaktadır. Travers tabanına birleşik imal edilen elastik ped ile balast-travers ara yüzünün etkinliği artırılmıştır. Oldukça yüksek yanal direnç ve çerçeve rijitliği, en iyi düzeyde demiryolu hat eksenini ve çok daha kararlı geometri sürekliliğini sergilemekte, altyapı uygunluk seçeneği artmaktadır (Esveld, 2014).



Şekil 2.62. Çift-H traversli (çerçeve) demiryolu (Esveld, 2014)

Çerçeveli traversler sadece yüksek hızlı hatlara uygun olmayıp aynı zamanda dar kurplar gibi zor hat bölümlerine de uygundur. Yüksek çapraz itme direnci sebebiyle çok dar kurplarda bile kesintisiz kaynaklı hat oluşturmaya çok uygundur. Bu traverslerin Avusturya Semmering’de 176 m yarıçaplı bir hatta kullanılabilmiş olmaları bu bilgiyi doğrulamıştır. Çerçeveli travers sisteminde, eskiden beri kullanılan “çapraz traversli hat”, düşünsel olarak birbirini takip eden ve birbirine bağlı ızgara şeklinde bir taşıyıcıya dönüştürülmüştür. Uzunlamasına taşıyıcı ray aracılığıyla itmeye dayanıklı ama eğilmeye dayanıksız olarak birbirine bağlı parçacıklara ayrılmıştır. Çerçevenin köşelerine yerleştirilmiş olan bağlantı parçaları çok yüksek bir çerçeve katılığı ve çapraz itme direnci sağlamaktadır (Çelik ve Öztürk, 2015).

Traverslerin tasarım metotlarıyla ilgili daha önce sunulan bilgiler doğrultusunda görüldüğü üzere; 2.6.4. ve 2.6.5 maddelerinde belirtilen bu yeni tasarımlarda, traversler üzerine gelen dinamik yüklerin düşürülmesine, travers taban alanının ve kütesinin artırılmasına ve dolayısıyla zemine aktarılan yükün düşürülmesine çalışılmıştır. Bu iyileştirmeler, traverslerin üretim, nakliye ve montaj maliyetleri oldukça yükselmesine rağmen yapılmaktadır. Traverslerin servis ömürlerini kısa sürede bitirmeleri nedeniyle travers, ray, balast, zemin, bağlantı malzemeleri ve hatta demiryolu taşıtları ve yolcular olumsuz etkilenmekte, yeni malzeme üretimi, nakliyesi, eski malzemelerin sökümü, geri dönüşümü, yolun kapalı kalması vb. birçok etken de göz önünde bulundurulduğunda, travers maliyetindeki artışlar, sağlayacağı fayda düşünüldüğünde, küçük bir yüzdede kalmakta, oluşan ilave maliyetin kısa sürede telafi edilebileceği belirtilmektedir. Tez çalışması kapsamında kullanılan karbon-fiber donatıların, öngerilme çeliklerine göre

“bugünkü” fiyat dezavantajı, basit hammadde fiyatı kıyaslaması yerine, yukarıdaki örnekler gibi saha uygulamaları ile bakım maliyetlerini de içine alan detaylı fayda/maliyet analizleri ile değerlendirilmesi gerektiği düşünülmektedir.

2.7. Öngörülmesi Betonarme Traverslerin Dezavantajları

Günümüzde dünyada 3 milyarı aşkın travers kullanımdadır ve bunların 500 milyonu beton traversdir. Günümüzde yeni hatlarda ve poz çalışmalarında en çok kullanılan beton traversdir. Buna karşın aşağıdaki teknik ihtiyaçların ortaya çıkması sebebiyle ahşap traversler hâlâ kullanılmaktadır:

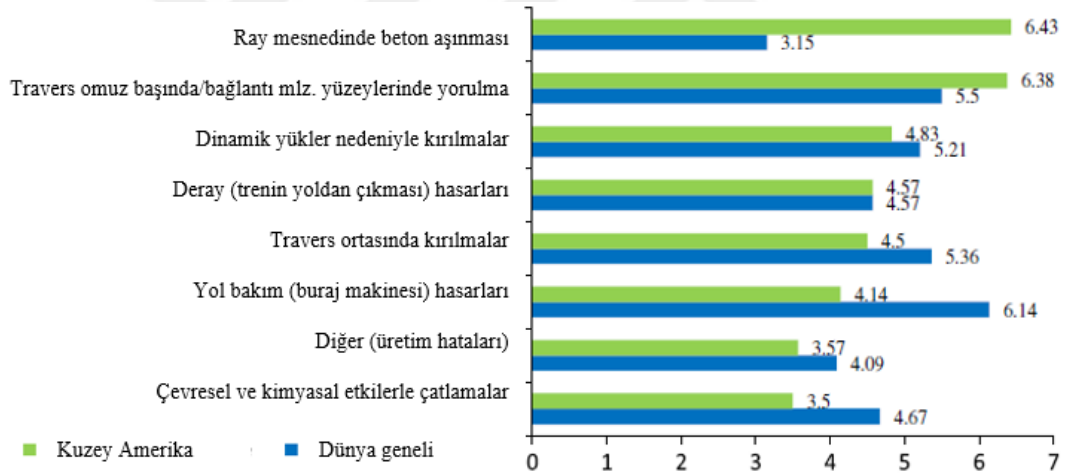
- a) Tünel ve köprü gibi özel travers kullanılmaya ihtiyaç olan özel bölgelerde,
- b) Mekanik olarak uygunluğu sebebiyle, istasyonlarda, tali yollarda ve endüstriyel alanlarda,
- c) Yüksekliği sınırlı olan ve beton travers kullanmanın mümkün olmadığı eski tip tünellerde,
- d) Sıcaklık dalgalanmalarının yüksek olduğu bölgelerde,
- e) Dar kurplarda,
- f) Tamamı ahşap traverslerden oluşan ve tamamının değiştirilmesine gerek olmadığı durumlarda hattın bütünlüğünün korunması için ahşap traversli hat kesimlerinde (Çelik ve Öztürk, 2015).

2008 yılında yapılan bir araştırmada, İsveç’te yaklaşık 500 000 adet traversde gecikmiş etrenjit oluşumu tespit edildiği belirtilmektedir (Şekil 2.63). 1990’lı yıllarda üretilerek Amtrak Kuzey Koridorundaki kullanılan traverslerde alkali-silika tepkimesi kaynaklı boyuna çatlamlar tespit edilmiştir. Alkali-silika reaksiyonu yine Kanada’da kullanılan 350 000 traversin kullanılamaz hale gelmesine neden olmuştur (Bastos, 2016). Avustralya Demiryolu Endüstrisi 1998 yılı bütçesinin yaklaşık %25-35’ini hat bakımı için kullanmış olup, bunun önemli bir kısmını ray ve travers değişimi oluşturmaktadır. 1980’li yıllarda Amerika’da hatta döşendikten birkaç ay sonra traverslerin %50’sinden fazlasının ray mesnedi altında görülen çatlakların sebebi Grassie (1987) çalışmasında araştırılmıştır. Beton traverslerdeki çatlaklar traversin çevre şartlarına dayanıklılığı, servis yüklerine karşı dayanımı ve yük taşıma kapasitesi hakkında önemli endişeler oluşturmaktadır. (Remennikov ve Kaewunruen, 2007).



Şekil 2.63. Öngerilmeli beton traversde gecikmiş etrenjit oluşumu nedeniyle meydana gelen çatlamlar (Ferdous ve Manalo, 2014)

Dyk ve arkadaşları (2004) tarafından Kuzey Amerika’da ve dünya genelinde yapılan araştırmalar neticesinde beton traverslerin bozulma nedenleri istatistikî olarak Şekil 2.64’te verilmiştir:



Şekil 2.64. Traverslerin bozulma nedenleri hakkında Dyk ve arkadaşları tarafından yapılan saha araştırması sonuçları (Ferdous ve Manalo, 2014)

Traversler servis ömürleri süresince farklı gerilme hallerine maruz kaldıklarından, farklı bozulma nedenleri olmaktadır. Traverslerin gerilme maruziyetleri üretim ve kullanım aşamalarına bağlıdır. Traverslerin üretiminde, teknolojik faktörlere bağlı olarak, betonda iç gerilmeler meydana gelmektedir. Öngerilme kuvvetinin betona aktarılması esnasında çeşitli iç gerilmeler meydana gelmekte olup, ankraj zonunun davranışını etkileyen önemli bir husustur. Hasheminezhad (2015) ve Rezaie (2012) tarafından araştırıldığı üzere, öngerilme çeliğini tutan ankraj/nervür lokasyonunda meydana gelen

basınç, traverslerde boyuna çatlaklar meydana getirebilmektedir. (Nitekim Şekil 2.18’de verildiği üzere bu lokasyonda 33 MPa düzeylerinde basınç gerilmeleri meydana geldiğinden, C45/55 dayanım sınıfındaki betonun yorulma sınırı aşılmaktadır.) Öngerilmeli travers üretimi esnasında mikro-çatlakların oluşmasını önlemek imkânsızdır. İç gerilmeler traversin üretim sürecinde önemli bir hasara neden olmamaktadır. Ancak iç gerilmelerin büyümesi, kullanım esnasında meydana gelen çeşitli etkenler etkisiyle hızlanabilecek olup, neticede çatlaklar meydana gelmektedir. Tekrarlı tren yükleri beton traversi sürekli etkilemekte olup, betonun yorulması ve travers rijitliğinin düşmesine neden olabilmektedir. Yağmur, güneş, donma-çözülme, hava sıcaklığı değişkenlikleri ve zemindeki ve havadaki çeşitli kimyasal maddeler beton ve öngerilme çeliklerini olumsuz etkilenmekte olup, travers bozulması çevresel etkilere bağlı olarak hızlanmaktadır. Collepari (1999), Sahu ve Thaulow (2004) ve Pawluk (2014) çalışmalarında traverslerdeki gecikmiş etrenjit oluşumu (DEF), Shayan ve Quick (1992) çalışmasında traverslerdeki alkali agrega reaksiyonu (AAR), Quinhua ve Weiqing (1997) çalışmasında traverslerdeki alkali silika reaksiyonu, Mohammadzadeh ve Vahabi (2011) çalışmasında traverslerdeki donatı korozyonu ve Zi ve ark. (2012) çalışmasında donma-çözülme tepkimeleri araştırılmıştır. Bütün bu etkiler, travers durabilitesini olumsuz etkilemektedir. Owsiak (2007) çalışmasında da traverslerin ısı işlemleri esnasında alkali kaynaklı genleşmeler ve mikro-çatlak oluşumları incelenmiştir. DEF oluşumu, sülfat atağı (ISA) ile daha da hızlanmaktadır. Donatıda zamanla başlayan korozyon esnasında meydana gelen genleşmeler betona ve beton donatı ara yüzüne zarar vermekte olup, korozyon kaynaklı ilave gerilmeler traversin kullanılamaz hale gelmesine dahi neden olabilmektedir. Çeşitli etkenler etkisindeki traverslerin, üretim veya kullanım aşamasındaki tek bir nedenle hasarlandıkları veya kullanılamaz hale geldiklerini söylemek zordur. Bunun yerine tüm bu etkenlerin toplanarak belli bir değere eriştiğinde çatlakların başladığını söyleyebiliriz. Bir etken, diğer bir etkenin başlangıcı olabilir (Jokubaitis ve ark., 2016).

Aşağıda öngerilmeli betonarme traverslerin bu çalışmada ele karakteristik dezavantajlarından bazıları literatürden alınarak özet olarak sunulmuştur:

- 1) Ağır tonajı nedeniyle (demiryoluna) yerleştirilmesi zordur (Li, 2012), bakımı zordur, daha dikkatli ve makineli çalışmayı gerektirir (Çelik ve Öztürk, 2015).
- 2) (Gergin yapısı itibarıyla) özellikle 25-300 Hz frekans aralığındaki hareketli yüklere (rezonansa) karşı hassastır (Esveld, 2014). Öngerilmeli beton traverslerde, dinamik

yükler ve balast gerilimi (sönümlenme karakteristiklerindeki zayıflık vb. nedeniyle) %25'e kadar daha yüksek çıkabilir (Esveld, 2014). Öngerilmeli beton traverslerin, daha yüksek atalet momenti ve daha düşük elastisitesi nedeniyle boylamasına düzgünlüğünü koruması zordur (Li, 2012), kurplarda kurp merkezi yönünde dresaj olur (Çelik ve Öztürk, 2015). (Ağır tonajı ve sönümlenme kabiliyetinin düşüklüğü, rezonansa kolay tutulması vb. nedeniyle) balasta fazla zarar verir, çürük platformlarda kullanılması tercih edilmez (Çelik ve Öztürk, 2015). Yüksek ağırlığı (ve sönümlenme kabiliyetinin düşüklüğü vb.) sebebiyle kalker içerikli balastın kullanılmasına izin verilmez (Çelik ve Öztürk, 2015). Zemin dayanımı yetersizken (drenajı yetersiz olan, balastın ve traverslerin çamura gömüldüğü vb. zayıf zeminlerde, Şekil 2.65'te örneği sunulan "sıvılaşma" meydana gelmesi nedeniyle), traverslerin stabilitesini kaybederek, tren geçerken "pompalama/tasman etkisi" oluşabilmektedir (bu yüzden zayıf zeminlerde, sönümlenme kabiliyeti daha yüksek ve düşük kütleli ahşap traversler tercih edilmektedir) (Esveld, 2014). Bu konu "2.7.1. Öngerilmeli traverslerin rezonans zafiyeti" bölümünde detaylı olarak incelenecektir.



Şekil 2.65. Beton traversli zayıf zeminde tasman etkisi (Anonim-h, 2019)

- 3) Düşük yorulma dayanımı (kısmî öngerilme nedeniyle negatif artık gerilme) (Esveld, 2014). Travers boyunca meydana gelen paralel çatlamlar çoğunlukla öngerilmeli çeliklerinin yakınında meydana gelen yüksek gerilmeler ve nervürlü gerilme halatlarının geometrik bozukluklarından kaynaklanmakta olup, traverslerin eğilme kapasitelerinin artırılması için öngerilme kuvvetlerinin artırılmasıyla bağıntılıdır. Bazı demiryolu hatlarının travers değişimini gerektiren en sık çatlak tipi olarak

belirtilmektedir (Bastos, 2016). Jokūbaitis ve ark. (2014) kaynağında belirtildiği üzere; öngerilme donatılarının gerdirilip serbest bırakılması sonrasında, ankraj alanı için önem taşıyan iç gerilmelere neden olmaktadır. Hasheminezhad (2015), Rezaie ve ark. (2012) kaynaklarında belirtildiği üzere; ankraj alanındaki bu basınç nedeniyle öngerilmiş donatılar hizasınca çatlamlar meydana gelebilmektedir. Öngerilmeli traverslerin üretimi esnasında mikro-çatlakların oluşmasını önlemek imkânsızdır. Üretim esnasında meydana gelen iç çatlakların önemli bir hasara sebebiyet vermediği düşünülmektedir. Ancak, iç gerilmelerin ilerlemesi, çeşitli darbe yükleri etkisiyle kullanım süresince hızlanarak, betonun çatlamasına neden olabilir. Sykorova ve ark. (2011) kaynağında ifade edildiği üzere; tekrarlı yükler, öngerilmiş beton traversleri sürekli olarak olumsuz etkileyerek, betonun yorulma dayanımına ulaşmasına ve dolayısıyla çatlamasına ve rijitliğini kaybetmesine neden olmaktadır (Jokūbaitis ve ark., 2016). Bu konu 2.7.3 bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.

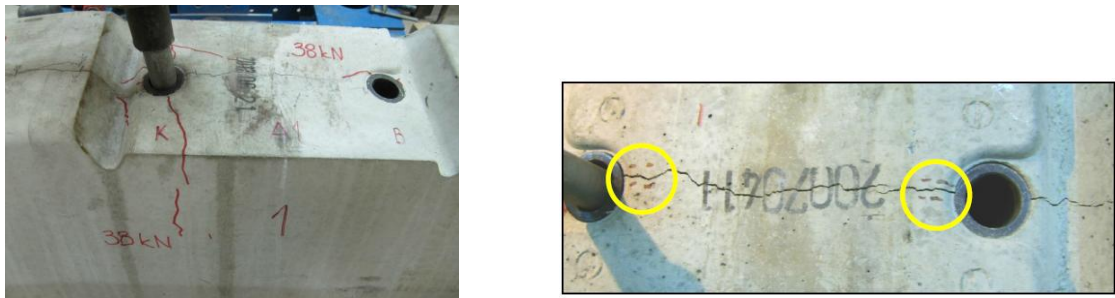
- 4) Klorür iyonlarının beton travers içerisindeki öngerme donatılarına ulaşması ile donatılar korozyona uğramakta ve bunun sonucunda beton ile öngerme donatısı arasındaki aderans zayıflamaktadır. Uzun dönemde beton travers tamamıyla kullanılamaz duruma gelmektedir. Korozyonun beton travers içindeki öngerme donatısında oluşturacağı etki uzun dönemde demiryolu araçlarından gelecek darbe yükü ile boyuna yönde kırılmalara yol açabilir (Tacim ve ark., 2018). Bu konu 2.7.4 bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.
- 5) Rezaie vd. (2012) tarafından yapılan araştırmada (Şekil 2.66'da örneği verilen) iki plastik dübel arasındaki maksimum çekme gerilmesi, boyuna çatlaklara neden olmakta, bunu önlemek içinse dübel deliği etrafına enine yönde takviye donatısı yerleştirmenin bir çözüm olabileceği belirtilmektedir (Tacim ve ark., 2018). Demiryollarında dizayn eksikliği ve üretim-kullanım hataları nedeniyle dübel yerinden kırılan çok sayıda travers bulunmakta olup, dübel yerinde çatlak içeren ve içermeyen traverslerde Széchenyi István University'de yapılan dübel şişirme deneyi ile önerilen ilave donatı kıyaslaması Şekil 2.67, 2.68'de sunulmuştur (Németh, 2016). Bu konu 2.7.5 bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.



Şekil 2.66. Travers dübelleri arasında meydana gelen çatlamlar (Németh, 2016)



Şekil 2.67. Solda: Önerilen kesme donatıları, Sağda: Széchenyi István University’de uygulanan dübel şişirme testi (Németh, 2016)



Şekil 2.68. Széchenyi István University’de uygulanan dübel şişirme testi sonrası görüntüler, soldaki ilave kesme donatılı; sağdaki, ilave donatısız (Németh, 2016)

6) Darbe halinde kullanılamaz hale gelmesi/hasar görmesi (Şekil 2.69, 2.70 ve 2.71) (Li, 2012; Esveld, 2014; Çelik ve Öztürk, 2015), öngerilmeli beton traversler, ahşap traverslere göre daha az elastiktir (Esveld, 2014; Çelik ve Öztürk, 2015), ray ondülasyonları ve zayıf kalitedeki ray conta kaynaklarına karşı hassastır (Esveld, 2014). (Öngerilmeli beton traversler darbe kuvvetlerine karşı zayıf olduğundan, daha önce belirtildiği ve ray birleşim noktalarında (contalarda) ahşap travers kullanımı yaygındır (Şekil 2.69).) Klasik ahşap traversler, darbe yüklerine karşı beton traverslere nazaran daha iyi mukavemet göstermektedir. Kompozit traversler ise darbe yükleri etkisinde yapraklanma ve reçine çatlaması nedeniyle zafiyet göstermektedir (Ferdous ve ark., 2015). Bu konu 2.7.6 bölümünde detaylı incelenmiştir.



Şekil 2.69. Ray birleşim bölgesinde ahşap travers kullanımı (Soldaki: Anonim-f, 2019; Sağdaki: Németh, 2016)



Şekil 2.70. Trenin yoldan çıkması sonrası traverste meydana gelen hasar (Anonim-g, 2019)



Şekil 2.71. Solda: Laboratuvar darbe deneyi esnasında meydana gelen hasar, Sağda: Demiryolundaki traverslerde darbe etkisiyle meydana gelen hasar örneği (Ferdous ve Manalo, 2014)

- 7) Öngerilmeli beton traverslerin uzunlukları zaman içerisinde birkaç milimetre düzeyinde kısalmaktadır. Bu kısılmanın üç gerekçesi, traversin öngerme kuvvetleri altında elastik olarak kısılması, travers betonunun zaman içerisinde sünmesi ve büzülmesidir. Travers uzunluğunda meydana gelen bu kısılma, bağıl nem oranının %50'nin altında olduğu kurak bölgelerde ve yüksek öngerme kuvveti ile 2 mm'yi aşabilecektir (Bezgin, 2018-a). Bu kısılma da öngerilme kuvveti kaybına neden olacaktır. Traverslerin dizaynında çevresel etkilerin de hesaba katılması gerektiği, örneğin mevsimsel rölatif nem düzeyinin, etkin öngerilme kuvveti üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu ve düşük nemli ortam şartlarında öngerilme kuvvetinde %30'a varan kayıplar meydana geldiği belirtilmektedir (Bezgin, 2018-c). Bu konu da 2.7.7 bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.
- 8) Tamir edilmiş çelik traverslerin çevreye zararlı etkileri betonarme traverslerden düşük, ahşap traverslerden yüksektir (en olumsuz etki yeni çelik travers üretimi sonra betonarme travers üretimidir.) (Çelik ve Öztürk, 2015). Bu konu 2.7.10 bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.

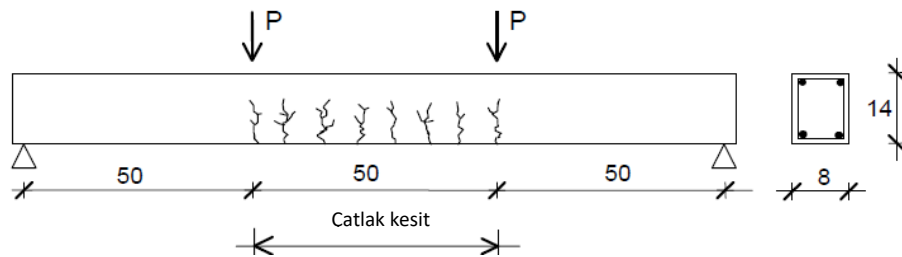
2.7.1. Öngerilmeli traverslerin rezonans zafiyeti

Öngerilmeli beton traverslerin rezonans zafiyeti ve travers dizaynında rezonans frekanslarının göz önünde bulundurulması gerektiği daha önce 2.4.4. bölümünde sunulmuştu. Nitekim Remennikov ve Kaewunruen (2005) çalışmasında; beton traverslerde hasar oluşmasının en büyük nedeninin traversin rezonans frekansına

erişmesinden kaynaklandığının kesin olarak bilindiği belirtilmektedir. Ancak mevcut dizayn metotları travers üzerine etkiyen yüklerin magnitud ve frekanslarını hesaba katmamaktadır.

Dünyada öngerilmemiş beton travers üretiminin çoğunlukla kullanıldığı tip, ikiz-blok tipidir. İkiz-blok öngerilmemiş betonarme traverslerin daha elastik davranış gösterdiği, ancak donatının korozyon ve yorulma riski bulunduğu Li (2012) kaynağında belirtilmektedir. Ancak öngerilmeli ve öngerilmemiş beton traverslerin rezonans davranışlarının detaylı olarak kıyaslandığı bir çalışma, geniş araştırmamıza rağmen bulunamamıştır. Nitekim Taylor (1993) çalışmasında belirtildiği üzere; traverslerin doğal frekansları, yük altındaki davranışlarını oldukça etkilemekte olup, bu konu, geçmişte bilinse de yeterli dikkat gösterilmemiştir. Bununla birlikte, klasik betonarme kirişler konusunda Huszár (2008) tarafından yapılan aşağıdaki araştırmanın, traverslerle deneyde kullanılan kirişlerin benzerliği nedeniyle, fikir vermek adına yeterli olacağı düşünüülerek aşağıda sunulmuştur:

Klasik betonarme kirişler ve öngerilmeli kirişler, çatlama noktasına kadar yüklenmiş, yük kaldırıldıktan sonra, darbe yükü etkisindeki vibrasyon (titreşim) davranışları ölçülmüş ve hesaplanmıştır (Şekil 2.72). Klasik betonarme kirişte çatlak sonrası darbe yükü sonrası ilk öz-frekans (çizelge 2.19’da verildiği üzere;) 98 Hz, sonraki darbe etkisiyle yapılan ölçüm 89 Hz’dir. Çatlak yokken yapılan hesaplama sonucu 1. ölçüm 109 Hz-ikinci ölçüm 436 Hz-üçüncü ölçüm 981 Hz çıkmıştır. Çatlaksız elemanın yüksek frekansta tepki vermesinin nedeni, çatlaklı elemanın enkesit eğilme dirençlerinin sabit olmamasıdır (Huszár, 2008).



Şekil 2.72. Frekans ölçümünde kullanılan çatlaklı öngerilmemiş konvansiyonel kiriş (Elastisite modülü: 35 GPa, Donatı üst: 2 adet 6 mm çapında, alt: 2 adet 12 mm çapında) (Huszár, 2008)

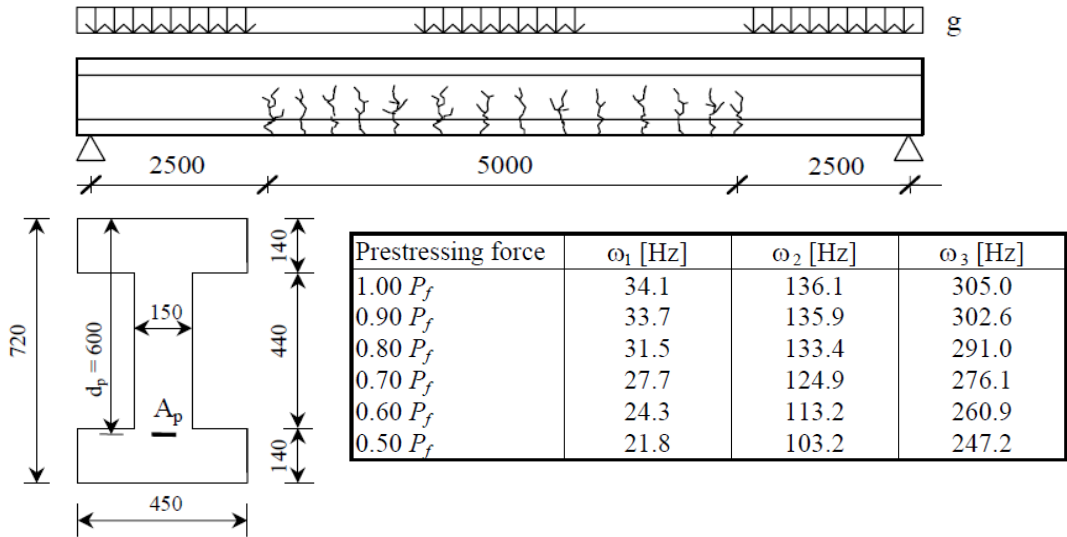
Çizelge 2.20. Öngerilmemiş kirişlerin öz-frekanslarının ölçüm ve hesap sonuçları (Huszár, 2008)

Deneyle ve hesaplamalar	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]
Gerçek kiriş, deney sonucu	89, 98	
Lineer hesaplama, çatlamamış kesit	109	436
Lineer hesaplama, çatlatılmış kesit	85	397
Lineer olmayan hesaplama, zati ağırlığı hariç	96	414
Lineer olmayan hesaplama, zati ağırlık dâhil	87, 94	

Çizelge 2.20’de $\omega_{1-2-3/a}$ çatlaksız, $\omega_{1-2-3/b-c}$ çatlamış öngerilmeli numuneler üzerindeki öz-frekans hesabı sonuçları sunulmuştur. Öngerilme kuvvetinin azaltılması ile lineer yöntemle hesaplanan sonuçlar Şekil 2.73’te verilmiştir (Huszár, 2008).

Çizelge 2.21. Öngerilmeli kirişlerin öz-frekanslarının hesap sonuçları (Huszár, 2008)

Hesap metodları	ω_1 [Hz]	ω_2 [Hz]	ω_3 [Hz]
Lineer hesaplama “a”	28.3	118.0	253.2
Lineer hesaplama “b”	22.7	102.6	227.8
Lineer olmayan hesaplama “c”	22.5	101.7	225.8



Şekil 2.73. Frekans ölçümünde kullanılan çatlamış öngerilmeli kiriş ve öngerilme kuvveti oranlarına göre öz-frekansları (1.00: Tam öngerilme) (Huszár, 2008)

Yukarıdaki çalışma sonuçlarına göre;

- 1) Ön-gerilmeli elemanların öz-frekansları % 75 daha düşüktür. (Öngerilme kuvveti azaldıkça daha da düşmektedir.) (Mevcut betonarme traversler bu sınıfta olup, kısmî öngerilmeli tasarım konusu 2.7.2. bölümünde detaylı olarak sunulmuştur.)
- 2) Her iki tip elemanda da çatlak oluşunca öz-frekans düşmektedir. Bu düşüş her iki tipte de %23 düzeyindedir
- 3) Tekrarlı darbe yükleri etkisinde öz-frekans artış hızı benzerdir. Çatlaksız elemanlarda 3 darbe yükü ardından öngerilmemiş giriş frekansı 981 Hz iken, öngerilmeli girişte 253 Hz düzeyindedir. Çatlamış elemanlarda da benzer davranış devam etmektedir (Huszár, 2008).

Traversler üzerinde yapılan ölçüm sonuçları ve tren tahrik frekansları ise daha önce 2.4.4 bölümünde de belirtildiği üzere Çizelge 2.21 ve 2.22’de verilmiştir:

Çizelge 2.22. Solda: Japonya/Type-6 tipi traverslerin modal frekansları (Watanabe ve ark., 2016) Sağda: B58 traversinin ölçülmüş ve hesaplanmış doğal frekanslar (Yalçın ve Erel, 2006)

MOD	Type-6 Öngerilmeli Travers		Frekanslar	İlk Doğal Frekans (Hz)	İkinci Doğal Frekans (Hz)	Üçüncü Doğal Frekans (Hz)	Dördüncü Doğal Frekans (Hz)	Beşinci Doğal Frekans (Hz)
	Ölçülen (Hz)	Nümerik Analiz (Hz)						
Dikey rijit mod	92	86	Ölçülmüş	140	395	765	1212	1695
Dönme modu	102	86						
1. eğilme modu	173	174	Hesaplanmış (Timoshenko Giriş elemanları)	140.1	396.4	759.7	1206	1719
2. eğilme modu	497	478						
3. eğilme modu	813	817						

Çizelge 2.23. Ondülasyondan ve mesnet aralığı kaynaklı tahrik frekansları (Arlı, Öztürk, 2009-b)

Tahrik Nedeni	Tren Hızı				
	40 km/sa	80 km/sa	100 km/sa	150 km/sa	200 km/sa
$\lambda=0.04$ m dalga boylu ondülasyon	278	556	694	1042	1389
$\lambda=0.15$ m dalga boylu ondülasyon	74	148	185	278	370
$\lambda=0.30$ m dalga boylu ondülasyon	37	74	93	139	185
a=0.6 m travers aralığı	19	37	46	69	93
a=0.75 m travers aralığı	15	30	37	56	74

Huszár (2008) çalışmasında kullanılan kirişlerden elde edilen sonuçlar, Çizelge 2.21'deki travers ölçüm ve hesaplama sonuçları ile irtibatlandırılırsa (ileride daha geniş bir Ar-Ge kapsamında ölçülmesi gerekmele birlikte), Li (2012) çalışmasında da belirtildiği üzere öngerilmemiş betonarme traverslerin daha zor rezonansa uğrayacağı bilgisi kuvvetlenmektedir. Öngerilmeli beton traversler ise özellikle 25-300 Hz frekans aralığındaki hareketli yüklere (rezonansa) karşı hassastır (Esveld, 2014). Öngerilmemiş uygun bir tasarımda ise rezonans frekansları yükselecek ve bu traverslerin rezonansa uğrama ihtimali düşecektir. Bu durumun hem traversin ömrünü uzatacağı hem de aşağıda belirtileceği üzere; diğer demiryolu bileşenlerine aktarılan yükleri düşüreceği düşünülmektedir. Öngerilmemiş ikiz blok traverslerin bu avantajlarına rağmen, travers taban alanları düşüktür. Tez kapsamında bu iki avantaj bir araya getirilmiştir.

Her elastik malzemenin bir rijitlik katsayısı olup, Çizelge 2.23'te bazı üstyapı elemanlarının rijitlik katsayıları görülmektedir (Öztürk ve Arlı, 2009).

Çizelge 2.24. Demiryolu elemanlarının rijitlik katsayıları (Arlı, Öztürk, 2009-b; Öztürk ve Arlı, 2009)

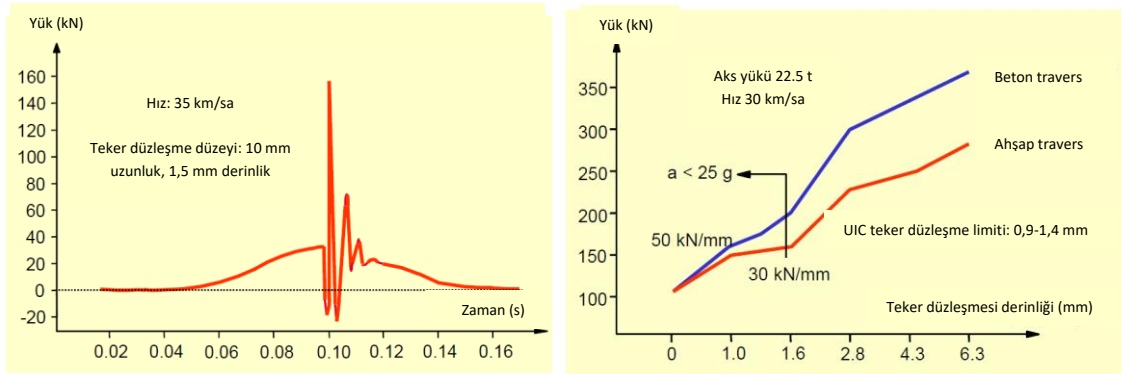
Eleman	Rijitlik katsayısı ($\times 10^6$ N/m)
Ray	50.000-100.000
Beton travers	12.000-15.000
Ahşap travers	500-800
Balast	100-300
Kauçuk elastik tabaka	100-200
Çakıl/kaya zemin	20-80
Balçık zemin	5-15
Killi zemin	15-20

Yapılan kapsamlı araştırmalar neticesinde; balast tabakasına gelen yük, traversin doğal frekansının vibrasyon karakteristiklerine bağlıdır (Aikawa, 2013). Bir üstyapının toplam elastikliğine her bir elemanın katkısı çok farklıdır ve Çizelge 2.24'te oransal değerleri verilmiştir (Öztürk ve Arlı, 2009).

Çizelge 2.25. Yol elemanının toplam yol elastikliğine ortalama katkısı (Arlı, Öztürk, 2009-b; Öztürk ve Arlı, 2009)

Yol elemanı	Ahşap traversli yol (%)	Beton traversli yol (%)
Ray	0.2	0.2
Travers	15	0.8
Balast	20	22

Şekil 2.74'te sunulan başka bir çalışmada beton ve ahşap traversli demiryolunda, dinamik darbe yüklerinin travers tipine göre değişimi sunulmaktadır. (Esveld, 2014)



Şekil 2.74. Tren geçişi esnasında teker anormalliği nedeniyle görülen yük artışı (solda) ve teker düzgünlüğü-oluşan yük değerinin travers tipine göre ilişkisi (Esveld, 2014)

Bu ise daha önce sunulan şu bilgileri kuvvetlendirmektedir:

- Öngerilmeli beton traverslerde, dinamik yükler ve balast gerilimi (sönümlenme karakteristiklerindeki zayıflık vb. nedeniyle) %25'e kadar daha yüksek çıkabilir (Esveld, 2014).
- Öngerilmeli beton traverslerin, daha yüksek atalet momenti ve daha düşük elastisitesi nedeniyle boylamasına düzgünlüğünü koruması zordur (Li, 2012),
- Kurplarda kurp merkezi yönünde dresaj olur (Çelik ve Öztürk, 2015).
- (Ağır tonajı ve sönümlenme kabiliyetinin düşüklüğü, rezonansa kolay tutulması vb. nedeniyle) balasta fazla zarar verir, çürük platformlarda kullanılması tercih edilmez (Çelik ve Öztürk, 2015).
- Yüksek ağırlığı (ve sönümlenme kabiliyetinin düşüklüğü vb.) sebebiyle kalker içerikli balastın kullanılmasına izin verilmez (Çelik ve Öztürk, 2015).
- Zemin dayanımı yetersizken (drenajı yetersiz olan, balastın ve traverslerin çamura gömüldüğü vb. zayıf zeminlerde, "sıvılaşma" meydana gelmesi nedeniyle), traverslerin stabilitesini kaybederek, tren geçerken "pompalama/tasman etkisi" oluşabilmektedir (bu yüzden zayıf zeminlerde, sönümlenme kabiliyeti daha yüksek ve düşük kütleli ahşap traversler tercih edilmektedir) (Esveld, 2014).
- Düşük yol rijitliği balast ve zemin tabakasına gelen eğilme momenti ve gerilmeyi azaltmaktadır. Genel olarak bir tabakanın rijitlik katsayısı azaldıkça,

üzerine gelen gerilmeler de azalmaktadır. Düşük yol rijitliği ray contalarından geçen trenlerin darbe yükünü azaltmaktadır. Darbe kuvvetinin önemli bir kısmı formasyon tabakasına iletilir. Ayrıca bu darbe kuvveti, travers ve balast tabakasının bozulmasının başlıca nedenidir. Düşük yol rijitliği taşıtın düşey titreşimlerini azaltmaktadır ve bu sayede yolculuk konforu artmaktadır. Yol rijitliğinin düşük olması durumunda, yaylandırılmayan tekerlek kütlelerinden kaynaklanan ilave dinamik gerilmeler azalmakta ve daha iyi bir yük dağılımı sağlanmaktadır. Yol rijitliği azaldıkça tekerlek yükünden traverse gelen indirgenmiş yük de azalmaktadır. Yüksek yol rijitliği ise; ray eğilme momentini ve dolayısıyla ray gerilmesini, trenin harcadığı çekim gücünü ve ray-travers çökmesini azaltmaktadır (Öztürk ve Arlı, 2009).

Netice olarak; öngerilmemiş uygun bir tasarım ile hem ahşap traverslerin düşük rijitliğinin hem de öngerilmeli beton traverslerin yüksek rijitliğinin getireceği avantajlar ortalama düzeyde elde edilerek daha fizibil bir çözüm elde edileceği düşünülmektedir. Ancak Li (2012) çalışmasında belirtildiği üzere; Fransız menşeli öngerilmemiş ikiz-blok betonarme traverslerde görülen donatı korozyonu ve yorulmasının önlenmesi şarttır. Tez kapsamında kullanılan karbon-fiber malzemeler ise korozyon dâhil bütün çevre şartlarına ve yüksek tekrarlı dinamik yüklere karşı oldukça yüksek bir dayanıklılık sergilediğinden, öngerilmemiş travers tasarımı için ideal oldukları düşünülmektedir.

2.7.2. Tam öngerilme yerine kısmî öngerilme uygulanma nedeni

Aşağıda örnek (B58 tipi) öngerilmeli beton traversin dizayn hesap adımları ve açıklamalar sunulmuştur:

- 1) Ülkemizde demiryolu hatlarının yaklaşık %96.4'ünde 22.5 ton.f (221 kN)/dingil taşıt yükü uygulanmaktadır (Anonim-e, 2019).
- 2) 22.5 ton.f (221 kN) dingil yükünün demiryolundaki 2 adet paralel raya paylaştırılmasıyla; tek ray üstünde 11.25 ton.f (110 kN) statik yük oluşacaktır.
- 3) Ray üstündeki bu yükün, altındaki traverslere paylaştırılma düzeyleriyle ilgili çeşitli hesaplamalar daha önce literatür özetinde sunulmuş olup, sonlu elemanlar

metoduyla yapılan hesaplamalara göre traverslerin tek bir ray mesnedinde yaklaşık 58 kN statik yük oluşacağı belirtilmektedir (yaklaşık %48).

- 4) Ancak öngerilmeli traverslerin, öngerilme kuvveti ihtiyacı belirlenirken, bu yükün her iki ray üzerinde de tesir ettiği göz ardı edilmemelidir. Yani iki ray mesnedindeki toplamda en az 116 kN yükü emniyetle taşıyacak öngerilme kuvveti gereklidir.
- 5) 9.4 mm çapındaki B58 tipi travers donatılarının her birine yaklaşık 6.5-7.5 ton.f (64-74 kN) öngerilme uygulanmaktadır. (Bu basınçta servis ömrü içerisinde %22.5-25 kayıp öngörülmektedir. %22.5 değeri donatı yorulması hesaplanırken, %25 değeri travers mukavemeti hesaplanırken kullanılmaktadır.) Yani kayıplar ardından tek donatıda en az 800 MPa, en fazla 932 MPa öngerilme basıncı kalacaktır.
- 6) Hindistan Standardı (Indian Standard (IS: T-39-85:2011)) ve Avustralya Standardı (Australian Standard (AS 1085.14-2003))’nda öngerilmeli beton traverslerde erken yorulma meydana gelmemesi için şu hususlar belirtilmektedir: Uygulanacak öngerilme kuvveti öngerilme halat/çubuğu dizayn kuvvetinin uygulama esnasında %80’ini, uygulama sonrası (kısa süreli) kayıplar akabinde %70’ini geçmemelidir (Hashim ve Musa, 2018).
- 7) Öngerilmeli traversler içerisinde ortalama 1500 MPa “akma dayanımına” sahip öngerilme çelikleri kullanılmaktadır. %80 “hesap güvenlik katsayısına” ilaveten, %80 çeliğin “yorulma limiti” gözetilerek çeliğe en fazla 960 MPa öngerilme basıncı uygulanabilmektedir. 5. adımda hesaplanan öngerilme basıncı 932 MPa; çeliğin yorulma sınırı olan 960 MPa’ın altındadır. [(B70 vb. traverslerde kullanılan, daha) yüksek çekme mukavemetli öngerilme çeliklerinin karakteristik çekme dayanımları yaklaşık 1860 MPa olup, %0.1 ispatlanan çekme dayanımı 1290 MPa, %1 uzama yükü 1440 MPa’dır. İkinci değer %90’ı veya üçüncü değer %80’inden düşük olanı izin verilebilir gerilme değeri olarak kullanılmaktadır (1152 MPa). 350 kN öngerilme kuvveti bu yüke oranlanırsa en az 303 mm² donatıya ihtiyaç vardır. Buna göre örneğin 7 mm çapında donatı kullanılacaksa 8 adet öngerilme çubuğuna ihtiyaç vardır. Bu öngerilme kuvveti zamanla azalmakta olup, özellikle nemce kuru iklimlerde %30 öngerilme kaybı oluşması beklenmektedir (Bezgin, 2018-c). Öngerilme kayıpları konusu 2.7.7 bölümünde detaylı olarak sunulmuştur.]
- 8) You ve ark. (2017) çalışmasında belirtilen hesap yöntemleri uygulanarak; söz konusu 800 MPa öngerilme basıncı, travers ray mesnedi altındaki kesit alanında 2 adet öngerilme çeliği etkisiyle çekme bölgesinde yaklaşık 11.0 MPa ilave

mukavemet sağlamaktadır (Yük etkisinde traversin çatlama dan yük taşıması amacıyla).

- 9) Bu da betonun çekme dayanımı ihmal edilirse, traversin her iki ray mesnedine toplam olarak etkiyen $\Sigma 128$ kN yükü çatlama dan taşımasını sağlamaktadır. (Bu sonuç ise; ray mesnedi deneylerinde kontrol edilen 124 kN'luk kontrol değeri ile örtüşmektedir.)
- 10) Sonuç olarak B58 tipi traverslerin tek ray mesnedindeki öngerilme kuvvetiyle taşınan yük kapasitesi yaklaşık 64 kN'dur.
- 11) Travers kesiti ve C45/55 sınıfındaki betonun çekme dayanımı doğrultusunda, basit giriş hesabıyla, 50-100 kN'luk ilave yük, hesaplamalarda ihmal edilen betonun çekme dayanımı sayesinde, "tekrarsız" statik deney esnasında çatlak oluşma dan taşınabilecektir. (Bu yüzden ray mesnedi değeri, betonun çekme dayanımına bağlı olarak 175-225 kN aralığında sonuçlanmaktadır.) Testin tekrarlanması halinde bu değer, tekrar sayısına bağlı olarak düşecektir.
- 12) Netice olarak; 9. adımda elde edilen, tek ray mesnedinde çatlak oluşturmayan 64 kN'luk öngerilme kaynaklı kapasite, ancak travers üzerine gelecek statik ve yarı-statik yükleri taşıyabilecektir. Literatür özeti kısmında sunulan saha ölçümleri neticesinde tek ray mesnedinde 200-240 kN düzeylerinde (standartlarda belirtilenin aksine istisnai olmayan ve) yüksek tekrarlı dinamik darbe yükleri tesirinde bu kapasite yeterli olmayacaktır. (Bölüm 2.4.5-Şekil 2.27)
- 13) Bu yüzden, artan dingil yükü ve işletim hızları nedeniyle, 1958'lerde yeterli gelen bu tasarım, bugün öngerilme basıncının artırılmasını gerektirmektedir. Ancak tıpkı çelik gibi betonun da yorulma limiti vardır, hatta travers tasarımında ve ömründe asıl kısıtlayıcı faktör bu olmaktadır. Travers üretiminde C45/55 basınç dayanım sınıfında beton kullanılmakta olup, hesap basınç dayanımı 30 MPa'dır. Betonun dinamik (tren) yükleri altında yorulma dayanımına kısa sürede ulaşmaması için 30 MPa'ın bir kısmından (yaklaşık %40-45'inden) fazla yüke maruz kalmaması gerektiği literatürde belirtilmektedir (You ve ark., 2017). Bu ise; yaklaşık 12 MPa'a tekabül etmekte olup, Bezgin (2018-c) çalışmasında sonlu elemanlar analizinde elde edilen sonuca göre travers başlarında 12 MPa basınç oluşma kla birlikte, ankraj plakaları üzerinde 33 MPa basınç kuvveti oluşmaktadır. Yine aynı kaynaktan hesaplandığı üzere; tren yükleri tesir ettiğinde, travers üst bloğunda bu öngerilme basıncı 20 MPa düzeyine ulaşmaktadır.

- 14) Hindistan Standardı (Indian Standard (IS: T-39-85:2011)) ve Avustralya Standardı (Australian Standard (AS 1085.14-2003))’nda öngerilmeli beton traverslerde erken yorulma meydana gelmemesi için şu hususlar belirtilmektedir: Yük dağılımı “üniform” iken öngerilme kuvveti nedeniyle başlangıçta (yük transferi esnasında) betona uygulanacak maksimum gerilme, beton karakteristik dayanımının %50’sini geçmemelidir. Tüm kayıplar akabinde beton üzerinde oluşacak basınç gerilmesi beton karakteristik dayanımının %45’ini geçmemelidir (Hashim ve Musa, 2018).
- 15) 6. maddede belirtilen donatı gerilmesi ve 13. maddede belirtilen beton gerilmesi nedenleriyle traverse daha fazla öngerilme uygulanamamakta, hatta C45/55 beton kullanılmaya devam edilecekse öngerilme basıncının düşürülmesi veya travers kesitinin büyütülmesi gerekmektedir. Bu yüzden B58 tipi traverslerin tasarlandığı 1958 yılı itibariyle geçen 60 yıl ardından, bugün üretilen traverslerde hâlâ “öngerilme basıncı (toplam öngerilme kuvvetinin travers kesit alanına oranı)” çok fazla artırılamamaktadır. Bugün dünyada travers ebatları, donatı adedi ve dağılımı değiştirilerek çok çeşitli traversler üretilmektedir. Örneğin You ve ark. (2017) çalışmasındaki travers modelinde, 85 MPa beton, 18 adet öngerilme çeliği ve toplam 48 ton.f (471 kN) öngerilme uygulanarak yeni bir travers geliştirilmiştir. Bu öngerilme basıncı 9. maddede hesaplanan iki ray mesnedindeki 64 kN veya tek ray mesnedindeki 128 kN düzeyindeki yük altında teoride sonsuz yorulma dayanımına sahiptir. Standartlarda istenen yorulma testleri 2.5.3 bölümünde detaylı sunulmuş olup, B58 tipi için tek ray mesnedinde 50-125 kN aralığında 2 milyon yük tekrarı uygulanmaktadır. Ancak 2.4.5 bölümünde sunulan saha ölçümlerinde de belirtildiği üzere; demiryolunda 200-240 kN düzeylerinde azımsanmayacak derecede dinamik darbe yükleri oluşmaktadır. You ve ark. (2017) çalışmasında geliştirilen travers modelinde de bu yüzden 15-240 kN aralığında, 3 Hz frekansıyla yorulma deneyi simülasyonu yapılmıştır. Beklenildiği üzere 773.793 adet yük tekrarı ardından travers kullanılamaz hale gelmiştir. (Avustralya standardındaki yorulma limiti 3 milyondur.) Bu konu 2.7.3 bölümünde detaylı olarak incelenmiştir.
- 16) Sonuç olarak traversler üzerine gelen tren yükleri (dinamik darbe yükleri) travers ilk üretildiği tarihte dahi tam olarak karşılanmamakta, uygulanan öngerilme kuvveti, taşınması gereken yükün belli bir yüzdesi dâhilinde kalmaktadır. Bu öngerilmeli üretim sistemine kısmî öngerilmeli sistem denmektedir. Bu tasarım metodu hakkında 2.7.3 bölümünde detaylı bilgi sunulmuştur. Travers üzerine gelen (125-310 kN) aralığındaki yüklerde, öngerilme kuvvetinin aşıldığı miktarda yük; donatı

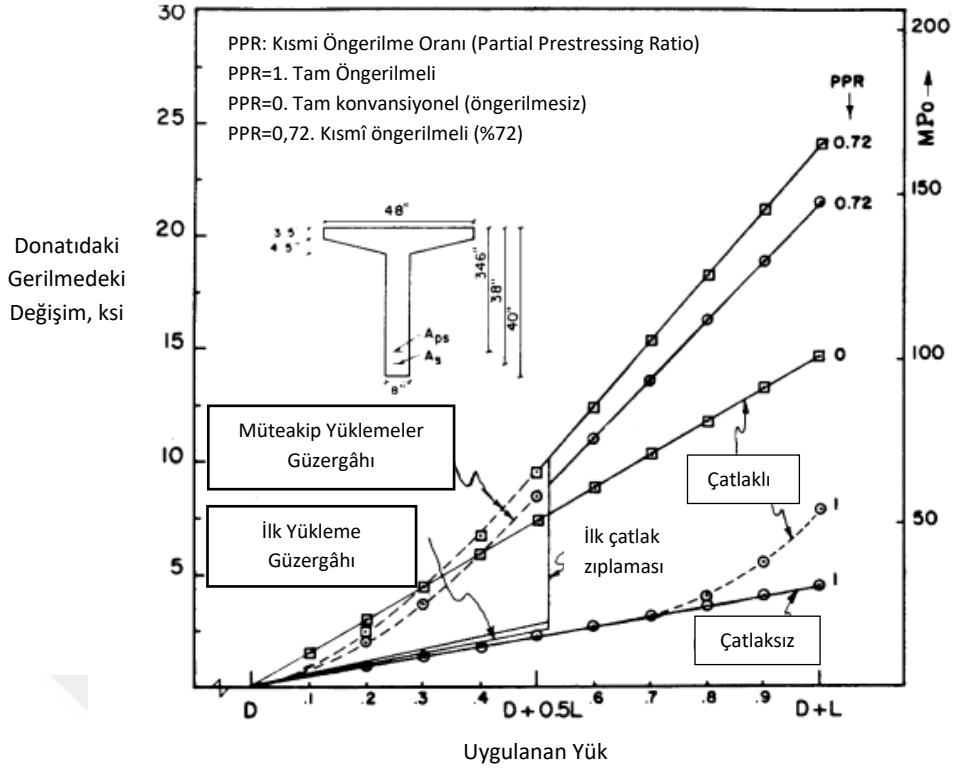
ankraj plakaları üzerinden (veya long-line tipinde nervürler üzerinden) klasik donatılı kirişlere benzer bir şekilde kesit çatlayarak yük elastik ve sonrasında plastik deformasyonla taşınmakta, yük kalktıktan sonra öngerilme kuvveti etkisiyle çatlaklar kısmen veya tamamen kapanmaktadır. Traverse etkileyen tekrarlı yükler altında öngerilme kaynaklı basınç ve tren yükleri kaynaklı çekme kuvvetleri olduğundan, donatı nervürleriyle veya ankraj plakalarıyla temas eden beton, çatlayarak yorulacaktır. Literatürde “tekrarlı tersinir yük” olarak geçen bu etki, kısmi-öngerilmeli tasarımda, betonun daha hızlı yorulmasına neden olmaktadır. Bu konu 2.7.3 ve 2.7.8 bölümlerinde detaylı olarak incelenmiştir.

- 17) Elastik gerilme sınırını aşan yüklerde beton plastik şekil değiştirmektedir. Bu nedenle öngerilme basıncı, “her yük tekrarında” daha fazla kaybolmaktadır. Tren yükleri ise yüksek tekrarlı dinamik yüklerdir. Bu konu 2.7.7 bölümünde incelenmiştir.
- 18) Traverslerde sıklıkla meydana gelen aşırı yükler etkisiyle gitgide büyüyen çatlaklar nedeniyle öngerilme çeliği korozyona uğramakta, betonun ve çeliğin ömrü kısalmaktadır. Bilindiği üzere çelik donatılar korozyona karşı zayıf olup, öngerilme işlemi, donatıdaki yük dağılımını olumsuz şekilde artırdığından, korozyon riski de artmaktadır. Bu konu 2.7.4 bölümünde incelenmiştir.
- 19) Neticede travers planlanan 40 yıl servis ömrüne ulaşmadan kısa sürede tahrip olmakta ve büyük ekonomik kayıplar oluşmaktadır.

2.7.3. Kısmî öngerilmeli traverslerin yorulma zafiyeti

İlk zamanlardaki öngerilmeli beton tasarımcıları, yapı elemanlarında oluşacak çekme gerilmelerinin tamamen elimine edilmesine odaklanmışlardı. Bu tasarım metoduna tam öngerilmeli sistem denmektedir. Öngerilmeli sistemler hakkındaki tecrübeler arttıkça, klasik öngerilmemiş sistemle, tam öngerilmeli sistem arasında tasarlanacak elemanlar birçok avantaj sunmaktadırlar. Betondaki çekme gerilmelerine, tam servis yükü altında, belirlenen bir düzeyde izin verilen bu sistemler kısmî öngerilmeli tasarım adı verilmektedir. Aderansız tendonlar kullanılan tüm öngerilmeli sistemler, kısmi öngerilmelidir. Bu yöntemle, daha küçük kesit alanları ile daha ekonomik dizayn uygulanabilmekte ve daha az donatı kullanılabilir. Ayrıca nihai yük altında, kısmi öngerilmeli sistemler, tam öngerilmeli sistemlere göre daha yüksek düktilite

göstermekte, deprem-patlama vb. etkiler altında yüksek dinamik yüklere karşı daha fazla enerjiyi absorbe edebilmektedirler. Ancak tekrarlı yükler altında, kısmi öngerilmeli sitemlerin yorulma limitine ulaşması endişe kaynağı olabilir. Yorulma, kısmi öngerilmeli elemanlarda, servis yükleri altında, yüksek değerli yük aralığı meydana geldiğinden, kritik bir yükleme biçimi olmaktadır. Kısmi öngerilmeli elemanlar ilk dinamik yükler etkisiyle çatlamakta, izleyen dinamik yüklerde ilkinden daha düşük değerde ortaya çıkan de-kompresyon (eleman tabanındaki öngerilme basıncının sıfıra düştüğü) moment düzeyinde çatlak yeniden ortaya çıkmaktadır. Çatlak etkisiyle, dengeyi sağlamak için nötr eksenini basınç bloğuna doğru kaymaktadır. Bu değişim, donatıdaki gerilme düzeyinin git gide artmasına neden olmaktadır. Tekrarlı servis yükleri etkisinde, çatlakların açılıp kapanması etkisiyle meydana gelen değişimler etkisiyle hammaddelerin yorulma dayanımlarına ulaşmasına ve çatlak genişliklerinin ve defleksiyonların artmasına neden olmaktadır. Beton hammadde, sıfır ile statik kapasitesinin %50'si arasında direk basınç, çekme ve eğilme kuvveti uygulandığında 10 milyon yük tekrarına dayanmaktadır. Yük aralığının artması, yorulma ömrünün düşmesine neden olmaktadır. Taşıma kapasitesinin %60'ı ve %10'u aralığında yüklenen tipik çelik donatılar, 2 milyonun üzerinde yük tekrarına dayanabilmektedir. Servis yükleri altında meydana gelen gerilmeler bu yüzden genellikle düşük olduğundan, kısmi öngerilmeli elemanlarda betonun yorulma dayanımının kontrol edilmesine ihtiyaç duyulmamaktadır. Ancak denge-altı donatılandırılan öngerilmeli elemanlarda kullanılan donatılar yorulma etkisi altındadır. Şekil 2.75'te sunulan deneyde konvansiyonel (PPR=0), kısmi öngerilmeli (PPR=0.72) ve tam öngerilmeli (PPR=1) ve eşit nihai moment kapasitesine sahip elemanlarda yapılan yorulma deneylerinin sonucu sunulmakta olup, kısmi öngerilmeli elemanların yorulma zaafının daha yüksek olduğu görülmüştür. Kısmi öngerilmeli elemanlarda meydana gelen yorulma hataları genelde donatı kaynaklıdır (Anonim-1, 1999).



Şekil 2.75. Öngerilmemiş ve kısmî ve tam öngerilmeli kirişlerde gerilme değişimlerinin karşılaştırılması (Anonim-1, 1999)

Literatürdeki bütün yaklaşımlar genellikle köprüler için geliştirilmiş yorulma dayanımına dayanmaktadır. Ancak periyodik darbe yükleri nedeniyle, beton traverslerin yorulma dayanımı köprülerden farklılık arz etmektedir. Bugüne kadar yapılan saha çalışmaları ve laboratuvar deneyleri neticesinde, beton traversler için geliştirilmiş uygun bir yorulma dayanımı metodu bulunmamaktadır. Öngerilmeli beton traverslerin servis ömürlerinin detaylı tahmini için birçok teorik analiz, laboratuvar ve saha testlerine ihtiyaç vardır (You ve ark., 2017).

Daha önce 2.4.5 bölümünde sunulan saha ölçümlerine göre daha düşük değerlerle yapılan mevcut (2.5.3 bölümünde geçen) yorulma deneyleri, ayrıca traversin yalnız tek ray mesnedine uygulanmaktadır. Oysaki bu öngerilme kuvvetinin, özellikle nervürlü tasarımlarda, her iki ray mesnedinde de paylaşıldığı düşünülmektedir. Bu yüzden üretilen traversler standartlarda istenen dinamik ve yorulma testlerini kolayca geçmekte, ancak her yıl yorulma vs. etkisiyle traverslerin %2-5'i değiştirilmek zorunda olup, ayrıca demiryolunda birkaç yıl kullanılan traversler aynı testleri tekrar geçememektedir. Thun ve ark. (2008) çalışmasında deneye tabi tutulan 13 traversin 6'sı yorulma deneyini

geçememiş, deney sonucunda çalışmayı yürütenler tarafından dâhili çatlakların transversin yük taşıma kapasitesi üzerinde kritik bir öneme sahip olduğu sonucuna varılmıştır (Taherinezhad, 2017). Demiryolunda 3 yıl süreyle kullanılmış traverslerde yapılan statik moment deneylerinde, kalıcı çatlak genişlikleri 190-280 kN yüke kadar, laboratuara geldikleri zamanki çatlak genişliklerinden daha fazla artmamıştır. Bunun nedeni, demiryolunda servis yüklerinin zaten bu değerlere kadar etkimiş olmasıdır (Jokūbaitis ve ark., 2016). You ve ark. (2017) kaynağında uygulanan 240 kN'a varan yorulma testi, üst düzeyde tasarlanmış modern traverslerin dahi erken tahribatına neden olmuştur.

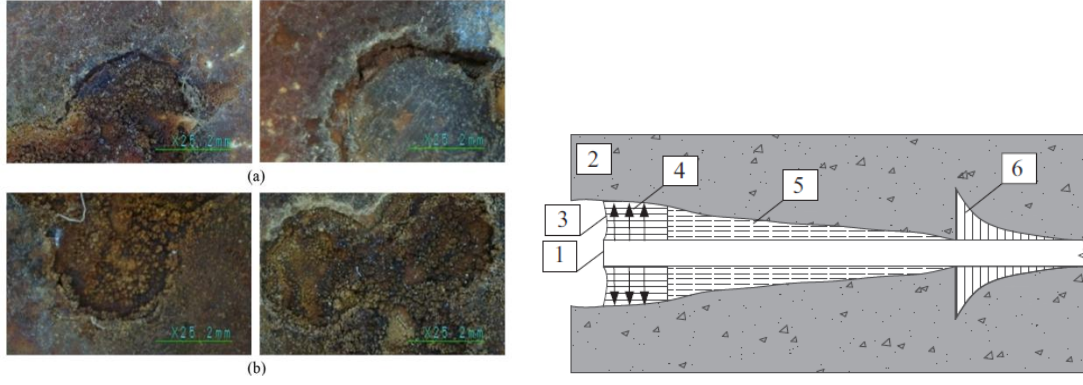
2.7.4. Kısmî öngerilmeli traverslerde çatlak oluşumu ve korozyon

Teorik olarak tam öngerilmeli sistemlerle betondaki tüm çekme gerilmelerinin elimine edilerek çatlakların tamamen önlenmesi oldukça çekicidir. Ancak pratikte sıklıkla birçok problem ile karşılaşılmaktadır. Kesit alanında statik ölü yük ve dinamik yük göreceli büyüklükleri, minimum ve maksimum değerler arasında büyük değişiklikler göstermektedir. Statik olarak belirsizliğe haiz, diğer tabirle üzerine gelecek yükler tam olarak öngörülemeyen elemanlarda (demiryolu traversleri gibi), hesap tasarım yükünün üzerinde yükler oluşabilmektedir. Tam öngerilme durumunda, meydana gelen minimum ve maksimum momentin kesit boyunca dağılım değişkenliğine bağlı olarak, beton kesit içerisinde çekme gerilmesi oluşup oluşmadığının kestirilmesi oldukça karmaşıktır. Bu yüzden ya karmaşık ve pahalı kesitler (kutu kesit gibi) kullanılmakta veya emniyetli bölgede kalmak için öngerilme kuvveti artırılmaktadır. Çeşitli yük kombinasyonları düşünülerek çatlak genişliğine bir miktar müsaade edilmesi ve nihai yük durumuna karşı güvenlik katsayıları kullanılmak zorunda kalınmaktadır. Sonuç olarak özetle tam öngerilmeli sistemler hem maliyeti artırmakta hem de daha karmaşık uygulamalar gerektirmektedir. Bu yüzden çoğu zaman kısmi öngerilme daha uygulanabilir ve ekonomik çözümler getirmektedir. Böylece düktilitesi daha yüksek ürünler de elde edilmektedir. Kısmî öngerilmeli sistemde servis yükleri altında beton içerisinde çekme gerilmeleri meydana gelmesine ve hatta çatlaklar oluşmasına müsaade edilmektedir. FIB-CEB kategorizasyonunda; dinamik yük kaynaklı yorulmaya veya korozyon etkilerine maruz kalacak (ve üzerine gelecek yükler tam olarak öngörülemeyen) yapılarda “tam öngerilme” uygulanması önerilmektedir (Thürlimann, 1968). Ancak daha önce 2.7.2 bölümünde izah edildiği üzere; beton traverslerin mevcut dingil yükleri ve tren hızları

ile travers kesit boyutları ve hammadde karakteristikleri kullanılarak, yorulma zaafi göstermeyecek şekilde, tam öngerilmeli olarak dizayn edilmeleri muhtemel görülmemektedir.

Kısmi öngerilmeli tasarımda dizayn felsefesi olarak servis yükleri altında çatlak oluşumuna izin verilmektedir. Tam öngerilmeli sistemlerde donatı korozyona karşı daha iyi korunmaktadır. Her ne kadar çatlak olmadığı zamanlarda dahi korozyon meydana gelebilmekte iken, çatlak oluşması ile korozyon meydana gelmesi kolaylaşmaktadır. Öngerilme kuvveti uygulanmış donatıların korozyon potansiyeli, öngerilme uygulanmamış donatılardan daha fazladır. Öngerilme donatıları genellikle çekme dayanımının %50'sinin üzerinde öngerilmeye tabi tutulmakta olup, bu gerilme donatının korozyona karşı daha hassas olmasına neden olmaktadır. Ayrıca öngerilme için kullanılan donatıların çapı, konvansiyonel sisteme nazaran daha küçüktür. Bu yüzden cüzi miktarda lokal veya ince bir tabaka halinde korozyon meydana gelmesi, donatı kesit alanının önemli düzeyde düşmesine ve sonuç olarak kırılmasına neden olmaktadır. Donatılarda korozyon korunması için epoksi kaplama uygulanmakta olup, yüksek kür sıcaklıkları, öngerilme donatılarının aderansında kayıplara neden olmaktadır (Anonim-1, 1999).

Betonda mikro-çatlak oluşumu, içsel gerilmeler, donatı deformasyonları ve paspayı soyulması, öngerilmeli betonlarda sıradan betonarme yapılara göre daha büyük tehlikeler oluşturmaktadır. Yapılan teorik ve deneysel araştırma neticesinde, öngerilmeli beton traverslerde donatılarla beton arasında ısıl işlem esnasında zıt gerilme oluştuğu, beton sertleşirken bu gerilmenin en yüksek değere çıktığı, öngerilme kuvveti kalıplar üzerinden betona serbest bırakılırken özellikle travers bitiminde donatıyla beton ara yüzü arasında hasarlar meydana geldiği, travers demiryolunda kullanımda iken bu hasarlı yüzeylerden su nemi ve agresif kimyasalların çeşitli zararlar oluşturduğu ve suyun donarak genişleme ile iç gerilmelere neden olduğu ve 40 mm'yi bulan korozyon kaynaklı hasarlar tespit edilmiştir (Şekil 2.76). Öngerilmeli beton traverslerin çevresel şartlara dayanıklılığı, ısıl işlem ve öngerilme kuvveti ile meydana gelen donatı-beton ara yüzünün zayıflaması ile azalmaktadır (Jokubaitis ve ark., 2016).

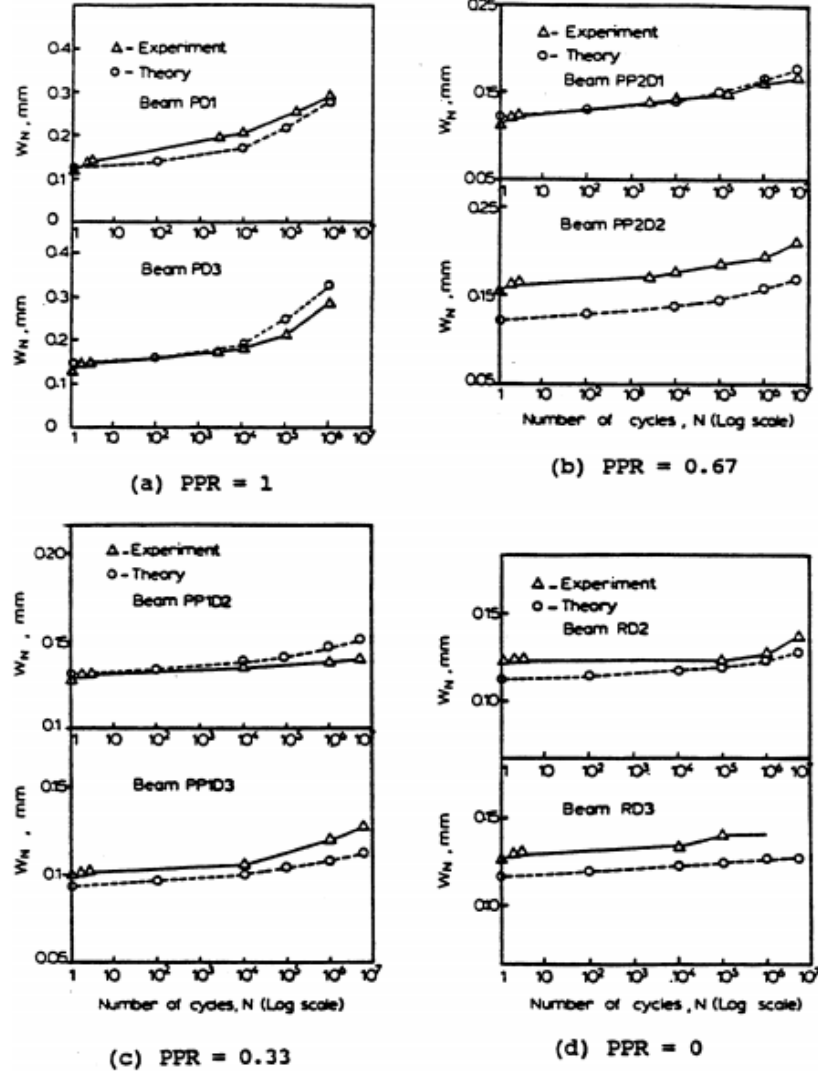


Şekil 2.76. Öngerilmeli traverslerde donma-çözülme etkisiyle meydana gelen korozyon (solda; a-travers dışından görünüş, b-orta kesit) ve donma-çözülme mekanizması (sağda; 1-donatı, 2-beton, 3- çatlak, 4-donan su, 5-henüz donmamış su, 6-suyun donması ile oluşan gerilme yığılması) (Jokubaitis ve ark., 2016)

Öngerilmeli betonarme traverslerde meydana gelen kırılmalar, yalnız mekanik özellikler ve yük taşıma kapasiteleri açısından değil ayrıca durabilite ve yorulma dayanımı açısından da önemlidir. Buna ilaveten, çatlakların şekil ve çeşitleri, traverslerin değerlendirilmesi için önemli parametrelerdir. Çatlakların traverslerin en önemli zayıf sebebi olduklarını varsaymak bu yüzden yersiz değildir. Nitekim Thun ve ark. (2008) çalışmasında deneye tabi tutulan 13 traversin 6'sı yorulma deneyini geçememiş, deney sonucunda çalışmayı yürütenler tarafından dâhili çatlakların traversin yük taşıma kapasitesi üzerinde kritik bir öneme sahip olduğu sonucuna varılmıştır. Ayrıca düz-ince [<0.05 mm] çatlakların taşıma kapasitesi üzerinde önemli bir düşüşe neden olmadığı da görülmüştür. Bu yönde bir sonuç Kaewunruen ve Remennikov (2009a) saha çalışması sonrasında da elde edilmiştir. Sýkorová ve ark. (2012) çalışmasında, traverslerin elastisite modülünün yola monte edildikten sonraki birkaç yüz bin yük tekrarı sürecinde keskin bir şekilde düştüğü raporlanmıştır. Klorid iyonu difüzyonuyla oluşan birikmenin öngerilmeli beton traverslerin bozulmasının önemli nedeni olduğu bilinmektedir. Çelik donatının korozyona uğramasına neden olan su ve klorid iyonlarına karşı betonun göstereceği direnç, özellikle betonun geçimliliğine bağlıdır. Henüz çatlak oluşmamış yüksek dayanımlı beton, normal dayanımlı betondan, daha yoğun yapısı nedeniyle, daha düşük su geçirimliliği sergileyecektir. Ancak Aldea ve ark. (1999) çalışmasına göre çatlaklar betonun su ve klorid geçirimlilik davranışını etkilemekte olup, normal ve yüksek dayanımlı beton çatlaktan olumsuz etkilenmektedir. Mikro-çatlaklar ve görülebilir çatlakların etkisi, öngerilmeli betonarme traverslerin durabilitesi üzerinde

ciddi tehdit oluşturmaktadır. Daha önce değinildiği üzere; servis yükleri altında öngerilmeli betonarme traverslerdeki mikro-çatlakların oluşumu engellenememektedir. Francois ve Arliguie (1999) tarafından yapılan servis yükleri altındaki mikro-çatlakların öngerilme çeliği etrafına klorid iyonu nüfuzunu arttırarak servis ömrünü azalttığı tespiti, Mohammed ve ark. (2001) tarafından yapılan laboratuvar testleri ile onaylanmış, çatlak genişliğinden bağımsız olarak öngerilme donatısının önemli düzeyde korozyona uğradığı görülmüştür. Aksine, Wang ve ark. (1997) kaynağında belirtildiği üzere; yük altında 50 mikrondan az açıklıktaki çatlamlarda, çatlak genişliğinin miktarı beton geçirimsizliği açısından küçük bir etkiye sahiptir. (Ancak çatlak oluşmamış betonarme yapılarda dahi korozyon, çevresel etki şiddetine ve yükleme tekrarına bağlı olarak, belli hızda devam etmektedir.) 50-200 mikron açıklığındaki çatlaklarda ise; beton geçirimsizliği hızlı bir şekilde artmakta ve daha sonra sabitleşmekte ve hızı düşmektedir. Dahası, (öngerilmeli traverslerde daha çok muhtemel olan) makroskobik çatlaklar öngerilme donatısının korozyonla zarar görmesine neden olmakta ve Nawy (2010) deneyleri göstermektedir ki; çatlak çapının tekrarlı yükler etkisinde zamanla iki katına çıkması muhtemeldir. Sonuç olarak; çatlakların ilerlemesi ve özellikle 50 mikron düzeyinin üzerine çıkması, klorid iyonlarının ve suyun beton traverse nüfuziyetini kolaylaştırmakta ve öngerilme çeliklerinin korozyonunu hızlandırmaktadır. Bu durum, özellikle donma-çözülme etkilerine maruziyet ile travers servis ömrünün kısalmasına neden olmaktadır (Taherinezhad, 2017).

Konvansiyonel betonarme elemanlarda, çatlaklar, servis yüklerinde dahi görülebilmektedir. Donatının özel detaylandırılması ile bu çatlaklar 0.1-0.3 mm düzeylerinde tutulabilmektedir. Yıllar içinde edinilen tecrübeler göstermektedir ki; bu düzeyde çatlak oluşması halinde beton içerisindeki donatıda (ilave, aşırı) korozyon oluşmamaktadır. Çatlak meydana gelmiş elemanlarda, öngerilmesiz-kısmi öngerilmeli-tam öngerilmeli fark etmeksizin, çatlak genişlikleri ve defleksiyonlar tekrarlı yükler altında genellikle artmaktadır. Öngerilmesiz ve farklı düzeylerde öngerilmeli kirişlerde tekrarlı yükler ardından meydana gelen çatlakların genişliği Şekil 2.77'de verilmiştir (Anonim-1, 1999).



Şekil 2.77. Öngerilmemiş ve farklı düzeylerde öngerilmeli kirişlerde tekrarlı yükler ardından meydana gelen çatlakların genişliği (Anonim-1, 1999)

Buraya kadar sunulan bilgiler ışığında donatıların korozyondan korunması açısından kısmî öngerilmeli sistemlerin yeterli olmadığı, hatta konvansiyonel öngerilmemiş tasarımlardan daha iyi olmadığı, hatta öngerilme kuvveti ve donatı çaplarının küçüklüğü nedeniyle donatıların korozyona karşı daha hassas olduğu görülmektedir. Donatıların korozyondan korunması için tam öngerilme de uygulanamadığı 2.7.2 bölümünde izah edilmiş olup, travers ömrünü uzatmanın en etkili ve belki tek yolu, donatının korozyon zaafı olmayan malzemelerden seçilmesidir. Bu nedenle tez kapsamında, korozyon dâhil nem, alkali, asit vb. zararlı çevresel etkilere dayanıklılığı üst düzey olan karbon-fiber donatılar kullanılmıştır.

2.7.5. Kısmî öngerilmeli traverslerin kesme kuvveti zaafı

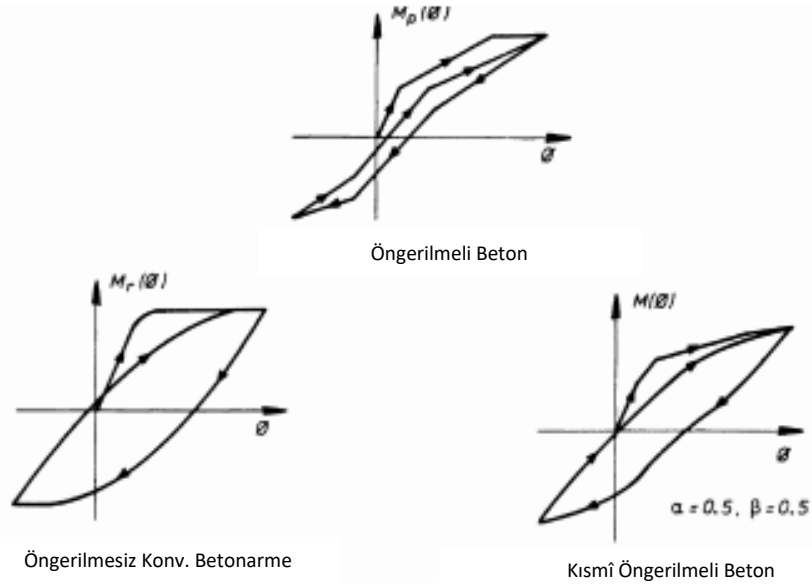
Bir başka problem kısmi öngerilmeli sistemlerde, kesme kuvvetlerine mukavemet göstermek için hem boyuna hem enine donatılara ihtiyaç vardır. Sık veya spiral etriye kullanımı düktilite ve histeretik karakteristik için önemli düzeyde fayda sağlamakta, ayrıca basınç bölgesindeki donatıların bükülmelerini önlemektedir (Anonim-1, 1999).

Travers boyunca uzanan çatlamlar, dübel etrafında meydana gelen yüksek değerli kesme-çekme gerilmeleri ile ortaya çıkmakta olup (bölüm 2.7’de örnek fotoğrafları sunulmuştur), Rezaie ve ark. (2012) bölgede etriye vb. dağıtma donatıları kullanımını önermektedir (Ferdous ve ark., 2014).

Bu konu başlığı altında kısaca sunulan bu husus, öngerilmeli ve öngerilmemiş tüm beton travers tiplerinde göz önünde bulundurulması gerekmekte olup, öngerilmemiş traverslerde kesme donatıları kullanımı görülmekte iken, uygulama zorluğu vb. nedenlerle öngerilmeli traverslerde kullanım daha kısıtlıdır. Bu konu “4. Bulgular” bölümünde detaylı olarak sunulmuştur.

2.7.6. Kısmî öngerilmeli traverslerde darbe yüklerine zafiyet

Pasif donatılı konvansiyonel betonarme elemanlar ile kısmî ve tam öngerilmeli elemanlara yeterli büyüklükte darbe kuvveti uygulandığında, konvansiyonel ve kısmi öngerilmeli elemanlar sönümlemeye meyilli iken tam öngerilmeli elemanlar bu özelliği sergilememektedir. Bu durum deprem gibi yüksek etkilerde tam öngerilmeli sistemlerin hızlıca çökmesiyle sonuçlanmasını açıklamaktadır. Kısmi öngerilmeli elemanların enerji sönümleme kabiliyeti (yük-deformasyon eğrisi altında kalan alan), eşdeğer boyut ve dayanımdaki konvansiyonel pasif donatılı betonarme elemandan %15 daha azdır. Ancak tam öngerilmeli elemanlardan önemli düzeyde yüksektir. Elemanlarda meydana gelen çatlamlar ve öngerilme kuvvetindeki artış sönümleme kabiliyetini düşürmektedir. Öngerilmeli elemanlar içerisine pasif donatı konulması enerji sönümleme karakteristiğini artırmaktadır. Şekil 2.78’de pasif donatılı, kısmi öngerilmeli ve tam öngerilmeli elemanların tekrarlı yükler altındaki davranışı verilmektedir (Anonim-1, 1999).



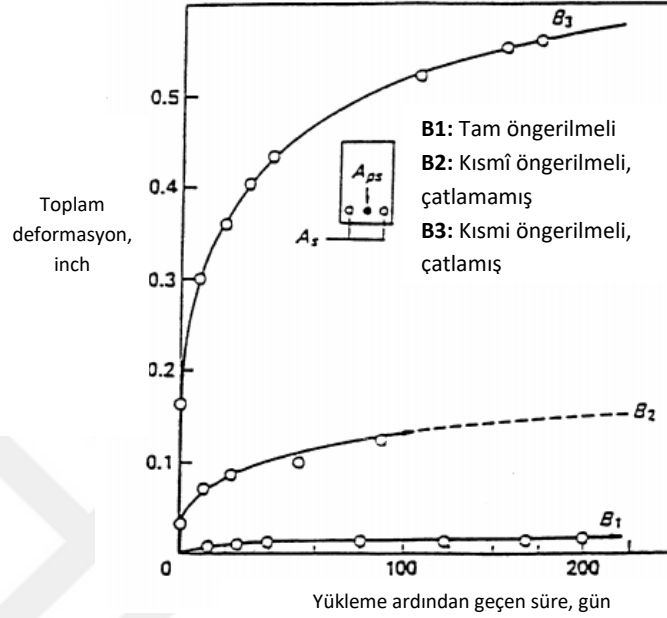
Şekil 2.78. Çeşitli tipteki beton elemanların moment eğrileri (Anonim-1, 1999)

Bu konuda daha önce “2.7. Öngerilmeli betonarme traverslerin dezavantajları” bölümünde de bilgiler verilmiş olup, darbe zafiyeti traverslerin erken değiştirilmesinin önemli nedenlerindedir. Öngerilmesiz uygun tasarımların bu açıdan da avantaj sağlayacağı Şekil 2.78’den görülmektedir.

2.7.7. Kısmî öngerilmeli traverslerde öngerilme kuvveti kayıpları

Önemli bir başka problem donatılardaki öngerilme kuvveti, ani olarak ve zaman içerisinde sürekli düşmektedir. Ani kayıplar elastik kısılma, ankraj oturması ve sürtünme kaynaklıdır. Uzun süreli kayıplar ise betonun sünme ve büzülmesi ile donatının relaksasyonu kaynaklıdır (Anonim-1, 1999). Travers tasarımında öngerilme kuvvetinin yaklaşık %25’inin kaybolacağı öngörülmektedir (Kaewunruen, 2007). Öngerilme kayıplarının 15 yıl ardından %30 düzeyine ulaşması tahmin edilmektedir (Wolf, 2015). Özellikle nemce kuru iklimlerde %30 öngerilme kaybı oluşması beklenmektedir (Bezgin, 2018-c). Zamana bağlı öngerilme kuvvetleri, tam öngerilmeli çatlammamış kesitlerde yaklaşık %14 düzeylerinde kayba neden olsa da, çatlammış kesitlerde bu değer oldukça yüksektir (Anonim-1, 1999).

Tam öngerilmeli, kısmi öngerilmeli ve öngerilmemiş elemanlarda zamana bağlı sehım düzeyleri Şekil 2.79’da sunulmuştur. 2 yıl süreli yük ardından, ilk sehıme ilaveten; öngermeli sistemde bu sehımın 1.25 katı kadar, ard-germeli sistemde 1.50 katı kadar ilave sehım meydana gelmektedir (Anonim-1, 1999):



Şekil 2.79. Çeşitli kirişlerde uzun süreli deformasyon düzeyleri (Anonim-1, 1999)

Long-line metoduyla üretilen traversler konusunda yapılan bir araştırmada, öngerilme kuvvetinin betona aktarılması 18. saat dolaylarında olan prosesteki aktif öngerilme kuvveti, 66. saatte aktarılan prosesten biraz daha düşük çıkmıştır. Ayrıca öngerilme aktarımı esnasında ani olarak %6-8 (teorik olarak %4) aktarma kaybı meydana gelmiştir. Yine aynı yöntem kullanılan başka bir fabrikada yürütülen çalışmaya göre ise ısı işlem ardından kalan öngerilme kuvveti %59 mertebesindedir (%41 kayıp). Neticede betonun hidrasyon ısı, öngerilme kayıplarını oluşturan ana neden olup, betonla donatı arasındaki aderansın geliştirilmesinin öngerilme kayıplarına neden olduğu tespit edilmiştir (Guðmundsson, 2014).

Sıcaklık değişimi ile travers ortasındaki eğilme momenti kapasitesi arasında güçlü bir ilişki tespit edilmiştir. Sıcaklık pozitif yönde artınca, travers ortasındaki eğilme momenti kapasitesi ters orantılı olarak düşmektedir. Bu düşüş önemli miktarlara

varmakta olup, 16.7 °C sıcaklık artışı ardından travers ortasındaki eğilme momentinde 5 kN.m (%25) kayıplar ölçülmüştür (Wolf, 2015).

Demiryollarında yapılan müteaddit saha ölçümlerine göre, travers dizayn yükünün üzerinde yüklere maruz kalan kısmî öngerilmeli traverslerde, çatlak oluşması kaçınılmaz olup, bu durumda %30'dan da fazla öngerilme kuvveti kayıpları meydana gelecek ve zaten yeterli gelmeyen öngerilme kuvveti daha da düşecektir. “2.7.2. Tam öngerilme yerine kısmî öngerilme uygulanma nedenleri” bölümünde izah edildiği üzere öngerilme basıncının çok daha fazla artırılması da mümkün değildir. Neticede, kısmî öngerilmeli traverslerin donatı ve beton kesitlerinin daha düşük tutulabilmesi ile ilk üretim maliyetinde sağladığı tasarrufun aksine, travers servis ömründeki düşüklük ile kâr beklentisinin büyük zararlara çevrildiği söylenebilir. Öngerilmesiz karbon-fiber donatılı tasarımın, bu açıdan ilk üretim maliyetleri bir miktar daha yüksek olsa da rezonans, yorulma ve öngerilme kayıpları bakımından değerlendirildiğinde servis ömründe sağlayacağı uzama ile yeterli fizibiliteye sahip olacağı düşünülmektedir.

2.7.8. Kısmî öngerilmeli traverslerde yüksek dizayn yükü gerekliliği

Netice olarak; buraya kadar zikredilen tüm bu dezavantajlar nedeniyle kısmî öngerilmeli sisteme sahip olan öngerilmeli beton traverslerin dizayn yükü, servis yüklerinden büyük oranda fazla tutulmak zorundadır. Taylor, (1993) tarafından belirtildiği üzere: “BS986 standardında (1945) belirtilen şu ifadeler dikkat çekicidir: Öngerilmeli traversler, (öngerilmesiz) betonarme traverslere göre daha yüksek yükler için dizayn edilmelidir (Çizelge 2.25). Standart içindeki izahatlarda belirtildiği üzere; betonarme traverslerde çatlak oluşabilir ve öngerilmeli traverslerin aksine, betonarme traversler, “ortalama” çalışma yüküne göre tasarlanabilir, çünkü öngerilmeli traverslerde bağlanma kuvveti zamanla kaybolabilir, bu yüzden öngerilmeli traversler tahmini yüksek yüklere göre maruz kalmış gibi dizayn edilmelidir.”

Çizelge 2.26. Çeşitli travers tiplerinin dizayn momentleri (kN.m) (Taylor, 1993)

Klasik betonarme travers		Öngörülmesi beton travers	
Ara traversler	Conta traversleri	Ray mesnedinde dizayn momenti	Travers mrk. dizayn momenti
10.8	13.7	21.6	14.7

2.7.9. Travers çeşitlerinin çevreye etkilerinin karşılaştırılması

Betonarme, çelik ve ahşap traverslerin üretimi, kullanımları ve hatta kullanım ömürlerinin sonunda çevreye ve doğaya büyük etkileri vardır. Dr. Frank Werner (2009) tarafından yapılan LCA (Life Cycle Assessment- Yaşam Döngüsü Değerlendirmesi) çalışmasında traverslerin üretimi, montaj ekipmanları, kullanım ömürleri sonunda sökülmeleri, geri dönüşümleri ve son olarak doğaya karışma aşamalarında doğaya verdikleri etkiler incelenmiştir. Bunlara ek olarak traverslerin kullanım esnasında hattın üzerinde yapılacak olan bakım, onarım ve tamirat işlemleri de göz önünde bulundurulmuştur. Yapılan çalışmanın neticesinde;

- Traverslerin çevreye etkilerini belirleyen ana faktör hat altyapısının inşaatı ile bakım ve onarım işlemleridir. Özellikle yeni balast imalatı ve nakliyesinin çevreye verdikleri zararlı etkiler çok büyüktür.
- Yeni imal edilen çelik traversler bütün çevreye etki kategorilerinde büyük farkla önde çıkmışlardır. Yeniden geri dönüşümle elde edilen çelik traverslerin bile çevreye olumsuz etkileri çok büyüktür. Tamir edilmiş çelik traverslerin çevreye etkileri betonarme traverslerden düşük, ahşap traverslerden yüksektir.
- Ahşap traversler, ötrofikasyon haricindeki tüm değerlendirmelerde, betonarme ve çelik traverslere göre çevreye daha az zarar vermektedir. Ahşap traverslerin üretiminde sürdürülebilir ve yönetilebilir ormanların kullanılması durumunda ve ömürlerinin sonunda fosil yakıtlar yerine kullanılmaları durumunda elde edilecek fayda sebebiyle üstün konuma gelmektedirler. Ancak ahşap traverslere yapılan emprenye işleminin doğaya ve insan sağlığına verdiği zararlar özellikle Avrupa'da çok büyük tartışma konusudur. Yakın zamanda Avrupa Birliği'nin aldığı bir takım kısıtlama kararları sebebiyle ahşap travers üretimi ve kullanımı oldukça büyük zararlar görecektir. Avrupa Birliği'nin şu anda hatlarda serili olan ahşap traversler üzerine yaptığı araştırmalar neticesinde bu traverslerdeki kimyasal madde oranının kritik eşik çok üzerinde olduğu

saptanmıştır. Günümüzde ahşap travers ile benzer statik ve dinamik özelliklere sahip plastik/sentetik travers gibi traverslerin ortaya çıkmasının esas sebeplerinden biri de budur.

- Üretilen traverslerin kullanım ömürleri dikkate alındığında doğaya verdikleri zarar yeni üretilen traverslerden çok daha düşük kalacağı için kullanım ömürleri yüksek traverslerin üretilmesi çevreye verilen zararlı etkilerin düşürülmesi konusunda önemli rol oynamaktadır.
- Betonarme traverslerin çevreye verdikleri zararlı etkilerin düşürülmesi için kullanılan çimento ve demir miktarının azaltılmasını sağlayacak yeni tasarımlar ve yeni malzemeler geliştirilmelidir (Çelik ve Öztürk, 2015).

Dünyadaki CO₂ salınımının %5-7'si beton endüstrisi kaynaklıdır (Koh, 2015). Bu yüzden dünyada daha “çevreci” çimentoların (CEM II-CEM III) kullanılabilirdiği traversler araştırılmaktadır. Örneğin; (Koh, 2015) Ar-Ge çalışmasında, travers betonunda kullanılan çimento içerisinde yüksek düzeyde uçucu kül kullanılmış (CEM III sınıfı), erken dayanımı sağlamak için de doğal kum (ince agrega) yerine, metal kaynak tozu kullanılmıştır. Öngerilmemiş travers üretimi araştırması sayesinde, daha düşük dayanım sınıfında beton yeterli gelebileceğinden ihtiyaç duyulan çimento dozajı düşecek, ayrıca erken yüksek dayanım ihtiyacı da azalacağından; çimento tipi, daha yavaş dayanım alan ancak daha çevreci (CEM II-CEM III) tiplerle kolayca değiştirilebilecektir. Ayrıca yüksek katkı (uçucu kül vb.) çimento kullanımı ile hidrasyon sonucu açığa çıkan, zayıf kalsiyum-hidro-oksit bağlanarak, betonun donma çözülme vb. çevresel etkilere karşı dayanıklılığı ve tekrarlı yükler karşısındaki dayanımı da artacaktır. Sonuç olarak hem çimento dozajı düşürülebilecek hem de travers hasarlarının toplamda %22.5'ine tekabül eden çevresel ve kimyasal etkilerin, ray mesnedinde aşınmaların, bağlantı malzemesi yüzeylerinde yorulmaların önlenmesi ve/veya azaltılması için puzolan oranı yüksek çevre-dostu çimento tipleri kullanılabilir. Bunun dışında, Taherinezhad (2017) çalışmasında belirttiği üzere: “Öngerilme teknolojisinin uygulanabilirliği için, öngerilmeli betonarme travers üretiminde sıklıkla yüksek dayanımlı beton kullanılmaktadır. Çatlak türleri ve mikro-yapısı nedeniyle, yüksek dayanımlı beton, normal dayanımlı betondan farklı bir materyaldir. Basınç dayanımındaki yükseliş ile düktilitedeki düşüş esas endişe kaynağıdır. Yüksek dayanımlı betonun gevrek (düşük düktiliteli) davranış sergilemesi, mikro çatlaklar arasındaki yumuşak kırılmalar ve düşük agrega yüzey aderansı bu

davranışa katkıda bulunmaktadır. Öngerilmeli betonarme traverslerde, özellikle dinamik yükler etkisinde görülen çatlamların belki de ana sebebi bu gevrekliktir.” Nitekim Karr ve ark., (2017) çalışmasında ise: “Normal dayanımlı betonlar, tekrarlı yük tesirinde, yüksek dayanımlı betonlara göre daha yüksek dayanım göstermektedir.” Ferdous ve ark., (2014) çalışmasında da: “Atis (2002) çalışmasında yüksek miktarda uçucu kül içeren betonların aşınma dayanımlarının yüksek olduğu gösterilerek, travers ray mesnedi gibi bölgelerde kullanımı önerilmiştir” denmektedir.

Tez kapsamında çelik donatılardan ve öngerilme çubuklarından daha çevreci üretim prosesine sahip fiber donatılar kullanılacağından, donatı bazında çevre dostu tasarım sağlayacaktır. Bir diğer açıdan, uygulanacak proses, öngerilmemiş olacağından, traverslerin üretimlerini takip eden günde, çok yüksek dayanıma erişmeleri gerekmeyecektir. Bu yüzden daha çevreci (CEM II veya CEM III sınıfı) çimentolar daha düşük dozajlarla kullanılabilir. Yine bu sebepten dolayı ısı işlem (buhar kürü) ihtiyacı kalmayacağından veya 55-60°C kür yerine 30-35°C kür yeterli olacağından yakıt sarfiyatı sağlayarak da çevre dostu bir tasarım sağlanmış olacaktır. Tüm bu faydalarının dışında, yeni geliştirilecek traverslerin yüksek dinamik-darbe yükü ve yorulma dayanımı, sönümlenme karakteristikleri ve korozyon-alkali vb. zararlı çevresel etkilere dayanıklılığı ile travers servis ömrünü artırarak yukarıdaki çalışmada istenen yaklaşık bütün hususları sağlamış olacağı tahmin edilmektedir.

2.8. Karbon-Fiber Donatılı Beton Tasarımı

1970'lerin ortalarından itibaren polimer kompozitlerin İnşaat Mühendisliğindeki yapısal uygulamaları görülmeye başlanmıştır. İnşaat Mühendisliği terminolojisinde lif takviyeli polimer kompozitler anlamına gelen FRP kısaltması kullanılmaktadır. Bu kompozitler, kendi başına taşıyıcı malzeme olarak kullanılacakları gibi; betonarme veya öngerilmeli betonda donatı olarak da kullanılabilirler. Ayrıca eski yapıların yenilenmesinde veya güçlendirilme işlerinde kullanılmaktadırlar (Felekoğlu, 2019).

Günümüzde imalat teknolojilerindeki gelişmeler ile yapı malzemelerindeki yeni teknoloji arayışları sonucunda birçok yeni kompozit ürün ortaya çıkmaktadır. Yeni teknoloji ürünleri arasında betonarme donatısı olarak kullanılan çelik çubukların

vazgeçilmezliğini tartışılır hale getirecek yapay donatı çubukları da bulunmaktadır. Günümüzde cam lifi, bazalt lifi, karbon lifi gibi liflerin pultruzyon yöntemiyle epoksi reçine kullanılarak kompozit bir malzeme şeklinde betonarme yapılarda kullanılan çubuk donatı formunda üretimi başlamıştır. Üretilen yapay donatı çubuklarına bazı örnekler Şekil 2.80’de görülmektedir. Lifli donatı çubuğu, özellikle korozyon riski bulunan yapı elemanlarında donatı çeliğine önemli bir alternatif oluşturmaktadır (Beycioğlu ve Aruntaş, 2014).



Şekil 2.80. Yapay Donatı Çubukları (Beycioğlu ve Aruntaş, 2014) (Tez kapsamında kullanılan kuşlamalı karbon-fiber donatı çeşidi kırmızı çerçeveye alınmıştır.)

FRP donatı ve çelik donatının çekme etkisi altında özellikleri Çizelge 2.26’da, yoğunlukları ise Çizelge 2.27’de verilmiştir.

Çizelge 2.27. FRP donatı ve çelik donatının çekme etkisi altında özellikleri (Özşahin ve ark., 2015; Fico, 2008)

Parametre	Çelik	GFRP	CFRP	AFRP
Akma Gerilmesi (N/mm ²)	276~517	Akma Yok	Akma Yok	Akma Yok
Çekme Dayanımı (N/mm ²)	483~690	483~1600	600~3690	1720~2540
Elastisite Modülü (N/mm ²)	200000	35000~51000	120000~580000	41000~125000
Akma Şekil Değişirme (%)	0,14~0,25	Akma Yok	Akma Yok	Akma Yok
Kopma Şekil Değişirme (%)	6~12	1,2~3,1	0,5~1,7	1,9~4,4

(*Lif Hacim Oranları 0,5–0,7 için)

(** GFRP: Cam Lifi Takviyeli Polimer, CFRP: Karbon Lifi Takviyeli Polimer, AFRP: Aramid Lif Takviyeli Polimer)

Çizelge 2.28. Lif takviyeli polimer (FRP) donatı ve çelik donatının yoğunlukları (Özşahin ve ark., 2015)

Parametre	Çelik	GFRP	CFRP	AFRP
Yoğunluk (g/cm ³)	7,90	1,25~2,10	1,50~1,60	1,25~1,40

FRP malzemeler yüksek dayanım ve çevresel etmenlere karşı gösterdiği iyi performansın yanında araştırmacıların arzu ettiği birçok özelliğe sahip ve farklı kombinasyonlarda üretilebilir olmaları nedeniyle tercih edilmektedir. Bu yeni nesil kompozit malzemelerin kullanımı, üstün mekanik dayanımlarının yanı sıra hafifliği, korozyona dayanımı ve kimyasallara karşı yüksek direnç göstermesi, elektrik yalıtımı gibi özelliklerinden dolayı giderek yaygınlaşmaktadır. Ayrıca düşük ısı iletkenliğine sahip olmaları, uzun yıllar bakım ve boya gibi ek bir hizmete ihtiyaç duymamaları bu malzemeleri diğer alanlarda olduğu gibi inşaat sektöründe birçok malzemenin alternatifi olma yönünde avantajlı konuma getirmektedir (Aydın F., 2011).

Konvansiyonel çelik donatılar yerine FRP donatıların kullanımı için birçok neden bulunmaktadır. Bu inovatif donatılar korozyona karşı dayanıklı oldukları için deniz kıyısı yapılarında ve şiddetli çevre etkilerine maruz kalınan yapılarda tercih edilebilecektir. Dahası cam fiber donatılar ısı-elektrik-ses geçirmez yapıda olduklarından, yalıtım ihtiyacı olan demiryolu hatları, dış etkenlere açık yapılarda, demiryolu köprülerinde ve tünel kaplamalarında etkin bir şekilde kullanılabilir. Bu donatıların durabilite avantajlarının dışında manyetik saydamlık gerektiren Manyetik Rezonans Görüntüleyici içeren hastane odaları benzeri yapılarda da avantaj sağlamaktadır (Anonim-k).

Karbon lifler farklı yöntemlerle üretilen ve türüne göre çelikten daha yüksek çekme dayanıma sahip malzemelerdir. Üstelik çelikten çok daha hafiftir. Karbon lif takviyeli polimer kompozitler, CFRP (carbon fiber reinforced composites) olarak adlandırılırlar. Temel olarak karbon lifler poliakrilonitril (PAN) ve zift kökenli olup, üretim yöntemine göre farklı özellikler gösterirler. Poliakrilonitril karbon lifler (PAN) yüksek elastisite modüllü (inşaat sektörü) ve ultra yüksek elastisite modüllü (uzay endüstrisi) lifler üretiminde kullanılır. Karbon lifler su emmez ve her türlü alkali ve çözücüye karşı dirençlidir. Üç grupta incelenmektedir: Ultra yüksek modüllü, Yüksek elastisite

modüllü ve Yüksek dayanımlı. Üç tür de aynı yöntemle üretilmektedir. Ancak uygulanan ısı işlem sıcaklığı farklıdır. Bu nedenle farklı dayanım ve rijitlik özelliklerine sahiptirler. Ultra yüksek modüllü karbon lifler 2400 °C sıcaklıkta üretilmektedir ve 400 GPa elastisite modülüne ulaşılmaktadır (daha da arttırılabilir). Ancak çekme dayanımı 1800 MPa'dır. Kopma uzaması oldukça azdır. Yüksek modüllü karbon lifler ise daha düşük sıcaklıklarda üretilir ve elastisite modülü 240 GPa'dır. Diğer yandan 4000 MPa gibi yüksek bir çekme dayanımına sahiptir. Ayrıca kopma uzaması ultra yüksek modüllü liflere kıyasla daha fazladır. Yüksek dayanımlı karbon liflerde ise çekme dayanımı 4400 MPa ve elastisite modülü 200 GPa seviyelerindedir. Kanada'da yapılmış çalışmalar 4 saatlik yangında yüzeysel yangın yalıtımı yapılmış FRP ile güçlendirilmiş kompozitlerin, yalın betonarme ile benzer yangın direncine sahip olduğunu göstermiştir. Lif dayanımının matris dayanımına oranı yüksek olan karbon lif takviyeli polimer kompozitlerde; performans nemden etkilenmezken, cam takviyeli polimer kompozitlerde mekanik özellikler nem koşullarından etkilenebilmektedir. 1996'dan beri 200'den fazla köprü FRP kompozit elemanlar kullanılarak üretilmiştir. Karbon kabloların hafif olması, korozyona uğramaması ve teorik yorulma dayanımlarının çok yüksek olması avantajlarıdır (Felekoğlu, 2019).

Karbon, yoğunluğu 2.268 gr/cm^3 olan kristal yapıda bir malzemedir. Karbon-fiberler cam elyaflardan daha sonra gelişen ve çok yaygın olarak kullanılan bir elyaf grubudur. Hem karbon hem de grafit elyaflar aynı esaslı malzemedden üretilirler. Karbon-fiberlerin en önemli özellikleri düşük yoğunluğun yanı sıra yüksek mukavemet ve tokluk değerleridir. Karbon-fiberler, nemden etkilenmezler ve sürtünme mukavemetleri çok yüksektir. Aşınma ve yorulma mukavemetleri oldukça iyidir. Bu nedenle askeri ve sivil uçak yapılarında yaygın bir kullanım alanına sahiptirler. Karbon-fiberler çeşitli plastik matrislerle ve en yaygın olarak epoksi reçinelerle kullanılırlar. Ayrıca karbon-fiberler alüminyum, magnezyum gibi metal matrislerle de kullanılırlar. Elyaf imalatında genellikle poliakrilonitril (PAN) kullanılır. PAN bazlı elyaflar 2413 ila 3102 MPa değerinde çekme mukavemetine sahiptirler ve maliyetleri (diğer bazı karbon-fiber tiplerine göre) düşüktür. Petrolün rafinesi ile elde edilen zift bazlı elyaflar ise 2069 MPa değerinde çekme mukavemetine sahiptirler. Mekanik özellikleri PAN bazlı elyaflar kadar iyi değildir ancak maliyetleri (ondan da) düşüktür (Vatangül, 2008).

Yeni yapılacak binalarda korozyon ve korozyon sebebiyle oluşacak hasarları engellemek için geleneksel çelik donatı yerine antikorozif donatı olarak lif takviyeli polimer (FRP) donatı kullanılabilir. Lif takviyeli polimer (FRP) tendonları aynı zamanda eski öngerilmeli beton kirişlerin güçlendirilmesi için de kullanılabilir (Yavuz, 2011).

Donatı çeliğinin korozyonu, inşaat sektörünün en önemli problemlerinden biridir. Betonun, deniz suyu veya tekrarlayan donma-çözülme olayı gibi çevresel faktörler etkisinde olduğu durumlarda donatı çeliğinde korozyon oluşabilmektedir. Bunun sonucunda, betonda hasar oluşması nedeniyle betonarme yapılarda zaman alıcı ve pahalı rehabilitasyon işlemleri uygulanması gerekebilmektedir. Lif takviyeli polimer donatılarının (FRP), yüksek korozyon dayanımına, yüksek çekme dayanımına ve hafif bir malzeme olma özelliklerine sahip olması nedeniyle, geleneksel çelik donatının yerine kullanılabilirliği düşünülmektedir. Geleneksel çelik donatıdan daha pahalı olmasına rağmen, bakım maliyetlerindeki potansiyel tasarruf FRP donatılarını uygulanabilir bir alternatif olarak ortaya koymaktadır. Amerika'da bulunan 581 000 adet köprünün yaklaşık 1/3'ünün korozyon nedeniyle yapısal zayıflığa uğradığı ve fonksiyonel olarak işlevini yerine getiremediği düşünülmektedir. Bu köprülerin büyük çoğunluğu betonarme veya öngerilmeli betondan imal edilmiş olup, onarım ve güçlendirmeye ihtiyaç göstermektedir. İnşa edilecek yeni binalarda korozyon hasarını engellemek için mümkün olan alternatif bir çözüm yöntemi çelik donatı çubuklarının yerine antikorozif malzemelerin kullanılmasıdır. Lif takviyeli polimerler (FRP) böyle uygulamalar için ideal malzeme olarak kullanılabilir. Bu kompozit malzemeler aynı zamanda, betonarme binaların ve köprülerin dıştan yapıştırılan laminatlar veya şeritler şeklinde kullanılarak onarılması ve güçlendirilmesi için de uygulaması kolay ve etkili bir malzeme olarak kabul görmektedir. Bunun yanında FRP tendonları aynı zamanda eski öngerilmeli beton kirişlerin güçlendirilmesi için de kullanılabilir. FRP ürünleri, reçine matrisi içerisine gömülmüş, yüksek dayanımlı liflerden oluşan kompozit malzemelerdir. Bu lifler, oluşturulan kompozit malzemeye dayanım ve rijitlik sağlamak ve genellikle yükün büyük bir kısmını almaktadırlar. Matris, liflerin kenetlenmesinde görev yapmakta ve kesme gerilmeleri boyunca liften life gerilme transferini sağlamaktadır. En yaygın kullanılan lifler; cam, karbon ve aramid, matrisler ise; epoksi, polyester, vinyl ester veya fenoliklerdir. Lifler, istenilen özellikleri elde etmek için farklı doğrultularda yerleştirilebilir. İnşaat mühendisliği uygulamaları

için en yaygın olarak kullanılan lif tipleri cam ve karbondur. Karbon lifler genellikle poliakrilonitril'in (PAN), 1000-1500°C'da karbonlaştırılması (havasız ortamda ısıtılması) ile üretilmektedir. Karbon liflerin uygulamadaki avantajları; boyutsal açıdan kararlı oluşları, kimyasal inertlikleri nedeniyle neme ve pek çok kimyasala direnç göstermeleri ve elektriksel/ısısal iletkenliklerinin yüksek oluşudur. Karbon lifler, güçlü fakat hafif bir yapıya sahiptirler. Bunun sebebi, karbon atomlarının bileşiği oluştururken meydana getirdiği geometridir. Günümüzde betonarme ve öngerilmeli beton uygulamaları için kullanılan ve üretimi gerçekleştirilen FRP donatıları, tek doğrultulu, düz veya nervürlü çubuklar ve burulmuş tendonlar şeklindedir. Bazı FRP çubukları ise, aderans için gerekli olan yüzey deformasyonlarının elde edilebilmesi için helezonik tel sarma yöntemi gibi ikinci bir işleme maruz bırakılmakta veya kendisini çevreleyen betonla arasında daha iyi bir aderans olması için kumla kaplanmaktadır. Çelik donatıdan farklı olarak, standardize edilmiş kesin bir şekilleri, yüzey konfigürasyonları, lif doğrultusu, birleşim malzemeleri ve oranları yoktur. Benzer olarak, üretim metodlarının standardizasyonu da bulunmamaktadır (pultrüzyon, örme, filament sarma gibi). Bundan başka, elektromanyetik izolasyonun kritik olduğu uygulamalarda (nükleer güç santralleri, hastaneler (manyetik demiryolları) gibi), bu donatının non-manyetik özellikleri bir avantaj olarak ortaya çıkmaktadır. Çizelge 2.26'da ACI 440.1R'de verilen en yaygın donatı çubuklarının çekme özellikleri görülmektedir. FRP çubuklarının boyuna ısı genleşme katsayısını lif tipleri, enine katsayısı ise reçine belirlemektedir. Günümüzde, dünyada pek çok ülkede FRP donatıları ve FRP profilleri kullanılarak oluşturulmuş yapı örnekleri bulunmaktadır. Betonda FRP donatısının ilk uygulama örnekleri Japonya'da yapılmıştır. Özellikle Kuzey Amerika, Avrupa ve Japonya'da çok sayıda betonarme yapı FRP donatısı kullanılarak inşa edilmekte veya güçlendirilmektedir (Yavuz, 2011).

Karbon-fiber donatılar statik sünme açısından fiber donatılar arasında en az duyarlı olan tiptir. FRP donatıların avantajları; dik yönde yüksek çekme dayanımı, korozyon dayanıklılığı, magnetik olmaması, fiber tipine bağlı olarak yüksek yorulma dayanımı, çelik donatıların %20-25 ağırlığında olması nedeniyle yapı yüklerini azaltması, cam ve aramid fiberler için düşük termal ve elektrik iletkenliği olarak sayılabilir. Dezavantajları ise; akma göstermeden gevrek olarak kopması, fiber yönüne dik olan yüklere karşı kesme dayanımının düşük olması, fiber tipine bağlı olarak düşük elastisite modülü, reçine ve fiberlerin ultraviyole radyasyon karşı zafiyet göstermesi, cam fiber donatıların

nem etkisine dayanıklılığının düşük olması, bazı cam ve aramid fiberlerin alkali ortamlara karşı dayanıklılığının düşük olması, fiber yönünün dik istikametinde termal genişmesinin betona nazaran fazla olması, beton paspayı kalınlığı ve fiber donatı reçinesi tipine bağlı olarak yangın dayanıklılığının düşük olmasıdır (Fico, 2008).

Matris, liflerin kenetlenmesinde görev yapmakta ve kesme gerilmeleri boyunca liften life gerilme transferini sağlamaktadır. Matrisin diğer görevi liflerin korunması ve liflerin burkulmasının önlenmesidir. Yaygın olarak kullanılan lifler; cam, karbon, aramid lifleridir. Yaygın kullanıma sahip matrisler ise; epoksi, polyster, vinyl ester ve fenoliklerdir. Termoset veya termoplastik reçineler, lif üretimi veya daha sonraki aşamada yüzey şeklinin verilmesini sağlamaktadır. Liflerle uygulanan diğer malzemeler, bu elemanları bir arada yığın şeklinde tutan reçine tutkalları ve işlem sırasındaki aşınma nedeniyle meydana gelen azalmadan fiberleri koruyan lubrikant adı verilen maddelerdir (Yavuz, 2011).

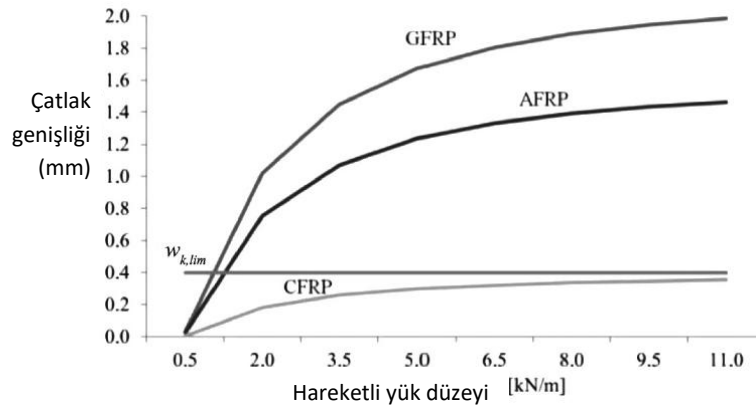
2.8.1. Fiber donatılı beton tasarım araştırmaları

Fiber Takviyeli Polimer (FRP, Fiber Reinforced Polymer) Donatıların üniform test ve raporlama prosedürleri ile malzeme tanımlamalarının kısıtlılığı nedeniyle dizayn prensipleri oluşturulmasında büyük zorluklar yaşanmıştır. FRP ile yapılacak hesaplar, normal çelik donatılarda yapılan hesaplara benzerdir. FRP donatılar lineer elastik davranış sergiler. FRP donatıların gerilim limit değeri, çelik donatıların gerilim limit değerlerinden yüksektir. Düktilitenin geleneksel tanımına bakılırsa, FRP donatılı elemanlar düktil değildir. Yayımlanan makalelerden alınarak özetlenen aşağıdaki çizelgedeki 30 deney sonucu incelendiğinde; çizelgenin sağındaki dayanım azaltma katsayılarından (0.7-1.0), karbon-fiber takviyeli donatılar (CFRP) için 0.85 katsayısı önerilmiştir. CFRP donatılı elemanlar daha tutarlı davranış sergilemiştir (Burke ve Dolan, 2001).

Tabana yakın donatılandırılan elemanların davranışları, normal çelik donatılı elemanların davranışlarına benzerdir. Yüksek dayanımlı beton kullanımı, alt ve üst kısmı donatılandırılan (2 katman donatılı) elemanın moment dayanımını fazla yükseltmemektedir. Ancak yüksek dayanımlı beton kullanılarak donatı kapasitesinin

artırılması, “toplam moment kapasitesinin” artırılmasında önemli rol oynamaktadır. Gerek üst gerekse alt kısmı FRP ile donatılan kirişler “gevrek” kırılmaktadır. Bugünlerde, hangi kırılma şeklinin uygun olduğu da tartışılmaktadır. Bazı araştırmacılar, FRP donatılı elemanları her 2 katmanın da donatılanılarak düktilitedeki açık kazanımı yükseltmek taraftarıdır. Aderans kopmalarını önlemek ve 100 yıl dizayn ömrü parametreleriyle CFRP donatılara nihai çekme dayanımının %50-60’ına kadar öngerilme uygulanabilmektedir. Böylece gevrek kırılmaların da önüne geçilmiş olur (Burke ve Dolan, 2001).

Brózda ve ark. (2018) çalışmasında karbon, cam ve aramid fiber donatıların kullanılabilirlik limit hallerinden çatlak genişliği durumları araştırılmış olup, çeşitli hareketli yükler altında donatı tipine bağlı olarak hesaplanan çatlak genişlikleri Şekil 2.81’de sunulmuştur. Buna göre EC-2 normunda istenen maksimum çatlak genişliği olan 0.4 mm şartını yalnız karbon-fiber donatılar sağlayabilmiştir. Diğer donatılar yalnız 2 kN/m hareketli yükten itibaren bu sınırın üzerine çıkmıştır. Bunun sebebi ise; karbon-fiber donatıların diğer fiber donatılara göre en az 2 kat daha yüksek elastisite modülüne sahip olmasıdır. Elastisite modülü, çatlak genişliği üzerinde en büyük etkiye sahip karakteristik özelliktir. Çatlak genişliği, hareketli yükler arttıkça, çelik donatıların “lineer” artışından farklı olarak, “logaritmik” olarak artmaktadır:



Şekil 2.81. Çatlak genişliğinin hareketli yük oranına bağlı olarak düzeyi (Brózda ve ark., 2018)

FRP donatılı elemanlarda bu donatıların basınç dayanımına katkısı ihmal edilmelidir. ACI 440.1R-06 (2006) normunda belirtildiği üzere; özellikle cam ve aramid fiber donatı kullanılan çoğu durumda, kullanılabilirlik limit kriterleri veya yorulma ve sünme

dayanıklılığı limitleri kontrol edilmesi gerekmektedir. CSA S806-02 normunda belirtildiği üzere; frp donatı kullanılan bütün yapılar, elemanın basınç bloğundaki betonun tahribatıyla nihai dayanıma ulaşılacağı öngörülerek tasarlanmalıdır. Japon normları frp donatıların sünme ve tekrarlı yüklerde hesap nihai dayanımlarının kısıtlanması için %80 güvenlik katsayısını önermekte olup, bu kısıtlamanın %70'i geçmemesi istenmektedir. ACI 440.1R ve Kanada normlarında fiber tipine bağlı olarak farklı katsayılar verilmektedir (Fico, 2008).

Çizelge 2.29. Çeşitli frp'li kirişlerde güvenlik katsayısı önerileri (Burke ve Dolan, 2001).

Beam No.	Source No.	Tendon type	Condition	f'_c MPa	P_I kN	A_p mm ²	b mm	d mm	ρ	M_{exp} kN-m	M_n kN-m	$M_{exp} / \phi M_n$					
												Ratio $\phi=1.0$	Ratio $\phi=0.9$	Ratio $\phi=0.85$	Ratio $\phi=0.80$	Ratio $\phi=0.75$	Ratio $\phi=0.70$
Slab1	9	Aramid	Over-reinforced	69.2	33	88.8	280	70	0.00453	14.25	20.54	0.69	0.77	0.82	0.87	0.92	0.99
BA-1M	13	Aramid	Over-reinforced	57.7	684	900	230	405	0.00966	664.4	540.25	1.23	1.37	1.45	1.54	1.64	1.76
BA-6Y	13	Aramid	Over-reinforced	57.2	684	900	230	405	0.00966	654.6	537.18	1.22	1.35	1.43	1.52	1.62	1.74
Fibra1	14	Aramid	Over-reinforced	41.2	43.8	126	127	162	0.00612	38.9	34.45	1.13	1.25	1.33	1.41	1.51	1.61
Fibra2	14	Aramid	Over-reinforced	41.2	43.8	126	127	183	0.00542	46.1	42.35	1.09	1.21	1.28	1.36	1.45	1.55
Fibra3	14	Aramid	Over-reinforced	41.2	43.8	126	127	183	0.00542	52.9	42.35	1.25	1.39	1.47	1.56	1.67	1.78
AFRP-40	15	Aramid	Over-reinforced	35	80	196	150	235	0.00556	50	73.22	0.68	0.76	0.80	0.85	0.91	0.98
AFRP-80	15	Aramid	Under-reinforced	85	90	196	150	235	0.00556	50	56.80	0.88	0.98	1.04	1.10	1.17	1.26
CFCC1	14	Carbon	Over-reinforced	36.1	85.4	76	127	179	0.00334	47.2	38.10	1.24	1.38	1.46	1.55	1.65	1.77
CFCC2	14	Carbon	Over-reinforced	36.1	85.4	76	127	179	0.00334	47.2	38.10	1.24	1.38	1.46	1.55	1.65	1.77
CFCC3	14	Carbon	Over-reinforced	36.1	85.4	76	127	149	0.00402	33.3	28.04	1.19	1.32	1.40	1.48	1.58	1.70
R-4-5.H	16	Carbon	Over-reinforced	47	296.6	201	200	280	0.00359	155.9	189.83	0.82	0.91	0.97	1.03	1.09	1.17
R-4-5.V	16	Carbon	Over-reinforced	47	296.6	201	200	255	0.00394	157.4	162.29	0.97	1.08	1.14	1.21	1.29	1.39
R-4-7.V	16	Carbon	Over-reinforced	47	415.2	201	200	255	0.00394	170.8	170.21	1	1.12	1.18	1.25	1.34	1.43
3	4	Carbon	Under-reinforced	35.3	68	55.7	100	100	0.00557	10.29	8.07	1.28	1.42	1.50	1.59	1.70	1.82
4	4	Carbon	Under-reinforced	35.3	68	55.7	100	100	0.00557	10.5	8.07	1.3	1.45	1.53	1.63	1.74	1.86
5	4	Carbon	Under-reinforced	35.3	68	30.4	100	100	0.00304	7.29	5.16	1.41	1.57	1.66	1.77	1.88	2.02
CTL3	11	Carbon	Under-reinforced	47.9	187.1	152	254	210	0.00285	66.6	64.82	1.03	1.14	1.21	1.28	1.37	1.47
CTL6	11	Carbon	Under-reinforced	75.2	185.6	152	254	210	0.00285	68.1	66.78	1.02	1.13	1.20	1.27	1.36	1.46
CTL9	11	Carbon	Under-reinforced	53.3	188.8	152	254	210	0.00285	66.5	65.37	1.02	1.13	1.20	1.27	1.36	1.45
CFCC1	12	Carbon	Under-reinforced	59.78	84.52	76	254	76.2	0.00393	11.32	11.26	1.01	1.12	1.18	1.26	1.34	1.44
CFCC2	12	Carbon	Under-reinforced	58.61	84.52	76	254	76.2	0.00393	10.02	11.24	0.89	0.99	1.05	1.11	1.19	1.27
T-4-5.H	16	Carbon	Under-reinforced	47	296.6	201	600	280	0.0012	186.1	158.74	1.17	1.30	1.38	1.47	1.56	1.68
T-4-5.V	16	Carbon	Under-reinforced	47	296.6	201	600	255	0.00131	172.2	143.91	1.2	1.33	1.41	1.50	1.60	1.71
T-4-7.V	16	Carbon	Under-reinforced	47	415.2	201	600	255	0.00131	179.5	143.91	1.25	1.39	1.47	1.56	1.66	1.78
T-2-5.V	16	Carbon	Under-reinforced	47	148.3	101	600	255	0.00066	101.5	73.79	1.38	1.53	1.62	1.72	1.83	1.96
R-2-5.V	16	Carbon	Under-reinforced	47	148.3	101	200	255	0.00197	100.6	70.12	1.43	1.59	1.69	1.79	1.91	2.05
Leadline1	14	E-Glass	Over-reinforced	39	41.1	120	127	157	0.00601	31	31.33	0.99	1.10	1.16	1.24	1.32	1.41
Leadline2	14	E-Glass	Over-reinforced	39	41.1	120	127	191	0.00494	43	43.69	0.98	1.09	1.16	1.23	1.31	1.41
Leadline3	14	E-Glass	Over-reinforced	39	41.1	120	127	191	0.00494	40.2	43.69	0.92	1.02	1.08	1.15	1.23	1.31

Fiber takviyeli polimer donatı (çubuklarının) (Fibre Reinforced Polymer (FRP) bars) mekanik özellikleri nedeniyle, bu donatılarla üretilen betonların dizaynında; Kullanılabilirlik Limit Hali (Serviceability Limit States (SLS)) metodunun kullanılması öne çıkmaktadır. (Eurocode 2 2004) normunda belirtildiği üzere; beton eleman en-kesit düzeyinde incelendiği SLS tasarımının yapılması için 2 kısıtlayıcı unsura ihtiyaç duyulmaktadır: hammaddelerdeki gerilme ve çatlak oluşumu. Betondaki gerilme

boyuna çatlakların, mikro-çatlakların ve yüksek düzeyli sünmelerin önlenmesi için kısıtlanmalıdır. FRP donatıdaki gerilme de sünme kopması ve sünme korozyonu nedeniyle kısıtlanmalıdır. Bu etki büyük oranda fiber tipine ve çevre etkilerine bağlıdır. Gerilme korozyonu yalnız cam-fiberlerde görülmektedir. Çatlak kontrolü ise genel olarak yeterli yapı durabilitesi sağlandığından emin olunması için istenmektedir. Çelik donatılı betonarme yapılarda, SLS metodunda, yapının nominal moment kapasitesinin yaklaşık %60-65'i baz alınmaktadır. FRP ile dizaynda ise GFRP (cam frp) kullanılan yapılarda, servis yüklerinin %25-35 nominal kapasiteyi aşmaması gerektiği iddia edilen bazı çalışmalar mevcuttur. Bischoff (2005) ve Ospina-Gross (2005) çalışmalarından edinilen neticeyle uyumlu; 40-120 GPa elastisite modüllü çeşitli fiber donatılar kullanılan beton elemanların SLS dayanım limiti (estetik kaygı duyulan yapılarda), elemanın nihai dayanımının %20-38'i oranında hesaplanmıştır. Diğer araştırmacılar ve uygulama normlarında ise donatı uzaması esas alınarak çatlak genişliği kısıtlanmaya çalışılmaktadır. Bazı çalışmalarda ise SLS yükü ile nihai dayanımın 1.5'e bölünmesi ile elde edilen değerlerden düşük olanın seçilmesi istenilmekte, SLS yükünün %80 ihtimalle beton kaynaklı gerilmelere denk geldiği ispatlanmaktadır. FRP donatılar kullanıldıkları zaman, malzemelerin dayanımları ile elastikiyeti arasındaki oranın betona göre çok yüksek olması nedeniyle dengeli kesitte tarafsız eksen derinliği basınç bloğu bitimine çok yakın olmaktadır. Bunun sonucu olarak, aynı beton yüksekliğinde, frp donatılı elemanlarda tipik çelik donatılı kirişlerden daha yüksek basınç deformasyonları oluşması beklenmektedir. Netice olarak, servis yükleri altında, boyuna çatlaklar, mikro-çatlaklar, plastik şekil değiştirmeler ve sünme oluşmaması için maksimum beton gerilme-deformasyon ilişkisi dikkatlice değerlendirilmelidir. ACI 440.2R-08 (2008) normunda FRP donatılı beton için $0.45f_c'$ limit değeri verilmektedir. Eurocode 2 (2004) normunda ise $0.60f_{ck}$ değeri verilmekte iken, sünme etkisi söz konusu olduğunda $0.45f_{ck}$ değeri verilmektedir. FRP donatı kullanımı halinde, klasik çelik donatılara nazaran (eşdeğer kesit kullanılması halinde) daha geniş çatlaklar gözlenebilecektir. Ancak mükemmel bir durabilite sağlayacaklarından, estetik kaygı olmaması halinde, daha geniş çatlaklara müsaade edilebilecektir. ACI 440.1R-06 2006 normunda dış maruziyetler için 0.7 ve iç maruziyetler için 0.5 mm çatlak genişliği limiti mevcuttur (Barris ve ark., 2012).

FRP ve çelik donatıların özellikle elastisite modüllerinin birbirinden farklı olması nedeniyle FRP donatılı betonarme elemanların kesme dayanımları çelik donatılı

elemanlara göre farklılık göstermektedir. Birçok uluslararası yönetmelikte FRP donatılı betonarme elemanların kesme tasarımı, çelik ve FRP donatılarının mekanik özelliklerindeki farklılıklar hesaba katılarak çelik donatılı kirişlerin tasarımı için önerilen modellere dayandırılmıştır. Önerilen yöntemlerde betonarme kirişlerin kesme dayanımı, betonun kesme dayanımına olan katkısı ile kayma donatılarının kesme dayanımına olan katkılarının toplamı olacak şekilde hesaplanmaktadır. Kesme donatısı olarak adlandırılan etriyelerin kesme dayanımına olan katkısı kafes kiriş analogjisine dayandırılarak hesaplanmaktadır. Sheta yapmış olduğu çalışmada FRP donatısının etriye olarak kullanılması halinde dayanımında önemli derecede azalma olduğunu belirlemiş ve bu donatıların kırılmasının daha çok eğilme bölgelerinde meydana geldiğini gözlemlemiştir. Bu nedenle FRP donatısının kesme donatısı olarak kullanılması durumunda daha büyük bir azaltma katsayısı kullanılması gerektiği ifade edilmiştir. Nagasaka ve ark., 35 adet dikdörtgen kesitli farklı FRP donatısına sahip betonarme kirişleri kesme etkisi altında yüklemeye tabi tutmuşlardır. Yüklemeye tabi tutulan kirişlerin yarısı FRP etriyelerin eğildiği bölgelerdeki kırılmadan dolayı taşıma gücüne ulaşmıştır. Diğer numuneler ise beton basınç çubuklarının ezilmesi veya betonun ezilme birim kısalmasına erişmesi neticesinde kırılma konumuna ulaşmışlardır. Spadea, 40 adet CFRP ve GFRP boyuna ve enine donatılı betonarme kirişi iki noktasal yük etkisi altında yüklemeye tabi tutmuşlardır. Teste tabi tutulan kirişlerin büyük bir çoğunluğu kesmeden dolayı kırılma konumuna ulaşmışlardır. Kirişlerin bir kısmında diyagonal kesme çatlakları 70°'lik bir açı yapacak şekilde yükün uygulandığı noktaya kadar ulaşmışlardır. Yüklemeye tabi tutulan kirişlerin hiçbirinde kayma donatısının kırılması olmamıştır. Lif takviyeli polimer donatılar (FRP) içeren kayma donatılı ve kayma donatısız betonarme kirişlerin kesme dayanımı için literatürden elde edilen 206 adet deney sonucu da göz önünde bulundurularak farklı modeller önerilmiş ve bu modellerden elde edilen sonuçların deneysel sonuçlarla karşılaştırılması yapılmıştır. ACI 440.1R-15 tarafından önerilen denklem ile elde edilen sonuçların malzeme dayanımındaki azaltma katsayıları kullanmadan bile gereğinden fazla güvenli yönde sonuçlar verdiği görülmüştür (Kara ve ark., 2016).

2.8.2. Fiber donatılarının aderansı

Traverslerde fiber takviyeli polimer donatı çubuklarının araştırılması kapsamında bir diğer önemli konu bu donatıların aderans özellikleridir. Çünkü travers ebadındaki elemanlarda, herhangi bir ankraj ekipmanı veya donatı bükümü uygulanmaması halinde, ray mesnedine gelen yük, yaklaşık 40-70 cm kenetlenme ile taşınacaktır.

Çubuk yüzeyinin kumla kaplı olması, aderans dayanım ve rijitliğini artırmakta, fakat daha gevrek aderans davranışı elde edilmesine neden olmaktadır. Yüzeyi kumla kaplı FRP çubuklar, çelik çubuklardan daha yüksek, düz yüzeyli FRP çubukları ise daha zayıf bir aderans dayanımına sahip bulunmuştur. Spiral şeklinde lifle sarılmış çubukların aderans dayanımı, düz yüzeyli çubuklardan bir miktar daha yüksek bulunmuştur (travers gibi ultra yüksek tekrarlı yüklere maruz kalan elemanlar için en ideal seçimin kumlamalı tip olacağı anlaşılmaktadır). FRP donatı çubuklarının (özellikle cam-fiberlerin) aderans (kenetlenme) özellikleri, çevresel koşullardan etkilenmektedir (Yavuz, 2011).

Beton sınıfının yükselmesi aderansı olumlu yönde etkilemektedir. C16 ile C25 betonları arasında %40'a varan aderans farkı oluşmuştur. Nervürlü donatı ile düz donatı arasında çok büyük aderans farkı oluşmuştur. Hem beton sınıfı yüksek, hem de nervürlü donatılı olan numunelerde donatı kopması meydana gelmiştir. Bu da nervürlü demirin ve kaliteli betonun önemini açıkça göstermektedir. Enine donatı, aderansı olumlu yönde etkilemekte ve aderans direncini artırmaktadır. Numunenin beton içerisine gömülme boyu aderansı etkilemektedir. L_b kenetlenme boyları daha büyük olan numunelerde aderans daha büyük çıkmaktadır (Döndüren ve ark., 2006).

Mineral katkıların betonarme demiri (düz ve nervürlü) ve beton arasındaki aderans dayanımına etkisinin araştırıldığı bilimsel çalışmadan elde edilen sonuçlara göre silis dumanı katkılı betonların basınç ve aderans dayanımları her yaşta daha yüksek olduğu görülmüştür. %15 uçucu kül katkılı betonlar ise kontrol betonuna göre 3 gün sonunda daha düşük dayanım gösterirken; 7, 14 ve 28 gün sonunda daha yüksek dayanım göstermiştir (Tanyıldızı ve Yazıcıoğlu, 2006).

Beton ile donatı aderansını belirlemede uygulama kolaylığı bakımından en yaygın kullanılan deneyler çekip çıkarma deneyleridir. Çekip-çıkarma deneylerinin eğilmeye çalışan bir elemandaki gerçek durumu yansıtamamasından dolayı kiriş deneyleri geliştirilmiştir. Özellikle eğilmede çekme çatlaklarının aderans davranışını etkilediği kabul edildiğinden beri, çekip-çıkarma deneyleri, kiriş testlerinden daha az güvenilir olarak dikkate alınmıştır. Kiriş deneylerinden en yaygın olarak kullanılanları, Bureau of standards deneyi, Texas deneyi, Standart Belçika mafsallı kiriş deneyi ve büyük boyutlu betonarme kirişler üzerinde yapılan kiriş çatlama deneyidir. Kullanılan betonun yüksek dayanım özelliği betonun performans kriterlerinden bir tanesi olduğu için çalışma süresince yüksek performanslı beton (YPB) tanımı kullanılmıştır. (28 günlük basınç dayanımı 75.38 MPa ve 90 günlük basınç dayanımı 79.84 MPa olan yüksek dayanımlı betonla deney yapılmıştır.) Yüksek dayanımlı betonda çalışmada kullanılan bazalt lifli ve çelik donatıların her ikisi de aderansını hiç kaybetmeyerek kopma mukavemetine kadar betona tutunmuştur. Bazalt lifli donatının çelik için verilen sınır değerlerin oldukça üzerindeki çekme etkilerinde bile YPB ile aderansını kaybetmediğini göstermektedir (Beycioğlu ve Aruntaş, 2014).

3. MATERYAL ve YÖNTEM

3.1. Alternatif Travers Geliştirilmesi İşlem Adımları

Bu bölüm kapsamında, demiryollarında kullanılan ve tez boyunca dezavantajları sunulan öngerilmeli ve öngerilmesiz beton traverslere, bu dezavantajların önlendiği ve/veya kısıtlandığı bir alternatif olarak “karbon-fiber donatılı öngerilmesiz monoblok beton travers” geliştirilmesi konusu ele alınmaktadır.

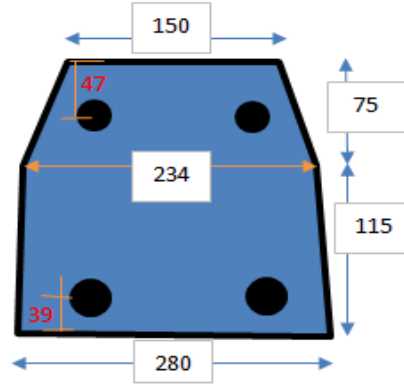
Bu doğrultuda tasarlanan traverslerin kapasite hesaplamalarında, (Doğangün, 2008) kaynağında da geçen, çift donatılı dikdörtgen kesitteki kirişler için verilen “taşıma gücü moment hesabı” esasları doğrultusunda hazırlanan Excel® tablosu kullanılmıştır. Hesaplamalarda karbon-fiber takviyeli polimer donatıların dizayn dayanımlarının (hesap güvenlik katsayılarının) belirlenmesinde, fiber donatılar konusunda bugüne kadarki tecrübeler doğrultusunda hazırlanarak mevcut kılavuzlar arasında en yeni denebilecek, İtalyan fiber donatılı beton tasarım kılavuzu CNR-DT 203/2006 kullanılmıştır.

Üretilen prototiplere EN 13230'da istenen ray mesnedinde statik pozitif moment testi uygulanmış, elde edilen sonuçlar dünyada yaygın olarak kullanılan B58 ve B70 tipi öngerilmeli beton traversler ile karşılaştırılmıştır.

Yapılan yeterlilik deneyleri esnasında, dünyada yaygın olarak kullanılan travers türlerinden birisi olan ve ülkemizde kamu ve özel fabrikalarda hâlen üretimi yapılmakta olan B-58 tipi travers kalıpları (kesit boyutları) kullanılmıştır. Bu traversler 1958 yılında tasarlanmış olup, daha önce Şekil 2.59'da sunulduğu üzere, kesit boyutları ve mekanik özellikleri bakımından B70, B07 vb. daha modern rakiplerine göre birçok dezavantaja sahiptir.

Yeni geliştirilen karbon-fiber donatılı prototip, B58 tipindeki traverslerin boyutlarının B70 ve diğer modern traverslere göre daha küçük olması nedeniyle, bu travers kesitleriyle başarılı olabilirse, öngerilmesiz tasarıma daha uygun kesitlerle, çok daha az

donatı kullanılarak; sonuçta daha ekonomik ve daha yüksek performanslı ürünler geliştirilmesi garanti edilmiş olacaktır. B58 tipi traverslerin ray mesnedi altındaki kesit boyutları Şekil 3.1’de verilmiştir.



Şekil 3.1. B58 tipi traverslerin ray mesnedi altındaki kesit boyutları

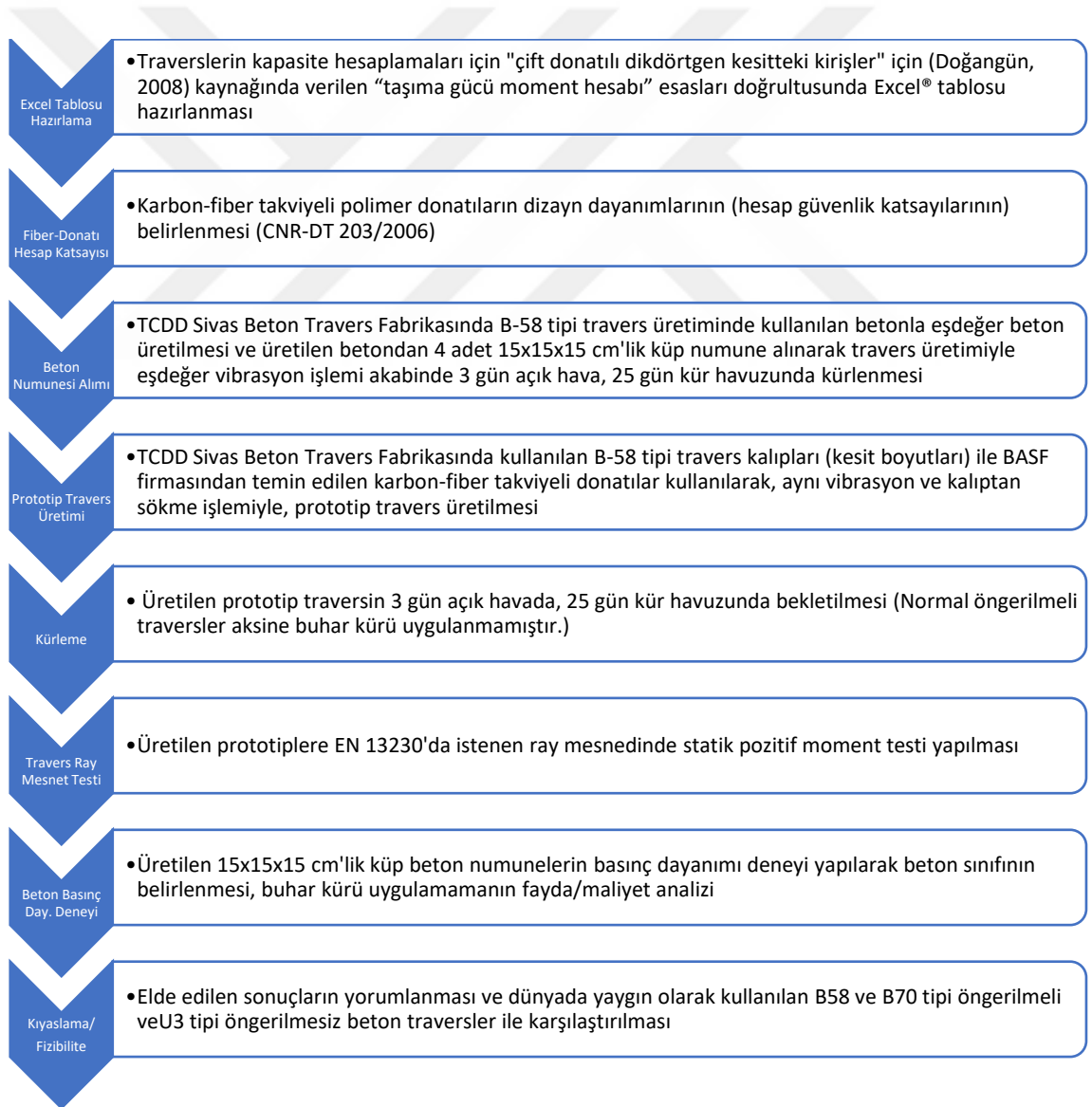
Fiber donatılı yeni tip travers üretimi esnasında, ard-germe işlemi ve buhar kürü ile ilgili prosesler haricinde B58 tipi travers üretimi ile eşdeğer; “beton hazırlanması, dökümü, vibrasyon (yerleştirme), kalıptan sökme” işlemleri uygulanmıştır.

TS EN 13230-1’de yeni geliştirilen traverslerin standartlar ile uyumlu olduğunun kontrolü için çeşitli tasarım onay testleri uygulanmaktadır. Bu deneyler, ömrü 4 haftadan uzun travers veya mesnet için yapılması istenmektedir. Hazırlanan numuneler 3 gün açık havada, 25 gün su havuzunda toplamda 28 gün kür uygulandıktan sonra TS EN 13230 standardında tasarım onayı için istenen deneylerden biri olan “ray mesnedinde pozitif moment tayini statik yükleme testi” yapılmıştır. Dinamik ve yorulma testi için ülkemizde henüz kullanılmakta olan test cihazı maalesef bulunmadığından, bu testler tez kapsamında uygulanamamıştır.

Hâlihazırda B58 tipi traverslere uygulanan yaklaşık 17-24 saat süren 55-75 °C buhar kürünün, yeni geliştirilen fiber donatılı traverslerde uygulanmasına gerek olmadığı düşünülmektedir. Zira önerilmeli sistemde buhar kürü uygulanmasının sebebi, betona erken dayanım kazandırarak, 1 gün içerisinde yaklaşık 30 ton.f (294 kN)’luk ard-germe işlemi uygulanabilecek olgunluğa ulaştırmaktır. Geliştirilen traverslere ard-germe işlemi uygulanmayacağından, buhar kürü uygulanmasına da gerek olmayacağı düşünülmektedir. Böylece buhar kürü uygulamak için gerekli işçilik ve maliyetten

tasarruf edilmiş olacaktır. Travers üretimi esnasında kullanılan betondan 4 adet 15x15x15 cm'lik küp numune alınmıştır. Beton numuneleri hazırlanırken, travers üretimiyle eşdeğer olması için, aynı vibrasyon masaları kullanılmıştır. Söz konusu numunelere buhar kürü uygulanmaksızın 28 gün su havuzunda kür uygulanmıştır. Travers üretimi yapılan fabrikanın buhar kürü uygulanan numunelerinin 28 günlük deney sonucu kayıtları, kontrol numunesi dökülmesi gerektirmedikinden direkt kullanılmıştır. Bu kapsamda, yeni geliştirilen traverslerde buhar kürü yapılmamasının, basit fayda/zarar analizi "4.1. Bulgular" bölümünde sunulmuştur. Yapılan çalışmaları gösterir akış şeması aşağıdadır:

Çizelge 3.1. Travers ar-ge çalışması akış şeması



3.2. Karbon-Fiber Donatılı Beton Tasarım Yöntemi

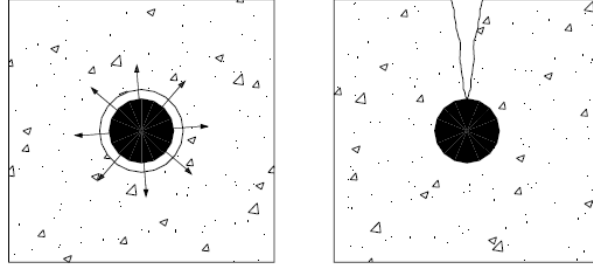
İtalya'da 2007 yılında fiber takviyeli polimer donatı çubuklarının beton yapılarda kullanımı konusunda yayımlanan CNR-DT 203/2006 normunda belirtildiği üzere; FRP donatıların beton donatısı olarak kullanımı konusunda bugüne kadar İngilizce dilinde yayımlanan 5 adet norm bulunmaktadır:

- 1- FIB (Task Group 9.3, 2005),
- 2- American Concrete Institute (ACI 440.1R-03, 2003),
- 3- Kanada'da yayımlanan binalar için CAN/CSA-S6-02,2002,
- 4- Yine Kanada'da yayımlanan köprüler için CAN/CSA-S6-00,2000
- 5- Ve Japonya'da yayımlanan JSCE,1997'dir.

Karbon-fiber donatılı travers geliştirilmesi için ihtiyaç duyulan ve aşağıda sunulan bilgiler, en güncel İtalyan CNR-DT 203/2006 normundan alınmıştır. Fiber donatılı beton elemanların nihai dayanım hali metoduyla analizinde şu ön-kabuller yapılmaktadır:

- Deformasyondan itibaren kırılma gerçekleşinceye kadar beton kesiti düz kesitini devam ettirmektedir,
- FRP donatı kırılıncaya kadar lineer-elastik davranış sergilemektedir
- FRP donatı ile beton arasında mükemmel aderans vardır,
- Betonun çekme gerilmesi dayanımı ihmal edilmektedir,
- Eğilme tesirindeki kirişin üst kısmındaki donatıların basınç dayanımına katkısı ihmal edilmektedir (Anonim-k).

FRP konulu tüm normlar yarı-istatistikî esasla nihai taşıma limit hali (ULS) ve kullanılabilirlik limit hali (SLS) metotlarıyla yayımlanmıştır. Donatılardaki termal genişleme, donatı ile beton arasındaki aderansın olumsuz etkilenmemesi açısından önem arz etmektedir. CNR-DT 203/2006 normunda bu genişlemeler sonucunda meydana gelen çatlama formu Şekil 3.2'de verilmiştir. Bu genişlemelerin zararının önlenmesi için bu normda paspayı genişliğinin yüksek tutulması önerilmektedir (Anonim-k).



Şekil 3.2.Çevresel gerilmeler nedeniyle oluşan çatlaklar (Anonim-k)

Busel (2012) çalışmasında, CFRP donatıların enine istikamette termal genişleme katsayısı 41-58, çelik malzemenin ise 6.5; Rizkalla (2003) çalışmasında da CFRP donatıların enine istikamette termal genişleme katsayısı 22-23, çelik malzemenin ise 11.7 olarak verilmektedir. Kullanılan polimer reçinenin tipine, oranına, fiber tipine, oranına, firmaların üretim-kür proseslerine bağlı olarak termal genişleme katsayıları geniş yelpazede farklılık arz etmektedir. Çalışmamız esnasında paspayı geniş tutulduğundan, ayrıca travers kür işlemlerinde ısıl işlem uygulanmadığından, termal genişleme katsayılarının önemi daha da düşmektedir.

FRP (fiber reinforced polymer, fiber takviyeli polimer) donatıların dizaynında kullanılacak katsayının hesabı için önerilen formül aşağıdadır (Anonim-k):

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad \text{E.12}$$

X_d : FRP donatı dizayn katsayısı

η : Çeşitli dizayn problemleri için azaltım katsayıları

X_k : FRP donatının hesaplanan özelliğinin karakteristik dizayn değeri

γ_m : Malzeme güvenlik katsayısı

γ_m ; frp donatılar için nihai limit hali için 1.5 ve kullanılabilirlik limit hali için 1 olarak verilmektedir. Beton için mevcut standartlarda verilen katsayılar kullanılmaya devam edilebilir. Beton boşluklarından içeri sızan alkaliler, frp donatılara nemden daha fazla

zarar vermektedir. Çizelge 3.2’de çevresel etkilere bağlı katsayılar verilmektedir (Anonim-k):

Çizelge 3.2. Çeşitli fiber donatılara göre çevresel etki güvenlik katsayıları (Anonim-k)

Maruziyet hâlleri	Fiber donatı tipleri/reçine	η_a
Nem maruziyeti yok	Karbon / Vinilester veya epoksi	1.0
	Cam / Vinilester veya epoksi	0.8
	Aramid / Vinilester veya epoksi	0.9
Nem maruziyeti mevcut	Karbon / Vinilester veya epoksi	0.9
	Cam / Vinilester veya epoksi	0.7
	Aramid / Vinilester veya epoksi	0.8

Çelik donatıların korozyon etkisiyle deformasyonu “2.7.4. Kısmî öngerilmeli traverslerde çatlak oluşumu ve korozyon” bölümünde detaylı olarak sunulmuş olup, demiryolu traverslerinin her türlü zararlı çevresel etkilere maruziyeti söz konusu olduğundan dikkat gerektirmektedir. Çizelge 3.2’den görüleceği üzere; karbon-fiber donatılar, bu konuda da avantaja sahiptir.

FRP donatılarda statik yorulma, sünme ve gevşeme (relaksasyon) düzeyi fiber malzemenin ve reçinenin özelliklerine bağlıdır. Tipik termoset reçinelerin (vinil ester, epoksi, fenolik reçine vb.) yapışma kabiliyeti, termo-plastik reçinelere göre daha azdır. Kompozit içerisindeki fiber oranı düşüğe veya yük fiberlere enine istikamette etkiliyorsa bu etki daha bariz ortaya çıkmaktadır. Karbon-fiber donatılar statik yorulmaya karşı en mukavim çeşit olup, cam fiberler bu etkiye karşı en zayıf fiber donatı çeşididir. Diğer taraftan karbon ve cam fiber donatılar düşük relaksasyon (%3) gösterirken, aramid fiberler bu açıdan daha yüksek değerler göstermektedir. FRP donatıların yorulma dayanımı genel olarak iyi olup, cam fiberler içlerinde en düşük değerleri vermektedir. FRP donatıların gerek sürekli gerilmeler gerekse tekrarlı dinamik yükler etkisindeki güvenliğini sağlamak için Çizelge 3.3’teki katsayılar önerilmektedir (Anonim-k):

Çizelge 3.3. Çeşitli fiber donatıların uzun dönemli yükleme etkisine bağlı güvenlik katsayıları (Anonim-k)

Yük modu	Fiber donatı tipleri/reçine	η_1	η_1
		(SLS)	(ULS)
Yarı-kalıcı ve/veya tekrarlı (sünme, relaksasyon ve yorulma)	Cam / vinilester veya epoksi	0.30	1.00
	Aramid / Vinilester veya epoksi	0.50	1.00
	Karbon / Vinilester veya epoksi	0.90	1.00

Görüldüğü üzere; karbon-fiber donatılar tekrarlı yükler konusunda da büyük avantaja sahip olup, dünyada kullanılmakta olan traverslerin yorulma zaafı tez genelinde ve özellikle “2.7.3. Kısmî öngerilmeli traverslerin yorulma zaafı” bölümünde sunulmuştur.

Sonuç olarak; yeni tip travers geliştirilmesi için CNR-DT standardında nihai limit hali (ULS) için verilen 1.5 malzeme güvenlik katsayısı ve Çizelge 3.2’de nem maruziyeti için verilen 0.90 katsayısı ile tekrarlı yük maruziyetinde kullanılabilirlik limit durumu (SLS) için Çizelge 3.3’te verilen 0.90 katsayısı birlikte kullanılarak hesaplama yapılmıştır. Hazırlanan prototipler üzerinde yapılan ray mesnet deneyi sonucunda, ön-hesaplarda kullanılan bu katsayıların yaklaşık olarak yeterli olduğu görülmüştür.

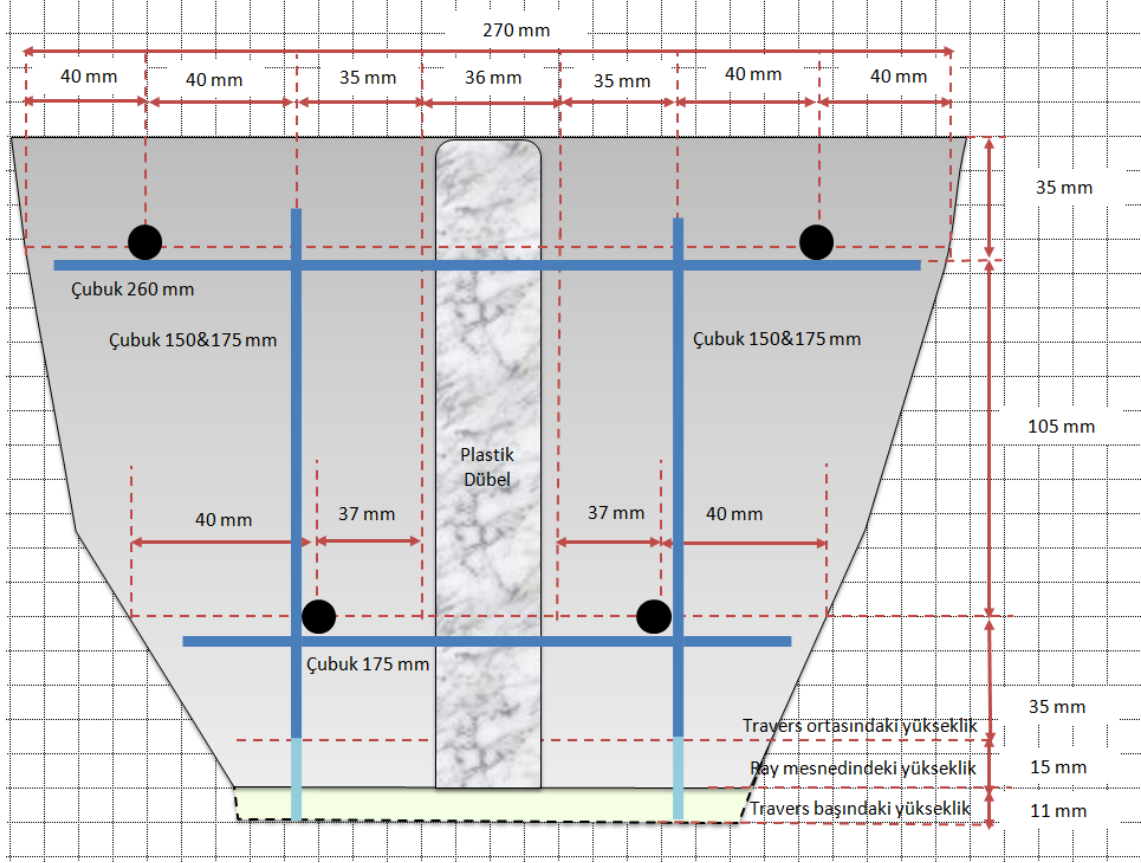
3.3. Çalışmada Kullanılan Karbon-Fiber Donatı Özellikleri

Çalışma kapsamında kullanılan, BASF firmasından temin edilen yüzeyi kumlmalı 8 mm nominal çapa sahip karbon-fiber donatıların karakteristik özellikleri, firma ürün teknik föyünde belirtildiği üzere, Çizelge 3.4’te sunulmuştur:

Çizelge 3.4. Çalışmada kullanılan karbon fiber donatıların karakteristik özellikleri

	MasterBrace® BAR 800 CFS	MasterBrace® BAR 1000 CFS	MasterBrace® BAR 1200 CFS
Elastisite Modülü (N/mm ²)	165,000	165,000	165,000
Çekme Dayanımı (N/mm ²)	3,000	3,000	3,000
Kopmada Uzama (%)	1,5	1,5	1,5
Nominal Çap (mm)	8	10	12
Nominal Alan (mm ²)	50	78	113
Kopma Yüğü (kN)	125	195	282
Doğrusal Ağırlık (g/m)	80	126	183

“3.5. Karbon-fiber donatılı Travers Dizayn Yükünün Belirlenmesi” bölümünde yapılan hesaplamalar doğrultusunda, tez kapsamında hazırlanan prototipte kullanılan donatı planı ve kalıp üzerinden çekilen fotoğraflar aşağıda sunulmuştur:



Şekil 3.3. Hazırlanan karbon-fiber donatılı prototipin donatı planı



Şekil 3.4. Hazırlanan karbon-fiber donatılı prototipin donatı görünümü



Şekil 3.5. Hazırlanan karbon-fiber donatılı prototipin taze beton formundaki görünüşü

3.4. Çalışmada Kullanılan Betonun Özellikleri

B58 tipi travers üretiminde minimum C45/55 sınıfında sıfır-çökmeli (zero-slump) beton kullanılmakta olup, betonun sıfır çökmeli kullanılmasının sebebi, üretilen traversin kalıptan hemen çıkarılma gerekliliğidir.

Travers üretiminde kullanılan beton bileşenleri ve yaklaşık dozajları Çizelge 3.5'te sunulmuştur:

Çizelge 3.5. Çalışmada kullanılan beton bileşenlerinin karışım oranları

2 Adet Travers Karışımı için Değerler (kg)		Birim Ağırlıklar (DKY)	Hacim (dm ³)	Su Emme (%)	Nem (%)	DKY için Gereklî Su (kg)	Düzeltilmiş Ağırlıklar	Hacim (dm ³)	1 m ³ Beton için Dönüşüm Katsayısı	Bileşen	Miktar (kg/m ³)
Dere kumu (0/4 mm)	135	2,65	50,9	2,5	6,5	-5,4	129,6	49	5,64	Dere kumu (0/8 mm)	730
Bazalt agrega (8/16 mm)	75	2,73	27,5	2,0	1,5	0,4	75,4	28		Bazalt agrega (8/16 mm)	425
Bazalt agrega (16/32 mm)	135	2,90	46,6	1,0	0,5	0,7	135,7	47		Bazalt agrega (16/32 mm)	765
CEM I 42,5 R Çimento	90	3,17	28,4	-	-	-	90,0	28		CEM I 42,5 R Çimento	507
Süper akışkanlaştırıcı	0,60	1,05	0,6	-	-	-	0,6	1		Süper akışkanlaştırıcı	3
Su	15,5	1,00	15,5	-	-	-	19,9	20		Su	112
Hava (tahmini)	5,3	1,00	5,3	-	-	-	5,31	5		Hava	30
TOPLAM	456,4	-	174,7	-	-	-4,4	456,4	177		TOPLAM	2.572

Buna göre su/çimento oranı yaklaşık %23 olup, çimento dozajı yaklaşık 507 kg/m³ (5 kN/m³)'tür. Standart travers üretiminde betonun ısı işleme (buhar kürü) kürlenmesi esnasında 120 dk bekleme, 200 dk ısıtma, 240 dk ısı emme süreci, 420 dk kontrollü soğuma uygulanmakta olup, maksimum sıcaklık 60⁰C'dir.

Yeni tip öngerilmemiş travers üretiminde buhar kürü uygulanmasına gerek duyulmadığından mali tasarrufun yanı sıra, 28 günlük beton basınç dayanımında da fayda elde edileceği düşünülmekte, ayrıca çimento içeriğindeki SO₃ kaynaklı genişleyen bileşenler (DEF) oluşumu ve donatı-beton genişleme farklılıkları kaynaklı aderans kayıpları da önlenmiş olacaktır.

3.5. Karbon-Fiber Donatılı Travers Dizayn Yükünün Belirlenmesi

Daha önce literatür özetinde sunulan bilgiler ışığında aşağıdaki veriler elde edilmiştir. Bezgin (2018-c) çalışmasında yapılan hesaplarda; 200 km/sa hız tahdidi ile işletilen hatlarda uygulanan 225 kN dingil yükü esas alınarak ve UIC-60 tipi ray, 60 cm aralığı

parametreleriyle söz konusu dingil yükünün hemen altındaki traverste 58 kN (%47) tepki kuvveti oluştuğu belirtilmektedir. Remennikov ve ark. (2008) çalışmasında ise; “limit durum dizayn konseptine” ilk geçiş olan Euro Code prEN 13230’daki “kısmi faktör metoduna” göre; nihai (ultimate) dizayn teker yükü ile statik teker yükü sonuçlarının oranının 200 km/sa hızın altında 3.75, bu hızın üstünde ise 4.37 çıktığı belirtilmektedir. Buna göre normal hatlar için nihai dizayn yükü 218 kN, hızlı tren hatları için 254 kN olmaktadır. Bezgin (2018-c) çalışmasında yapılan hesaplarda da benzer olarak; dinamik dizayn teker yükü, ray altı elastomer selet tipine göre 203-213 kN olarak hesaplanmıştır.

Ancak Wolf (2015) çalışmasında, UIC-AREMA-AS normları yapılan kapsamlı saha ölçümleri ile karşılaştırılmış, ray mesnedinde (22.5 ton.f (221 kN) dingil yükü için) 19.4 kN.m moment dayanımı önermiştir. Ayrıca Bastos (2016) çalışmasında travers kafalarında meydana gelebilecek ekstrem boşalmalar halinde travers merkezinde (22.5 ton.f (221 kN) dingil yükü için) 14.2 kN.m’lik momentler ölçülmüştür.

Literatür taramasında sunulan Taylor (1993) çalışmasında da belirtildiği üzere; öngerilmemiş tasarımların dizayn yükü, *öngerilmeli traverslerin dizayn yüklerinin %60-65’leri düzeylerindedir* (Çizelge 2.25).

Bunun nedeni olarak tez çalışmamız kapsamında sunulan bilgilerden bir kısmı özet maddeler olarak aşağıda sunulmuştur:

- 1) Ön-öngerilmeli elemanların öz-frekansları % 75 daha düşüktür (Huszár, 2008).
- 2) Öngerilmeli beton traverslerde, dinamik yükler ve balast gerilimi %25’e kadar daha yüksek çıkabilir (Esveld, 2014).
- 3) Traverste mevcut öngerilme kuvveti tek ray mesnedinde teste tabi tutulurken, demiryolunda bu kuvvet iki ray mesnedinde paylaşılmaktadır.
- 4) Konvansiyonel ve kısmi öngerilmeli, eşit nihai moment kapasitesine sahip elemanlarda yapılan yorulma deneyleri sonucunda, kısmi öngerilmeli elemanların yorulma zaafının daha yüksek olduğu (donatıdaki gerilmenin yaklaşık %50 daha fazla olduğu) görülmüştür (Anonim-1, 1999).

- 5) Kısmi öngerilmeli elemanların enerji sönümlenme kabiliyeti, eşdeğer boyut ve dayanımdaki konvansiyonel pasif donatılı betonarme elemandan %15 daha azdır (Anonim-1, 1999).
- 6) Öngerilme kayıplarının 15 yıl ardından %30 düzeyine ulaşması tahmin edilmektedir (Wolf, 2015).

Daha önce “2.5.1. Ray oturma alanında statik test” bölümünde belirtildiği üzere; öngerilmeli traverslerin çatlak oluşmayan 1. dizayn yükü 125-150 kN, 0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan 2. dizayn yükü 225-270 kN düzeylerinde olup, deneyler *tek ray mesnedine* uygulanmaktadır. Ancak her iki ray mesnedinde de tesir eden dinamik yükler altında travers öngerilme kuvveti paylaşılacaktır. Örneğin B58 tipi için “2.5.4. Dinamik Test” bölümünde sunulan, dinamik yük altında 0.05 mm’lik kalıcı çatlak oluşturan (elastik deformasyon başlangıcı olan) 186 kN dinamik yüke, diğer ray mesnedindeki 50-70 kN’luk betonun çatlama dayanımı ilave edilerek, iki ray mesnedinde paylaşılırsa; yaklaşık olarak statik F_{rr} yüküne tekabül eden, 124 kN’luk dinamik tasarım dizayn yükü elde edilmektedir. Yine B70 tipi için 225 kN yüke, 70-80 kN’luk betonun çatlama dayanımı ilave edilerek, iki ray mesnedinde paylaşılırsa; yaklaşık olarak statik F_{rr} yüküne tekabül eden, 150 kN’luk dinamik tasarım dizayn yükü elde edilmektedir. Netice olarak; öngerilmeli travers dizaynında yorulma esaslı tasarım için "statik F_r yükü” dizayn yükü olarak alınması gerekmekte olup, aksi takdirde ($F_{r0.05}$ 'in dizayn yükü alınması halinde) uygulanan yorulma testlerini travers geçemediği gibi, servis ömrü oldukça düşecektir. Nitekim tasarımcılar, “2.5.3. Yorulma Testi” bölümünde de sunulduğu üzere, travers yorulma deneylerini 125-150 kN ile sınırlandırmışlardır. Yapılan hesaplar örnek nitelikte olup, traverslerin tipine göre nihai kapasitesinde öngerilme donatılarının nervürlü olup olmaması, ankraj mekanizması, öngerilme kuvveti kayıpları ve ısıtma işlem süreci vs. etkili olacaktır. Üreticiler, öngerilme kuvvetinin servis ömrü boyunca %25'ten fazla kayba uğrayacağı, darbe kuvvetleri karşısında %15 daha yüksek zafiyete sahip olması vb. dezavantajları göz önüne alarak, traverslerin daha yüksek beton basınç dayanımı ve öngerilme basıncı ile üretilerek giderilmesine çalışmaktadır. Ancak bu da, daha önce “2.7.2. Tam öngerilme yerine kısmî öngerilme uygulanma nedeni” bölümünde açıklandığı üzere, traverslerin erken yorulma limitine ulaşmasına neden olabilecektir. Öngerilmemiş ikiz-blok traverslerin 0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan dizayn yükü ise “2.5.1. Ray oturma alanında statik test” bölümünde belirtildiği üzere; 125-130 kN düzeyindedir. Görüldüğü üzere her iki

travers tipi de 5-10 yıl akabinde yaklaşık aynı statik kapasiteyi sunmaktadır. Ancak gerek B70 tipi ve muadili önerilmeli traversler, gerekse U31 tipi ve muadili önerilmesiz traversler, 225-250 kN ile işletilen “2.4.5. Sınır durum metodu, saha ölçümleri, laboratuvar simülasyonları” bölümünde sunulan saha ölçümlerinde geçen tek ray mesnedinde 180-240 kN kapasitesinden uzaktır. Öngerilmesiz prosesle üretilen yeni tip karbon-fiber takviyeli traversin ön-hesaplamalarında (0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan) ray mesnedi dizayn yükü olarak önerilmesiz sistemin sağlayacağı avantajlarla ve Wolf (2015), Bastos (2016) ölçümleriyle de uyumlu olarak *180 kN yük ve 20 kN.m pozitif moment dayanımı* kullanılmıştır. Bu değer TS EN 13230 Fr_r tasarım onay sınırı (B58) olan 124 kN ve French Railways standards (SNCF, 1980)’ta U3 tipi traverslerin Fr_{0,05} tasarım onay sınırı olan 125 kN değerlerinden yaklaşık %44 fazladır. Buna göre; 3.2, 3.3 ve 3.4 bölümlerinde verilen parametreler ışığında “çift donatılı kiriş hesabı” yapılması için Excel[®] tablosu hazırlanmış olup, hesap sonuçları ve kullanılan parametreler özet olarak Çizelge 3.6’da sunulmuştur:

Çizelge 3.6. Yeni tip travers prototipinin dizayn parametreleri ve deney sonuç öngörüsü (Hazırlanan Excel[®] tablosuyla yapılan analitik hesaplama sonuçları)

Beton karakteristik silindir basınç dayanımı f_{ck} (C50/60)	50 MPa
Beton dizayn silindir basınç dayanımı ($\gamma_m = \%26$ (1.5 x 0.70 x 0.83 veya Yorulmalı: $\gamma_m = \%26$ (0.70 x 0.83 x 0.45))	13 MPa
Karbon FRP donatının nihai çekme dayanımı (f_{fu})	3 000 MPa
FRP donatının dizayn çekme dayanımı (f_d) ($\gamma_m = \%54$ (0.9 X 0.9 / 1.5) (Kull. limit hâli, CNR-DT 203/2006 SLS)	1 620 MPa
FRP donatı dizayn basınç dayanımı (f_{fcd}) (İhmal edilmektedir.)	0 MPa
FRP çekme elastisite modülü (E_f)	165.000 MPa
W (B58 tipi travers ray altı kesitinin mukavemet momentidir)	1 648 567 mm ³
I (B58 tipi travers ray altı kesitinin atalet momentidir, bkz. Şekil 2.44)	156 613 833 mm ⁴
M_r (Doğangün, 2008) kaynağında da geçen, çift donatılı dikdörtgen kesitteki kirişler için verilen “taşıma gücü moment hesabı” esasları doğrultusunda hesaplanmıştır.	20 kN.m
F_{C_{kir}} ($f_{ctk} = 2.6$ MPa)	72 kN
Fr_{0,05} (Yük kalktıktan sonra 0.05 mm kalıcı çatlak oluşturan yük, \approx yorulma day.) ($\gamma_{beton} = \%26$ (0.70 x 0.83 x 0.45)) (Beton yorulma sınırı yaklaşık %45)	178 kN
Fr_B $V_c = 0,80 V_{cr}$ $V_{cr} = 0,65 f_{ctd} b_w d$ (Detaylı hesaplamalar 4.2. Ray Mesnedinde Statik Test Sonuçları bölümünde verilmiş olup, kesitin nihai dayanımına kesme dayanımı ile ulaşacağı öngörülmektedir.)	210 kN

4. BULGULAR

4.1. Beton Basınç Deneyi Sonuçları

Yeni üretilen fiber donatılı travers üretimi esnasında kullanılan betondan 3.1. bölümünde belirtildiği şekilde, 4 adet 15x15x15 cm'lik küp numune alınmış ve kürlenmiştir. Travers üretimi yapılan fabrikada eşdeğer karışım oranları ile (buhar kürü uygulanarak) üretilmiş numunelerin aynı gün aynı reçete ile üretilerek standart buhar kürüne tabi tutulan ve 27 gün su kürü uygulanan, toplam 28 günlük numunelerin deney sonucu kayıtları ortalaması, kontrol değeri olarak kullanılmıştır. Bu şekilde yeni geliştirilen traverslerde buhar kürü yapılmaması prosesinin, basınç dayanımı açısından da fayda sağlayacağı tespit edilmiştir. Fabrikada uygulanan standart buhar küründe 120 dk bekleme, 200 dk ısı artışı, 240 dk sabit sıcaklık (60 °C) ve 420 dk kontrollü soğuma uygulanmaktadır. Numuneler üzerinde yapılan basınç dayanım testi sonuçları Çizelge 4.1'de sunulmuştur.

Çizelge 4.1. Çalışmada kullanılan betondan alınan numunelerinin çeşitli kür uygulamaları ardından basınç dayanım testi sonuçları

Numune Tipi	Kırılma Yüğü (kN)	Kırılma Basıncı (MPa)	Ortalama	Sınıf
B/28/1	1345	59.8	63.2 MPa	C50/60
B/28/2	1409	62.6		
B/28/3	1472	65.4		
B/28/4	1465	65.1		
Buhar kürlü (standart)	1345	59.8	59.8	C45/55

Buna göre, üretilecek traverslerde buhar kürü uygulanmaması mümkün ve dayanım ve dayanıklılık açısından faydalı olduğu görülmekte olup, bu durum yakıt sarfiyatının yanı sıra üretim kolaylığı da sağlayacaktır.

4.2. Ray Mesnedinde Statik Test Sonuçları

Hazırlanan prototip karbon-fiber donatılı travers numunesinde ray mesnedinde TS EN 13230-1'e göre statik yükleme ile pozitif moment tespiti deneyi yapılmıştır. Travers ray mesnedinde pozitif moment testinde, uygulanan kuvvete bağlı olarak eğilme momentinin hesabında, daha önce sunulan aşağıdaki formülasyon kullanılmıştır (Németh, 2016):

$$M_r = \frac{F_r}{4} \left(L - \frac{b+0.75 \cdot m}{2} \right) \quad \text{E.13}$$

M_r : Eğilme momenti

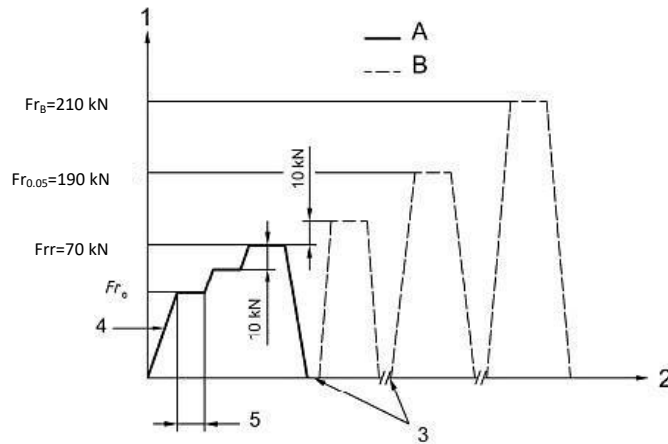
F_r : Uygulanan yük

L : Mesnetler arası mesafe (0.6 m ray mesnedindeki deney, 1.52 travers ortasına yük uygulanan deney)

b : Yükleme mesnedi genişliği (0.14 m)

m : Traversin ray mesnedi yüksekliği (B58 tipi için 0.190 m)

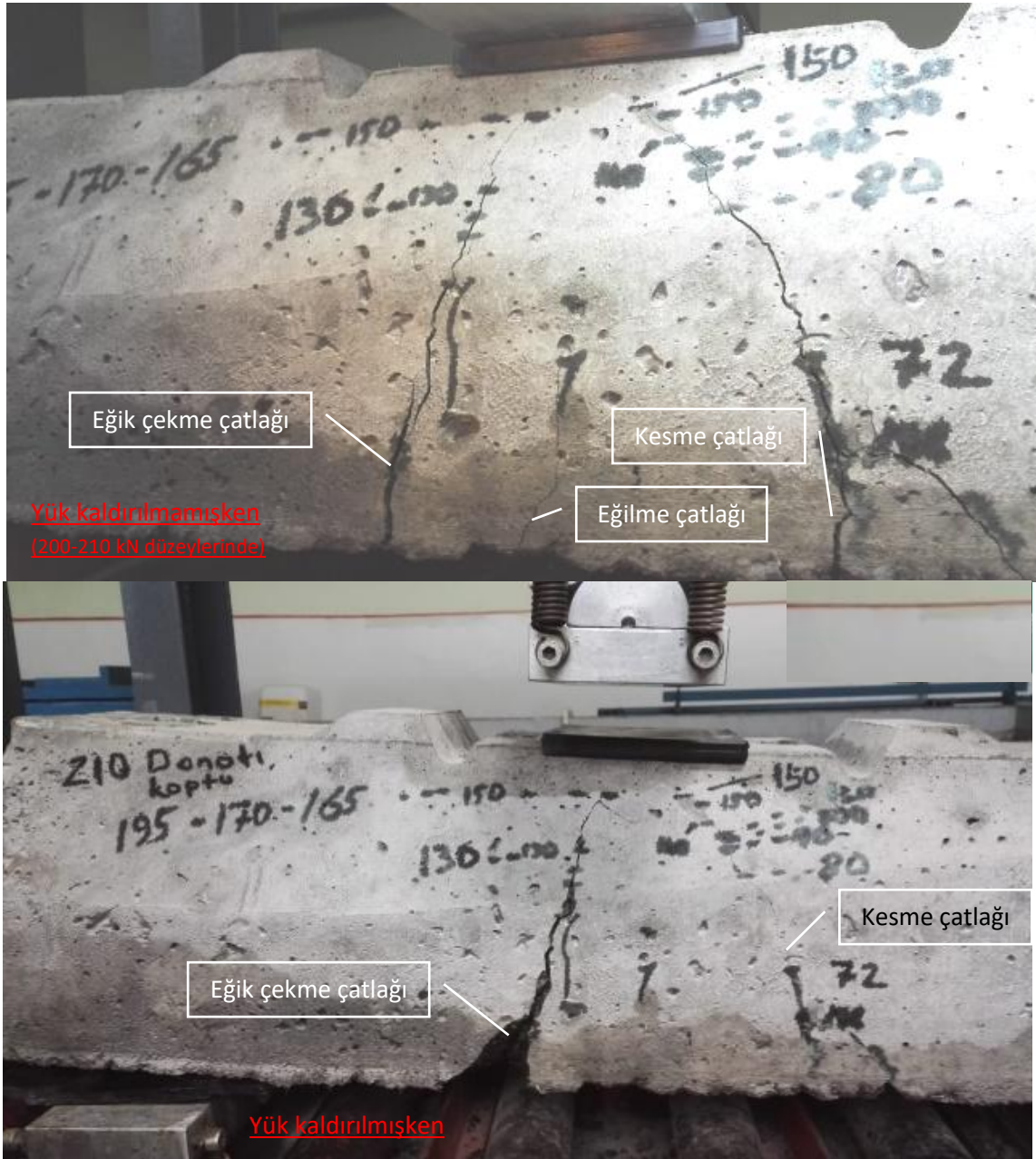
Yapılan ray mesnet deneyi sonucunda prototipte çatlak başlangıcı 70 kN, 0.05 mm kalıcı çatlak başlangıcı 190 kN ve kırılma yükü 210 kN olarak tespit edilmiştir. Bu değerler, daha önce "3.5. Karbon-fiber donatılı travers dizayn yükünün belirlenmesi" bölümünde hedeflenen ve Çizelge 3.6'da verilen değerler ile büyük oranda örtüşmektedir. Test grafiği Şekil 4.1'de sunulmuştur:



1-Yük, 2-Zaman, 3-Çatlak Ölçümü (min. 5 dak.), 4-120 kN/dak maks., 5-10 san'den 5 dakikaya kadar, A-Zorunlu Test, B-Opsiyonel Test

Şekil 4.1. Prototip traversin ray oturma alanında statik dizayn onay test sonucu

Deney esnasında yük kademelerine göre yük esnasında ve yük kalktıktan sonra alınan fotoğraflar Şekil 4.2’de sunulmuştur:



Şekil 4.2. Prototip traveste uygulanan ray mesnedinde pozitif moment testi yük aşamalarını gösterir fotoğraflar

Yapılan deneyde, öngerilmeli traverslerdeki gibi, çatlakların çekmeye maruz kalmış gibi –eğilme çatlakları ile- dikey olarak başladığı, ancak daha sonra meydana gelen eğik çekme ve kesme çatlaklarının yük uygulama noktasına doğru hızla ilerleyerek nihai dayanıma ani olarak ulaştığı görülmüştür.

Sonuç olarak B58 tipi kesit boyutlarındaki prototip traversin ray mesnedinde statik yükleme deneyinde başlangıçta eğilme çatlakları oluşsa da, önemli düzeye erişen ve traversin kırılmasına neden olan çatlaklar kesme çatlaklarıdır. Öngerilmeli traverslerin kesme kuvvetlerine dayanıksızlığı “2.7.5. Kısmî öngerilmeli traverslerin kesme kuvveti zaafi” bölümünde sunulmuştur.

Betonarme bir kesitin kesmede çatlama dayanımı, daha kesin hesaba gerek duyulmadığı durumlarda, Eşitlik E.14 kullanılarak hesaplanabilir. (Bu denklemin ilk kısmı TS 500: 2000 standardında da verilmektedir.) Denklemden, eksenel basınç durumunda gama katsayısı 0.07, eksenel çekme durumunda ise -0.3 alınacaktır. Bu katsayının daha çok kolonlar için kullanıldığı açıktır (Sertkaya, 2017).

$$V_{cr} = 0,65 f_{ctd} b_w d \left(1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right) \quad \text{E.14}$$

f_{ctd} : Betonun tasarım çekme dayanımı

b_w : Kiriş (Travers) genişliği

d : Kiriş (travers) faydalı yüksekliği

γ : Yükleme tipi katsayısı

N_d : Eksenel basınç veya çekme yükü

A_c : Kesit alanı

Geliştirilen prototipte üretim kolaylığı ve maliyet getirisi düşünülerek etriye kullanılmamıştır. Bu yüzden kesmede çatlama dayanımı hesabında yalnız betonun katkısı göz önünde bulundurulmalıdır. Şekil 3.1’de ray altı kesit boyutları verilen B58 tipi travers için Eşitlik 14 doğrultusunda öngerilmemiş halde kesmede çatlama dayanımı (yalnız betondan gelen kesme dayanımının belirlenmesi için %80 katsayısı eklenerek) $0.65 \times (50 / 10 \times 0.90) \times [(150+234)/2 \times 75 + (234+274)/2 \times (115-39)] \times 0.80 \times 2 = 175$ kN düzeyindeki ray mesnedi yükünde kesit kırılacaktır. Ancak kesme etkisiyle kırılma yükünde mesnet açıklığına bağlı olarak kemer etkisi denen bir faktör devreye girmiş, B58 kesit yüksekliği için yaklaşık %20 mertebesinde artış sağlayarak traversin 210 kN yükte kırılmasını sağlamıştır. Öngerilmeli traverslerde ise 28 ton.f (275 kN) öngerilme uygulanması halinde (B58 kesiti için) öngerilme kuvveti etkisiyle bu değer

yukarıdaki formülasyonda da görüldüğü üzere, 100 kN artarak 275 kN düzeylerine çıkmakta, kemer ve donatı etkisiyle 330 kN düzeylerine çıkmaktadır.

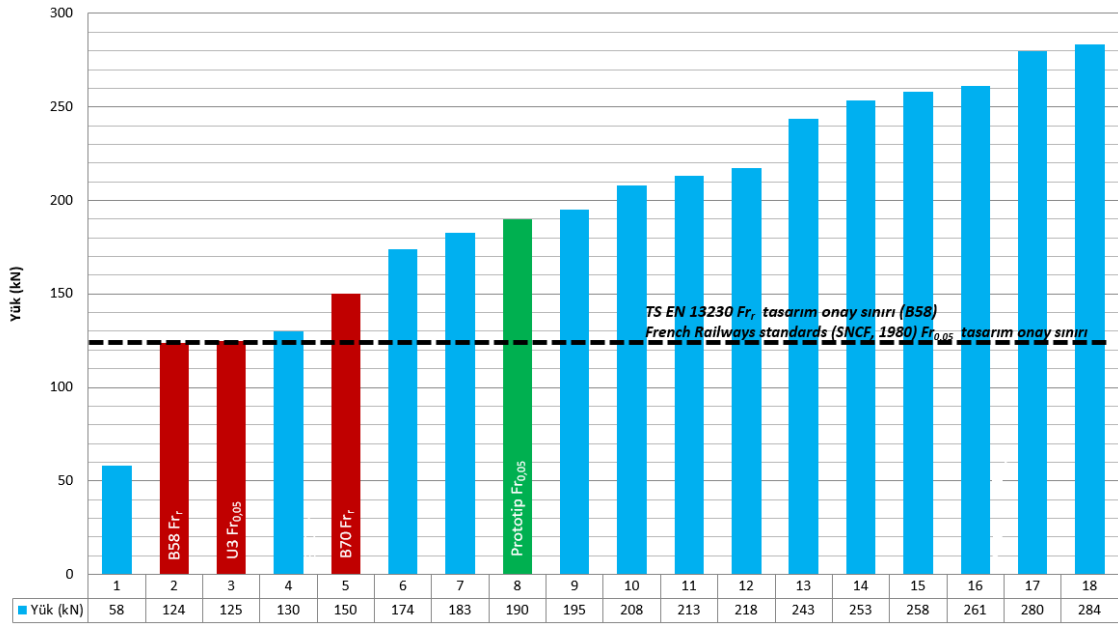
Betonarme elemanda ilk çatlama olduğu anda çatlak genişliği çok fazla olmadığından dolayı küçük beton parçaları çatlak boyunca bir köprü oluşturmakta ve çekme kuvvetlerinin bu çatlak boyunca iletilmesini sağlamaktadır. Çatlak genişliğinin daha çok 0.05 ile 0.15 mm arasında olduğu durumlarda çekme bölgesindeki betonun dayanıma katkısı olmaktadır. FRP ve çelik donatıların özellikle elastisite modüllerinin birbirinden farklı olması nedeniyle FRP donatılı betonarme elemanların kesme dayanımları çelik donatılı elemanlara göre farklılık göstermektedir. FRP donatısının çelik donatıya göre daha düşük elastisite modülüne sahip olmasından dolayı FRP donatılı elemanlarda, uygulanan yükler etkisi altında çelik donatılı elemanlara göre daha geniş ve derin çatlaklar oluşmaktadır. Bu elemanlarda daha derin çatlakların oluşması basınç bölgesindeki çatlama yapmış betonun kesme dayanımına olan katkısını azaltmaktadır. (Tez kapsamında kullanılan karbon-fiber donatıların elastisite modülü, diğer tiplere göre çelik donatılara en yakın tip olup, dilerse ultra yüksek modüllü olarak da üretilmektedir. Şekil 4.2 incelendiğinde 90 kN düzeyinden sonraki yüklerde beton basınç bloğu oldukça küçülmüş durumdadır.) Ayrıca bu elemanlarda daha geniş çatlakların oluşması, çatlak yüzeyindeki agregaların birbirlerine kenetlenmesi ve çekme bölgesindeki betonun çekme dayanımı nedeniyle oluşan kesme dayanımı katkılarını azaltmaktadır. FRP donatısının eksenine dik yöndeki dayanımının çelik donatıya göre daha az olması ve FRP donatılı elemanlarda daha geniş çatlakların oluşması bu elemanlarda kaldırma etkisi nedeniyle oluşan kesme dayanımı katkısının çelik donatılı elemanlara göre daha az olmasına neden olmaktadır. Sonuç olarak FRP donatılı elemanlarda betonun kesme dayanımına olan katkısı çelik donatılı elemanlara göre daha az olmaktadır (Kara ve ark., 2016). FRP donatıların kesme zafiyeti “3.2 Karbon Fiber Donatılı Beton Tasarım Yöntemi” bölümünde detaylı sunulmuştur.

5. SONUÇ ve TARTIŞMA

Yeni geliştirilen “karbon-fiber takviyeli polimer donatılı (cfrp), öngerilmemiş, monoblok travers” üzerinde yapılan “ray mesnedinde statik yüklemeli pozitif moment testi” sonuçları, yük ve çatlak kategorilerine bağlı olarak EN 13230 ve Fransız standartlarında geçen öngerilmeli ve öngerilmemiş travers değerlendirme kriterleri doğrultusunda aşağıdaki şekilde analiz edilmiştir:

- a) Çatlak başlangıcından önceki safha (R1 kategorisi): Üst sınırı ilk çatlak tespit edilen yüküdür. Yapılan deney sonucunda prototip karbon-fiber takviyeli polimer donatılı traverslerin çatlak başlangıç yükü 70 kN olarak ölçülmüş olup, deney en kötü zemin şartları (ray mesnedi altında 60 cm boşluk olduğu öngörüsüyle) yürütülmüştür. Bu kategori sınırları içerisinde, statik tren yükleri ile düşük frekanslı dinamik yüklerden müteşekkil normal servis yükleri etkimektedir. Traverslerin bu kategori içerisinde kalan yüklerden çok cüzi ölçüde etkilenmesi nedeniyle pek bir önemi olmadığı literatürde belirtilmektedir. Bu aşama, betonun çekme dayanımına ve traversin kesit boyutlarına bağlı olarak büyük değişkenlikler göstermektedir. Öngerilmemiş tasarımlarda bu aşamada donatı herhangi bir yük taşımamaktadır. Öngerilmeli traverslerde ise öngerilme kuvveti ve betonun çatlama kapasitesi tükendikten sonra çatlak başladığından, öngerilmemiş traverslere göre daha yüksek sonuçlar elde edilmektedir (B58 tipi için 124 kN). Ancak tren yükleri traversin her iki ray mesnedine de tesir ettiğinden, öngerilme kuvveti de her iki ray mesnedince paylaşılabilir. Bu yüzden, öngerilmeli ve öngerilmemiş traversleri karşılaştırmak için, tek ray mesnedi yerine, her iki ray mesnedinde de yük uygulanan daha kapsamlı deneyler kullanılması gerektiği düşünülmektedir. Öngerilmeli traversler için çatlak başlangıç yükünün -özellikle- tespit edilmesinin nedeni, traverslere uygulanan öngerilme kuvvetinin yeterliliğinin tahkik edilmesi ihtiyacıdır.
- b) Çatlak başlangıcından sonraki servis yüklerini kapsayan safha (R2 kategorisi): Bu kategori kapsamındaki yükler, ray, zemin ve tekerlerdeki anormalliklerden kaynaklanmaktadır. Bu kategorideki yükler için standartlarda “istisnai” tabiri

kullanılarak, sık meydana gelmediği belirtilmektedir. Ancak güncel saha ölçümlerine göre, demiryolu ve araç bakım durumuna bağlı olarak kaçınılmaz bir şekilde oldukça sık meydana gelmektedir. Bu yüzden yeni geliştirilen karbon-fiber takviyeli traverslerde bu kapasite mümkün mertebe yüksek tutularak erken yorulma önlenmeye çalışılmıştır. Kayda değer çatlaklar meydana gelen bu bölgede, çatlaklar yük kalktığı anda 0.05 mm'nin altında kalmakta veya görünmez hale gelmektedir. Literatürde de belirtildiği üzere; 0.05 mm ve altı çatlaklar tren seyrüseferini ve ray altındaki mesnetleme emniyetini olumsuz etkilememektedir. Yapılan deney sonucunda yeni geliştirilen karbon-fiber takviyeli polimer donatılı traversin 0.05 mm kalıcı çatlak başlangıç yükü, 190 kN olarak ölçülmüş olup, uygulama öncesi hesaplanan dizayn yükünün yalnızca 10 kN üzerindedir. Buna göre hesapta kullanılan güvenlik katsayıları ve hesap yöntemlerinin, deneysel ölçümlerle büyük ölçüde örtüştüğü görülmektedir. Elde edilen bu değer, aynı kesit boyutlarına sahip, B58 tipi ard-germeli traversler için TS EN 13230'da istenen tasarım onay sınırı $F_{r1}=124$ kN değerinden %53 daha fazladır. Fransa'da geliştirilen U3 tipi traversler için French Railways standards (SNCF, 1980)'da istenen tasarım onay sınırı $F_{r0.05} > 125$ kN değerinden de yine %53 daha yüksek kapasite elde edilmiştir. Üstelik bu traverslerin yüksekliği 229 mm olup, 190 mm yüksekliğinde olan B58 tipi travers kesitlerinden %21 daha büyük olmasına rağmen daha yüksek sonuç elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, hızlı tren hatlarında kullanılan daha modern B70 tipi ön-germeli traversler ile kıyaslanırsa, bu traversler için TS EN 13230'da istenen tasarım onay sınırı $F_{r1}=150$ kN değerinden de %27 daha yüksek sonuç elde edilmiştir. Üstelik bu traverslerin de yüksekliği 214 mm olup, B58 tipi rakiplerinden %13 daha fazladır. Bunun dışında öngerilmeli (ard-germeli ve ön-germeli) traverslerde, %25-30 düzeylerinde öngerilme kuvveti kayıpları da oluşacaktır. Yine, öngerilmeli traverslerdeki öngerilme basıncının iki ray mesnedince de paylaşılabilmesi, bu durumda kapasitelerin düşebileceği, öngerilmeli ve öngerilmemiş traverslerin kesin bir şekilde karşılaştırılması için daha kapsamlı deneyler yapılması gerektiği belirtilmiştir. Neticede, elde edilen deney sonuçları oldukça umut verici olup, Şekil 5.1'de verilen grafikte özetlenen ve tez çalışmasında geçen güncel saha ölçümleri açısından Ar-Ge çalışmaları ilerletilmelidir.



1	Statik teker yükü (22,5 ton.f dingil yükü, UIC-60 ray tipi ve 60 cm travers aralığı)	58 kN
2	B58 tipi ard-germeli yekpare travers dizayn yükü Fr_r (ray mesnedi-pozitif-statik)	124 kN
3	Vagneux U3 Öngerilmemiş ikiz-blok travers $Fr_{0,05}$ (ray mesnedi-pozitif-statik)	125 kN
4	(Bastos, 2016) saha ölçümü (kayıtların çoğunluğunu kapsayan değer)	130 kN
5	B70 veya B07 tipi ön-germeli yekpare travers dizayn yükü Fr_r (ray mesnedi-pozitif-statik)	150 kN
6	(Quirós-Orozco ve ark., 2017) saha ölçümü (%98,3'ünü kapsayan değer)	174 kN
7	UIC (Gao ve ark., 2017)*	183 kN
8	Prototip karbon-fiber donatılı öngerilmemiş yekpare travers $Fr_{0,05}$ (ray mesnedi-pozitif-statik)	190 kN
9	Avrupa Normu: EN 13230-UIC 713R (Wolf, 2015)*	195 kN
10	Yarı-konvansiyonel bilgisayar analizi, lab. ölçümleri destekli (Gao ve ark., 2017)	208 kN
11	Yarı-konvansiyonel bilgisayar analizi (Bezgin-c, 2018 (B70 tipi travers için))	213 kN
12	Yarı-statik dingil yükü (Euro Code prEN 13230, <200 km/sa, katsayı: 3,75)	218 kN
13	Avustralya Normu: AS-1085.14 (Wolf, 2015)*	243 kN
14	Yarı-statik dingil yükü (Euro Code prEN 13230, >200 km/sa, katsayı: 4,37)	253 kN
15	Queensland University of Technology (Avustralya) 6 milyon dingil yükü kaydı	258 kN
16	Amerika Normu: AREMA (Wolf, 2015)*	261 kN
17	Sahadan alınmış traverslerin muayenesi (Jokubaitis ve ark., 2016)	280 kN
18	AREMA (Gao ve ark., 2017)*	284 kN

* ... kaynağı doğrultusunda 22,5 ton.f dingil yükü için basit doğru orantı ile hesaplanan

Şekil 5.1. Ray mesnedinde pozitif statik yük kapasitesi için standartlarda istenen değerler, bilgisayar tabanlı analiz sonuçları, güncel saha ölçümleri ile yeni geliştirilen traversin deneylerinde elde edilen sonuçların kıyaslanması

c) Servis yüklerini aşan safha (R3 kategorisi): Bu kategoride, gerçek manada istisnai yükler görülmektedir. Unutulan bağlantı malzemeleri, ray kırılmaları, raylar arası boşluklar, toleransları geçen teker anormallikleri kaynaklı yükler bu alanda meydana gelir. Bu safhada meydana gelen çatlaklar yük kalktığıında 0.5 mm'nin üzerindedir. Yapılan deney sonucunda traversin kırılma yükü 210 kN olarak ölçülmüştür. Bu değer, Fransız standartlarında U3 tipi traverslerden istenen 175 kN şartını sağlamaktadır. B58 tipi traversler için TS EN 13230'da istenen $Fr_B \geq 310$ kN ve B70 tipi traversler için istenen 370 kN şartları, tek ray mesnedindeki dayanımı temsil etmektedir. Öngerilmeli traverslerdeki öngerilme basıncının iki ray mesnedince de paylaşılabilceği, bu durumda kapasitelerin düşebileceği, öngerilmeli ve öngerilmemiş traverslerin kesin bir şekilde karşılaştırılması için daha kapsamlı deneyler yapılması gerektiği belirtilmişti. Ancak tahmini bir hesaplama yapılırsa; örneğin B58 tipi için; tek ray mesnedindeki 310 kN kırılma kapasitesine, diğer ray mesnedindeki 50-60 kN'luk beton kırılma kapasitesi eklenip, her iki ray mesnedine paylaştırılırsa, tek ray mesnedindeki kapasite yaklaşık 180 kN'a tekabül etmektedir. Yine daha büyük kesit ölçülerine sahip B70 tipi için 370 kN kapasiteye, 70-80 kN'luk beton kırılma kapasitesi eklenerek, her iki ray mesnedine paylaştırılırsa yaklaşık 220 kN'a tekabül etmektedir. Yapılan hesaplar örnek nitelikte olup, traverslerin tipine göre nihai kapasitesinde öngerilme donatılarının nervürlü olup olmaması, ankraj mekanizması, öngerilme kuvveti kayıpları ve ısı işlem süreci vs. etkili olacaktır.

Fiber takviyeli donatılarla dünyada bugüne değin herhangi bir travers üretimi çalışmasına rastlanılmamıştır. Konu özgünlüğünün araştırılması için yapılan uzun süreli araştırmalar akabinde yalnız Baker (2016) yüksek lisans tez çalışmasında, cam-fiber donatılarla travers tasarımının bilgisayar programlarıyla analizi (deneysiz) yapıldığı görülmüştür. Cam-fiber donatılar fiyat bakımından oldukça ekonomik olup, karbon-fiber donatılara göre; düşük çekme mukavemeti, düşük elastisite modülü ve nem-alkali vb. çevresel etkilere dayanıksızlık bakımından traverslerde kullanımının fizibil olmayacağı düşünülerek tez kapsamı dışında tutulmuştur.

Karbon-fiber takviyeli polimer donatıların maliyeti bugün itibariyle çelik donatılara göre yüksektir ve kullanım teknikleri çelik donatılar kadar gelişmemiş/yaygınlaşmamıştır. Bunda fiber takviyeli polimer donatıların yeni bir

hammadde olması kaynaklı “talep düşüklüğü” etkisi bulunmakla birlikte, fiber malzemeleri inşaat donatısı haline getiren ara-üreticilerin yetersizliği kaynaklı “arz düşüklüğü” de neden olmaktadır. Bugün itibariyle çoğunlukla tarihi yapıların restorasyonu ve depreme karşı güçlendirme projelerinde kullanılmakta olan bu malzemelerin, sıradan projelerde kullanım oranı gittikçe artmakta, yeni rehberler ve standartlar yayımlanmaktadır. Bu yüzden bu malzemelerin maliyetinin orta vadede oldukça düşeceği öngörülmektedir. Bunun dışında bugün dünyada, oldukça yüksek maliyetli travers projelerinin dahi, yüksek demiryolu bakım masraflarını düşürmek için, kullanımı gittikçe artmaktadır. Standart traverslerin 2 katından yüksek ilk maliyete sahip olan bu sistemlerin yapım bedelindeki fazla maliyetin, orta vadede çok daha büyük bir mali kalem olan bakım maliyetlerindeki azalma ile karşılanabileceği belirtilmektedir.

Demiryolu yapım maliyetlerinde traversin etkisi, yalnız -travers temin maliyetiyle değil, ayrıca travers çeşidinin getirdiği özelliklerle de ilişkilidir. Örneğin öngerilmeli beton traversli demiryollarında ihtiyaç duyulan balast kalınlığı, ahşap traversli yolların iki katıdır. Bunun nedeni bu traverslerin dinamik özelliklerinin zayıf kalması ve yüksek rijitlikleridir (Ferdous ve ark., 2015). Karbon-fiber takviyeli polimer donatılı monoblok travers Ar-Ge’si ile gerek rezonans zafiyeti gerekse yorulma, donatı korozyonu, darbe zafiyeti, öngerilme kuvveti kayıpları vb. dezavantajların bertaraf edilmesi ile travers zayıflarının düşürülmesi öngörülmektedir. Ayrıca, sönümlenme kabiliyetindeki artış ile gerekli balast çeşit ve kalınlığı, gerekli zemin niteliklerinde tasarruf sağlayabileceği gibi demiryolu taşıtları ile ray-balast-zemin-bağlantı malzemelerinin kullanım ömürlerini de uzatabilecektir. Bir diğer açıdan, yeni proste öngerilme işlemi uygulanmayacağından çok sayıda çelik travers kalıbı kullanımı, öngerilme makinesi ve işçiliği, çeşitli sarf malzemeleri (tapa, matris, ankraj plakası, somun vs.) ve travers tipine bağlı olarak enjeksiyon, sıva, izolasyon vb. hammadde, işçilik ve süre giderlerinden tasarruf, öngerilme tipine bağlı olarak yıllık %3-5’i bulan “üretim-montaj zayıflarının önlenmesi”, buhar kuru yapılmayacağından/kısıtlanacağından yakıt, işçilik ve zaman tasarrufu da sağlanacak, ayrıca gecikmiş etrenjit oluşumu (def) gibi zararlı tepkime riski de kalkacaktır. Bu faydalarla zararlı çevresel etkiler de düşürülerek, daha çevre-dostu bir üretim sağlanabilecektir. Bir diğer fayda, öngerilmeli traverslerin üretim/sevkiyat/kullanım/geri dönüşümü esnasında ani kırılması ile beton parçaların

güçlü bir şekilde sıçraması (patlaması) sonucu demiryolu personeli için oluşturduğu riske dayalı iş kazalarının önlenmesi de sağlanacaktır.

Şunu ifade etmek gerekir ki; yeni bir travers geliştirilmesi işi; çok daha detaylı analizler akabinde hazırlanacak yeni travers kalıplarıyla üretilen birçok prototip ve onlarca numunenin, standartlarda istenen tüm tasarım onay deneylerinden geçirilmesi ve belirlenecek bir süre sahada pilot uygulaması, varsa noksanlıklarının giderilmesi vb. uzun süre ve mali destek gerektiren bir süreçtir. Bu yüzden tez kapsamında yalnız, bu tarz geniş kapsamlı bir Ar-Ge çalışmasından önce, literatür desteği oluşturmak ve bir nevi ön Ar-Ge yapılarak bu tarz bir çalışmanın yapılabilirliğini araştırmak hedeflenmiştir.

Sonuç olarak; burada sayılan ve ileride daha iyi analiz edilebilecek birçok parametre ile karbon-fiber takviyeli polimer donatılarla üretilen beton traverslerin, modern rakiplerine göre birçok avantajı öngörülmektedir.

6. KAYNAKLAR

Anonim, 2013. Raylı Sistemler Teknolojisi: Balast ve Travers, T.C. Millî Eğitim Bakanlığı, Ankara.

Anonim-a, 2019. Railway sleeper materials overview: wood, steel, concrete, plastic. China. <http://www.railway-fasteners.com/news/railway-sleepers-materials.html> (20.03.2019).

Anonim-b, 2019. Reinforced-concrete railway-sleeper. Inventor: Jan Nesetrl. <https://patents.google.com/patent/US1138398A/en> (21.03.2019).

Anonim-c, 2019. Concrete Sleeper. China. <http://www.rail-fastener.com/concrete-sleeper.html>; (20.03.2019).

Anonim-d, 2019. Concrete Sleepers. https://www.railone.com/.../ConcreteSleepers_2014_EN.pdf; (20.03.2019).

Anonim-e, 2019. TCDD 2012-2016 İstatistik Yıllığı. Ankara. <http://www.tcdd.gov.tr/files/istatistik//20122016yillik.pdf>; (20.03.2019).

Anonim-f, 2019. How to calculate Minimum number of Sleepers, Breathing and Theoretical Length in Long Welded Rails. <https://civildigital.com/calculate-minimum-number-sleepers-breathing-theoretical-length-long-welded-rails/>; (20.03.2019).

Anonim-g, 2019. Damaged rail line causes concern. <https://zululandobserver.co.za/60918/damaged-rail-line-causes-concern/>; (20.03.2019).

Anonim-h, 2019. XPT's suspended between Albury & Melbourne. <http://www.busaustralia.com/forum/viewtopic.php?f=3&t=53372&start=75>; (20.03.2019).

Anonim-i, 1999. State-of-the-Art Report on Partially Prestressed Concrete. ACI-ASCE Committee 423, ACI 423.5R-99. USA.

Anonim-i, 2005. BN 918-143-Demiryolları Normu (Teknik teslimat koşulları): Balastlı ve balastsız hatlar için standart ve makas traversleri (DIN EN 13 230 normlar dizisinin kullanımı ilgili kurallar ve DB AG'nin eklemeleri ile).

Anonim-k, 2006. CNR-DT 203/2006: Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. National Research Council Rome Italy.

Anonim-l, 2006. fib (International Federation for Structural Concrete) Bulletin 37: Precast concrete railway track systems. ISBN 978-2-88394-077-2.

Anonim-m, 2012. TS EN 13230-1: Demiryolu Uygulamaları – Demiryolu – Beton Traversler Ve Mesnetler – Bölüm 1: Genel Kurallar. Türk Standartları Enstitüsü Necatibey Caddesi No:112 Bakanlıklar/Ankara.

Anonim-n, 2004. TS EN 13230-3: Demiryolu Uygulamaları-Demiryolu-Beton Traversler ve Mesnetler-Bölüm 3: Takviyelendirilmiş (öngerilmesiz konvansiyonel donatılı, reinforced concrete) İkiz Traversler (Railway applications-Track-Concrete sleepers and bearers-Part 3: Twin-block reinforced sleepers). Türk Standartları Enstitüsü Necatibey Caddesi No:112 Bakanlıklar/Ankara.

Arlı V. ve Öztürk Z., 2009. Demiryolu Titreşimlerinin Model Hat Üzerinde Çok Yönlü Analizi. (Doktora Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Aydın F., 2011. Cam Lifi Takviyeli Plastik (GFRP) Kompozit ve Beton İle Üretilen Hibrit Yapı Elemanlarının Mekanik Performansının Araştırılması. (Doktora Tezi), Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya.

Baker T., 2016. Analysis on the Behaviour of FRP Reinforced Concrete Railway Sleepers. (Bachelor of Engineering), University of Southern Queensland Faculty of Health, Engineering and Sciences.

Barris C., Torres L., Miàs C. ve Vilanova I., 2012. Design of FRP Reinforced Concrete Beams For Serviceability Requirements. Journal Of Civil Engineering And Management, ISSN 1392-3730, Volume 18(6), 843–857.

Bastos J. C., 2016. Analysis Of The Performance And Failure Of Railroad Concrete Crossties With Various Track Support Conditions, (Master of Science in Civil Engineering), Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign.

Bezgin N. Ö., 2016. Balastlı Demiryolu Hatları Üzerine Etki Eden Düşey Kuvvetlerin Oluşturduğu Gerilmeler. Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 16. Ulusal Kongresi, Atatürk Üniversitesi, Erzurum.

Bezgin N. Ö., 2018-a. Öngerilmeli Beton Traverslerde Gözlenen Zamana Bağlı Kısalmalarının Değerlendirilmesi. Demiryolu Mühendisliği 2019 (9): 17-27.

Bezgin N. Ö., 2018-b. Demiryolları Üzerine Etki Eden Düşey Dinamik Darbe Kuvvetlerinin Tahmini İçin Geliştirilen Yeni Bir Yöntem. <https://www.researchgate.net/publication/327894713>; (20.03.2019).

Bezgin N. Ö., 2018-c. An insight into design of prefabricated and prestressed concrete monoblock railway ties for service loads. Challenge Journal Of Structural Mechanics, 4 (4) (2018) 126–136. <https://www.researchgate.net/publication/329438896>; (20.03.2019).

Beycioğlu A. ve Aruntaş H. Y., 2014. Bazalt Lifli Donatının Yüksek Dayanımlı Betondaki Aderans Performansı. https://www.researchgate.net/publication/291957970_Bazalt_Lifli_Donatinin_Yuksek_Dayanimli_Betondaki_Aderans_Performansi [Bond_Performance_of_Basalt_Fiber_Reinforcing_Bar_Embedded_in_High_Strength_Concrete](https://www.researchgate.net/publication/291957970_Bazalt_Lifli_Donatinin_Yuksek_Dayanimli_Betondaki_Aderans_PerformansiBond_Performance_of_Basalt_Fiber_Reinforcing_Bar_Embedded_in_High_Strength_Concrete); (03.05.2019)

Bonnett C. F., 2005. Practical Railway Engineering 2nd Edition. ISBN 1-86094-515-5, Imperial College Press, 57 Shelton Street Covent Garden London.

Burke C. R. ve Dolan C. W., 2001. Flexural Design of Prestressed Concrete Beams Using FRP Tendons. https://www.researchgate.net/publication/275622990_Flexural_Design_of_Prestressed_Concrete_Beams_Using_FRP_Tendons; (03.05.2019).

Busel J., 2012. Fiber Reinforced Polymer (Frp) Composites Rebar. <https://www.slideshare.net/informationzone/buselmay2012>; (20.03.2019).

Brózda K., Selejdak J. ve Koteš P., 2018. Analysis of the crack width of beams reinforced with FRP bars. Technical Transactions, 11/2018 Mechanics. Doi: 10.4467/2353737XCT.18.170.9426; (20.03.2019)

Chowdhury S. H., Loo Y. C. ve Fragomeni S., 2000. Damping Formulae for Reinforced and Partially Prestressed Concrete Beams. Advances in Structural Engineering Vol. 3 No. 4, Queensland 9726, Australia.

Çelik M. S. ve Öztürk Z., 2015. Demiryolu Traverslerinin Çok Yönlü İncelenmesi Ve Örnek Hat Üzerinde Kullanılan Farklı Tipteki Traverslerin İrdelenmesi. (Yüksek Lisans Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Ulaştırma Mühendisliği Programı, İstanbul.

Doğangün A. (Prof. Dr.), 2008. Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı. Birsın Yayınevi ISBN:978-975-511-310-X, İstanbul, sf. 420-427.

Domingo L. M., Martín C. Z., Avilés C. P. ve Herráiz J. I. R., 2014. Analysis of the Influence of Cracked Sleepers under Static Loading on Ballasted Railway Tracks. Hindawi Publishing Corporation The Scientific World Journal Volume 2014, Article ID 363547. <http://dx.doi.org/10.1155/2014/363547>; (20.03.2019).

Döndüren M. S., Çöğürçü M. T. ve Altın M., 2006. Betonla Donatı Arasındaki Aderans Davranışının Deneysel İncelenmesi. S.Ü. Müh.-Mim. Fak. Derg., c.21, s.3.

Tanyıldızı H. ve Yazıcıoğlu S., 2006. Betonarme Demiri ve Beton Arasındaki Aderans Dayanımına Mineral Katkıların Etkisi. Science and Eng. Journal of Fırat Univ., 18(3), 351-357, Elazığ, Türkiye.

Edwards J. R., Gao Z., Wolf H. E., Dersch M. S. ve Qian Y., 2017. Quantification of concrete railway sleeper bending moments using surface strain gauges. Measurement 111 (2017) 197–207. <http://dx.doi.org/10.1016/j.measurement.2017.07.029>; (20.03.2019).

Esveld C. (Emeritus Professor of Railway Engineering, Delft University of Technology), 2014. Modern Railway Track. ISBN 978-1-326-05172-3.

Felekoğlu B. (Doç. Dr.), 2019. Alternatif Yapı Malzemeleri. kisi.deu.edu.tr/burak.felekoglu/04.Polipart2.pdf; (20.03.2019).

Ferdous W. ve Manalo A., 2014. Failures of mainline railway sleepers and suggested remedies –Review of current practice. Engineering Failure Analysis 44 (2014) 17–35, Centre of Excellence in Engineered Fibre Composites (CEEFC), University of Southern Queensland, Toowoomba 4350, Australia.

Ferdous W., Manalo A., Aravinthan T. ve Remennikov A., 2014. Review of failures of railway sleepers and its consequences. https://works.bepress.com/wahid_ferdous/11/; (20.03.2019).

Ferdous W., Manalo A., Erp G. V., Aravinthan T., Kaewunruen S. ve Remennikov A. M., 2015. Composite Railway Sleepers – Recent developments, challenges and future prospects. Composite Structures, 134 (2015), 158–168, Doi: 10.1016/j.compstruct.2015.08.058; (20.03.2019).

Fico R., 2008. Limit States Design of Concrete Structures Reinforced with FRP Bars. (PH. D. Thesis), University Of Naples Federico II Ph.D. Programme in Materials And Structures Engineering.

Gao Z., Qian Y., Dersch M. S. ve Edwards J. R., 2017. Compressive stress distribution in prestressed concrete and its effect on railroad cross tie design. Construction and Building Materials, 151 (2017), 147–157.

Giannakos K., 2008. Damage of Railway Sleepers under Dynamic Loads: A Case History from the Greek Railway Network. Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. <http://scholarsmine.mst.edu/icchge/6icchge/session08c/5>; (20.03.2019).

Girayhan A., 2016. Demiryolu Üstyapısı ve Hızlı Tren Projesi Çalışmaları. <http://aves.erciyes.edu.tr/imageofbyte.aspx?Resim=8&ssno=4&user=931>; (20.03.2019).

Guðmundsson A. M., 2014. Prestress losses in railway sleeper production with long bed systems. (Master of Science Thesis), Department of Civil and Environmental Engineering Division of Structural Engineering Concrete Structures, Chalmers University Of Technology, Göteborg, Sweden.

Hashim Y. M. ve Musa H. A., 2018. Analysis And Design Of Prestressed Sleepers. <https://www.slideshare.net/AbbaHassanMusa/pc-sleepers-4-our-grp>; (20.03.2019).

Huszár Z., 2008. Vibrations Of Cracked Reinforced And Prestressed Concrete Beams. Facta Universitatis Series: Architecture and Civil Engineering, Vol. 6, No 2, 2008, pp. 155 – 164.

Jokūbartis A., Valivonis J. ve Marčiukaitis G., 2016. Analysis Of Strain State And Cracking Of Concrete Sleepers. Journal Of Civil Engineering And Management, ISSN 1392-3730/EISSN 1822-3605 2016, Volume 22(4): 564–572, Doi:10.3846/13923730.2016.1147494; (20.03.2019).

Kaewunruen S., 2007. Experimental and numerical studies for evaluating dynamic behaviour of prestressed concrete sleepers subject to severe impact loading. (A thesis for the degree doctor of philosophy of civil engineering), Univeristy of Wollongong, New South Wales, Australia.

Kaewunruen S., Remennikov A. M., Aikawa A. ve Sakai H., 2014. Free Vibrations Of Interspersed Railway Track Systems In Three Dimensional Space. Acoustics Australia, 20 - Vol. 42, No. 1.

Kara İ. F., Cullazoğlu F. ve Severcan M. H., 2016. Enine ve Boyuna FRP Donatılı Betonarme Kirişlerin Kesme Dayanımı. Niğde Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, Cilt 5, Sayı 2, (2016), 157-167.

Karr U., Schuller R., Fitzka M., Denk A., Strauss A. ve Mayer H., 2017. Very high cycle fatigue testing of concrete using ultrasonic cycling, www.hanser-elibrary.com; (23.01.2019).

Koh T., Shin M. ve Bae Y., 2015. Structural performances of an eco-friendly prestressed concrete sleeper. Construction and Building Materials, 102 (2016), 445–454.

Kozak M., 2010. Beton Traversin Gelişimi ve Üretim Aşamasının Araştırılması. Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi, Cilt:6, No: 2010/2, 73-81.

Li S., 2012. Railway Sleeper Modelling with Deterministic and Non-deterministic Support Conditions. (Master Degree Project), Division of Highway and Railway Engineering Department of Transport Science, School of Architecture and the Built Environment, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Matsuoka K. ve Watanabe T., 2018. Application of a Frequency-Based Detection Method for Evaluating Damaged Concrete Sleepers. DOI: 10.5772/intechopen.82711; (03.05.2019).

Murray M. H. ve Bian J., 2010. Ultimate limit states design of concrete railway sleepers. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Transport 165 August 2012 Issue TR3, Pages 215–223. <http://dx.doi.org/10.1680/tran.10.00048>; (03.05.2019).

Németh A., 2016. Cracks On Prestressed Railway Sleeper, Case Studies In Railway Construction. http://www.sze.hu/~fischersz/Education/Case%20studies%20in%20railway%20construction/CSRC_Topic%2007_Cracks%20on%20prestressed%20railway%20sleepers.pdf; (03.05.2019).

Özcan A. İ., Özden B., Ölçer B. ve Gamlı F. D., 2018. Betonarme Traverslerin Gelişimi. Demiryolu Mühendisliği Dergisi, 18 (2): 40-44.

Özşahin B., Mülayim A. ve Arkoç O., 2015. Betonarme Yapı Elemanlarında Lif Takviyeli Polimerlerin Kullanımı. 9. Uluslararası Sinan Sempozyumu, 21-22 Nisan 2015 Edirne / Türkiye.

Öztürk Z. ve Arlı V., 2009. Demiryolu Mühendisliği. ISBN 978-605-60958.

Öztürk Z., Öztürk T. ve Arlı V., Yüksek Hızlı Demiryolu Köprülerinde Rezonans Olayı. www.imo.org.tr/resimler/ekutuphane/pdf/1448.pdf; (19.07.2018).

Quirós-Orozco R. J., Edwards J. R., Qian Y. ve Dersch M. S., 2017. Quantification of loading environment and flexural demand of prestressed concrete crossties under shared corridor operating conditions. <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1177/0361198118793500>; (03.05.2019).

Remennikov A. ve Kaewunruen S., 2005. Investigation of vibration characteristics of prestressed concrete sleepers in free-free and in-situ conditions. <http://ro.uow.edu.au/engpapers/284>; (03.05.2019).

Remennikov A. M. ve Kaewunruen S., 2007. Experimental determination of energy absorption capacity for prestressed concrete sleepers under impact loads. <https://www.researchgate.net/publication/30389259>; (03.05.2019).

Remennikov A. M., Murray M. H. ve Kaewunruen S., 2008. Dynamic design guidelines for prestressed concrete sleepers. <https://ro.uow.edu.au/engpapers/492/>; (03.05.2019).

Rizkalla S., 2003. Canadian Code Provisions For Design Of Concrete Structures Prestressed With FRP. https://pdfs.semanticscholar.org/b531/db0312e30a8ee60577b7a84322fdcc9bde0f.pdf?_ga=2.74454036.701498787.1553843168-741461261.1553843168; (03.05.2019).

Sadeghi J. M. ve Youldashkhan M., 2005. Investigation On The Accuracy Of The Current Practices In Analysis Of Railway Track Concrete Sleepers. *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 3, No. 1, March 2005.

Sertkaya M. S., 2017. Betonarme Ve Öngerilmeli Beton Kirişlerin Kesme Kapasitelerinin Tahminine Yönelik Bir Araştırma. (Yüksek Lisans Tezi), Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Konya.

Sevim R. ve Öztürk Z., 2007., İstanbul'da Kent İçi Raylı Sistemler Ve Üstyapı Hesapları. (Yüksek Lisans Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.

Sol-Sánchez M., Moreno-Navarro F. ve Rubio-Gámez C., 2015. The use of elastic elements in railway tracks: A state of the art review. *Construction and Building Materials*, 75 (2015), 293–305.

Sýkorová J., Bártoová J. ve Štemberk P., 2012. Prestressed Concrete Sleeper Under Extreme Loading Conditions. 18th International Conference Engineering Mechanics -Svratka, Czech Republic, May 14 – 17, 2012.

Tacim G., Güner C. ve Boğa A. R., 2018. Öngermeli Beton Traverslerde Karşılaşılan Sorunlar ve Çözüm Önerileri. *Demiryolu Mühendisliği*, 2019 (9): 10-18.

Taherinezhad J., Sofi M., Mendis P. ve Ngo T., 2017. Strain Rates in Prestressed Concrete Sleepers and Effects on Cracking Loads. *Electronic Journal of Structural Engineering* (17).

Tanyıldızı H. ve Yazıcıoğlu S., 2006. Betonarme Demiri Ve Beton Arasındaki Aderans Dayanımına Kür Koşullarının Etkisi. <http://web.firat.edu.tr/daum/docs/51/03%20Betonarme%20Demiri%20ve%20Beton%20Aras%C4%B1ndaki%20Aderans%20%20-Harun%20Tany%C4%B1ld%C4%B1z%C4%B1-%C3%B6dendi-4%20syf--11-14.doc>;

(03.05.2019).

Taylor H. P. J., 1993. The railway sleeper: 50 years of pretensioned, prestressed concrete.

https://www.researchgate.net/publication/288948138_The_prestressed_concrete_railway_sleepers_-_50_years_of_pretensioned_prestressed_concrete; (03.05.2019).

Thürlimann B., 1968. Partially prestressed members. IABSE congress report, <http://doi.org/10.5169/seals-8717>; (03.05.2019).

Van Erp G. ve Mckay M., 2013. Recent Australian Developments in Fibre Composite Railway Sleepers. *eJSE International: Special Issue: Electronic Journal of Structural Engineering*, 13(1), 2013.

Vatangül E., 2008. Kompozit Malzemelerin Mekanik Özelliklerinin Belirlenmesi Ve Ansys 10 Programı İle Isıl Gerilme Analizi. <http://ansys.deu.edu.tr/cmdownloads/kompozit-malzemelerin-mekanik->

%C3%B6zelliklerinin-belirlenmesi-ve-ansys-10-programi-ile-isil-gerilme-analizi/?indir=true;(03.05.2019).

Yalçın N. S. ve Erel A. 2006. Demiryolu Üstyapısının Dinamik Analizi. (Yüksek Lisans Tezi), Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Ulaştırma Programı, İstanbul.

Yavuz G., 2011. Lif Takviyeli Polimerlerin Betonarme Kirişlerde Donatı Olarak Kullanımı. e-Journal of New World Sciences Academy, ISSN:1306-3111. <https://docplayer.biz.tr/13799915-Issn-1308-7231-gyavuz-selcuk-edu-tr-2010-www-newwsa-com-konya-turkey-lif-takviyeli-polimerlerin-betonarme-kirislerde-donati-olarak-kullanimi.html>; (03.05.2019).

You R., Li D., Ngamkhanong C. ve Kaewunruen S., 2017. Fatigue Life Assessment Method for Prestressed Concrete Sleepers. *Frontiers in Built Environment*, Volume 3, Article 68.

You R., Goto K., Ngamkhanong C. ve Kaewunruen S., 2019. Nonlinear finite element analysis for structural capacity of railway prestressed concrete sleepers with rail seat abrasion. *Engineering Failure Analysis*, Volume 95, January 2019, Pages 47-65, <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.08.026>; (03.05.2019).

Watanabe T., Matsuoka K. ve Minoura S., 2016. Numerical Analysis For The Dynamic Response Characteristics Of The Prestressed Concrete Sleeper. ECCOMAS Congress 2016, VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.

Wolf H. E., 2015. Flexural Behavior Of Prestressed Concrete Monoblock Crossties. (Master of Science), Graduate College of the University of Illinois, Civil Engineering, Urbana-Champaign.

7. ÖZGEÇMİŞ

Tez yazarı Ferhat ÇEÇEN, 1987 yılında Erzurum'da doğmuş olup, Erzurum Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümü mezunudur. TCDD'de 12 yıldır çeşitli kademelerde görev yapmış olup, tez konusu ile de yakından ilgili olarak, TCDD Sivas Beton Travers Fabrikası'nda Araştırma ve Kalite Kontrol Grup Müdürlüğü ve İmalat Grup Müdürlüğü'nde geçen 8 yıllık görev süresi müddetince çeşitli araştırmalar yapmıştır. Yabancı dil olarak İngilizce bilmektedir.

