

# Masterarbeit

## Verstärkung von orthotropen Platten bei Straßenbrücken hinsichtlich einer erhöhten Ermüdungsfestigkeit

---

eingereicht am

Institut für Stahlbau  
der  
Technischen Universität Graz  
im  
Oktober 2013

*Verfasser:* Manuel Thalhammer

*Kontakt:* Manuel Thalhammer  
Illingbuch 20  
A-4861 Aurach am Hongar

*Betreuung:* Univ.-Prof. Dipl.- Ing. Dr.techn. Harald Unterweger  
Dipl.-Ing. BSc. Friedrich Novak

# Eidesstattliche Erklärung

Ich versichere:

dass ich diese Diplomarbeit selbständig verfasst, nur die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt und mich auch sonst nur erlaubten Hilfen bedient habe.

dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

Datum

Unterschrift

---

# Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich besonders bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.- Ing. Dr.techn. Harald Unterweger für seine geduldige Unterstützung, Betreuung und die abschließende kritische Begutachtung meiner Arbeit bedanken.

Weiters danke ich Dipl.-Ing. BSc. Friedrich Novak und dem ganzen Institut für Stahlbau für die freundliche und fachliche Unterstützung und Hilfsbereitschaft.

Zu Dank verpflichtet bin ich auch all meinen Kollegen und Freunden in und außerhalb der Universität, die mich während meiner gesamten Studienzeit begleitet haben. Davon möchte ich besonders Sandra Hölbling-Inzko hervorheben, die durch ihre fachliche Kompetenz bei der Korrektur dieser Arbeit viel zum Gelingen beigetragen hat.

Ganz besonders möchte ich mich auch bei meiner Freundin Elissavet bedanken, die mich durch ihre spezielle Art der Motivation stets vorwärts und schlussendlich zu diesem Abschluss gebracht hat.

Der größte Dank gebührt jedoch meinen Eltern Christine und Rudolf, die mich über all die Jahre nicht nur finanziell unterstützt haben, sondern auch in schwierigen Phasen immer hinter mir standen und so großen Anteil am Erfolg meines Studiums haben.

# Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit beschäftigt sich mit dem Thema der Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten bei Straßenbrücken hinsichtlich einer erhöhten Ermüdungsfestigkeit. Dabei wird vertiefend auf das Ertüchtigungsverfahren durch das Anwenden einer zusätzlichen Schicht aus bewehrtem hochfesten Beton (RHPC - Reinforced High Performance Concrete) eingegangen.

Zu Beginn dieser Arbeit werden allgemeine Aspekte dieses Themas behandelt, wie der Aufbau orthotroper Platten und bisher angewandte Konstruktionsrichtlinien für eine ermüdungssichere Konstruktion orthotroper Brückendecks.

Im Weiteren werden Schadensformen, wie sie üblicherweise durch eine erhöhte Ermüdungsbeanspruchung auftreten, dargestellt und erläutert. Dabei werden ausschließlich Ermüdungsrisse, welche in der Struktur des Brückendecks (Deckblech-Längssteifen-Querträger) auftreten, näher beschrieben.

Das dritte Kapitel beschäftigt sich generell mit Verstärkungsmethoden für orthotrope Brückendecks. So werden die allgemeinen Anforderungen an eine erfolgreiche Ertüchtigung erläutert wie auch die Lokalisierung und Reparatur bereits bestehender Ermüdungsrisse beschrieben. Weiters werden einige dieser Ertüchtigungsmethoden angeführt und ihre Funktionsweise erklärt.

Der Hauptteil dieser Masterarbeit umfasst jedoch die Ertüchtigungsmethode, bei der die bestehende (meist) Asphalt-Deckschicht durch eine RHPC-Deckschicht ersetzt wird. Hierbei sollte auch die Notwendigkeit einer funktionierenden Verbundschicht zwischen Deckblech und RHPC-Deckschicht zur Geltung kommen. Welche Varianten dieser Verbundschicht sind möglich und wo bestehen ihre Vor- und Nachteile? Auch die Eigenschaften des verwendbaren hochfesten Betons und die verschiedenen Möglichkeiten der Bewehrungsführung werden erörtert.

Um die Wirksamkeit dieser Ertüchtigungsmethode nachweisen zu können wurde, vor allem in den Niederlanden Forschungsprojekte zu diesem Thema gestartet. Ebenfalls wurden in den letzten 10 Jahren bereits einige, durch dieses Ermüdungsproblem betroffene Brücken, mit der Ertüchtigungsmethode durch eine RHPC-Deckschicht saniert. Die Erkenntnisse, die man aus den Forschungen und vor allem aus den praktischen Anwendungen erhalten hat, werden in dieser Masterarbeit beschrieben. Es wird auch auf Probleme, die während der Bauphase auftraten, verwiesen und durch die Lehren, die daraus gezogen werden können, ergänzt.

# Abstract

This master thesis discusses the re-strengthening of orthotropic steel decks of road bridges taking into account increased fatigue strength. It will focus in particular on the application of a strengthening technique involving an additional layer of reinforced high performance concrete (RHPC).

The work is structured as follows: Firstly general points which relate to the subject are introduced, such as the construction of orthotropic decks as well as previously used design guidelines for a fatigue proof design of orthotropic bridge decks.

Furthermore, common damage patterns usually caused by increased fatigue stress are discussed while focusing only on cracks in the supporting structure of the bridge deck. (deck plate, longitudinal stiffeners and crossbeams).

In the third chapter general strengthening techniques for orthotropic bridge decks are examined. Common requirements for a successful strengthening as well as techniques for localization and repair of existing fatigue cracks are being reviewed. Furthermore the underlying mode of operation for some of these strengthening techniques is being discussed.

The main part of this thesis deals with a strengthening technique where the existing (in most cases) asphalt cover is replaced by a RHPC-layer. The requirement depending on the choice of material for a bonding layer between cover plate and RHPC-layer is shown and examined. Pros and cons of different materials are outlined and the properties of high-strength concrete dependent on reinforcement placement are discussed.

To verify the effectiveness of this reinforcement method, extensive research has been done in the Netherlands over the last 10 years. There has also been numerous projects where the RHPC-layer reinforcement technique has been used to upgrade existing bridges. This thesis looks in detail into the findings of the afore mentioned research, as well as the experiences gathered from the bridge upgrades.

It also discusses the problems to be expected as well as actually encountered problems during the construction of these structures, as well as lessons learned from these difficulties.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Eidesstattliche Erklärung</b>	<b>II</b>
<b>Danksagung</b>	<b>III</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>IV</b>
<b>Abstract</b>	<b>V</b>
<b>Abkürzungs- und Symbolverzeichnis</b>	<b>4</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>5</b>
1.1 Hintergrund und Motivation . . . . .	5
1.2 Struktur eines orthotropen Brückendecks . . . . .	7
1.3 Ermüdungsnachweis . . . . .	11
<b>2 Schadensbild bei Ermüdungsschäden</b>	<b>14</b>
2.1 Allgemeines . . . . .	14
2.2 Ermüdungsrisse im Deckblech . . . . .	14
2.2.1 Einleitung . . . . .	14
2.2.2 Mechanischer Hintergrund . . . . .	15
2.3 Ermüdungsrisse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe	18
2.3.1 Einleitung . . . . .	18
2.3.2 Mechanischer Hintergrund . . . . .	19
2.4 Ermüdungsrisse im Montagestoß der Hohlrippen . . . . .	20
2.4.1 Einleitung . . . . .	20
2.4.2 Mechanischer Hintergrund . . . . .	21
2.5 Ermüdungsrisse in der Verbindung zwischen Hohlrippe und Querträger	21
2.5.1 Einleitung . . . . .	21
2.5.2 Mechanischer Hintergrund . . . . .	22
<b>3 Methoden zur Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten</b>	<b>25</b>
3.1 Lokalisierung der Risse mittels TOFD-Verfahrens . . . . .	25
3.2 Reparatur der Ermüdungsrisse vor der Anwendung der Renovierungstechniken . . . . .	27
3.3 Allgemeine Anforderungen an ein Ertüchtigungsverfahren . . . . .	30
3.4 Ertüchtigungsmethoden . . . . .	34
3.4.1 Einleitung . . . . .	34

3.4.2	UHPC-Ortbeton - K2 . . . . .	34
3.4.3	UHPC-Fertigteile - K2 . . . . .	34
3.4.4	Aufkleben von Stahlblechen - K2 . . . . .	36
3.4.5	Sandwich-Plate-System SPS - K2 . . . . .	38
3.4.6	Ausfüllen der Längssteifen - K1 . . . . .	39
<b>4</b>	<b>Ertüchtigungsmethode mittels bewehrten hochfesten Betons</b>	<b>41</b>
4.1	Allgemein . . . . .	41
4.2	Verbindungsschicht zwischen Stahl und Beton . . . . .	42
4.3	Beton-Deckschicht . . . . .	48
4.3.1	Betoneigenschaften von hochfestem Beton . . . . .	48
4.3.2	Entwicklungsschritte bis zur Anwendung als Deckschicht bei orthotropen Brückendecks . . . . .	52
4.3.3	Bewehrungsanordnung bei der Verwendung einer RHPC-Deckschicht	55
<b>5</b>	<b>Ausgeführte Projekte</b>	<b>61</b>
5.1	Van Brienoord-Brücke (Rotterdam, NL) . . . . .	61
5.1.1	Allgemeines . . . . .	61
5.1.2	Bauwerksbeschreibung . . . . .	61
5.1.3	Schadensbild und Monitoring . . . . .	62
5.2	Caland-Brücke (Rotterdam, NL) . . . . .	65
5.2.1	Bauwerksbeschreibung . . . . .	65
5.2.2	Sanierungsprojekt . . . . .	65
5.2.3	Einrichtung von Dehnungsmessstreifen zur Spannungsmessung	70
5.3	Moerdijk-Brücke (NL) . . . . .	79
5.3.1	Bauwerksbeschreibung . . . . .	79
5.3.2	Sanierungsprojekt . . . . .	80
5.4	Lek-Brücke (Hagestein, NL) . . . . .	85
5.4.1	Bauwerksbeschreibung . . . . .	85
5.4.2	Sanierungsprojekt . . . . .	86
5.5	Brücke in Illzach (FRA) . . . . .	88
5.5.1	Bauwerksbeschreibung . . . . .	88
5.5.2	Sanierungsprojekt . . . . .	90
5.5.3	Überwachung während und nach der Herstellung . . . . .	91
5.5.4	Bestätigung der zur Ausführung gelangten Sanierung . . . . .	92
5.5.5	Überwachung der Haltbarkeit der Reparaturmaßnahmen . . . . .	94
5.6	Vergleich der Sanierungsmaßnahmen . . . . .	94
<b>6</b>	<b>Studien und Versuchsreihen</b>	<b>96</b>
6.1	Versuchsreihe im Vorfeld zum Pilotprojekt Caland-Brücke . . . . .	96
6.1.1	Einleitung . . . . .	96
6.1.2	Statische Tests . . . . .	101
6.1.3	Ermüdungstests . . . . .	103
6.2	ORTHOPLUS . . . . .	108

6.2.1	Motivation und Zielsetzung . . . . .	108
6.2.2	Durchgeführte Untersuchungen . . . . .	108
6.2.3	Neue Werkzeuge und Entwürfe . . . . .	111
<b>7</b>	<b>Schlussfolgerung und Ausblick</b>	<b>115</b>
7.1	Schlussfolgerung . . . . .	115
7.2	Ausblick . . . . .	117
	<b>Anhang</b>	<b>119</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>126</b>
	<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>129</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>130</b>



# Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

## Abkürzungen

<b>HPC</b>	High Performance Concrete - Hochfester Beton
<b>UHPC</b>	Ultra High Performance Concrete - Ultra Hochfester Beton
<b>RHPC</b>	Reinforced High Performance Concrete - Bewehrter Hochfester Beton
<b>HRHPC</b>	Heavy Reinforced High Performance Concrete - Stark Bewehrter Hochfester Beton
<b>HRUHPC</b>	Heavy Reinforced Ultra High Performance Concrete - Stark Bewehrter Ultra Hochfester Beton
<b>UHPFRC</b>	Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete - Ultra Hochfester Faserbewehrter Beton
<b>CRC</b>	Compact Reinforced Composite
<b>TWI</b>	The Welding Institute
<b>DMS</b>	Dehnmessstreifen
<b>SPS</b>	Sandwich-Plate-System
<b>TOFD</b>	Time of Flight Diffraction - Beugungslaufzeittechnik
<b>SRT</b>	Skid Resistance Tester

## Symbole

<b>d</b>	Belagsstärke
<b>t</b>	Deckblechstärke
<b>t<sub>z</sub></b>	zusätzliche Deckblechstärke
<b>h<sub>R</sub></b>	Längssteifenhöhe
<b>e<sub>1</sub></b>	Abstand zwischen zwei Längssteifen
<b>e<sub>2</sub></b>	Abstand zwischen zwei Längssteifenstegen (obere Hohlrippenbreite)
<b>e<sub>u</sub></b>	untere Hohlrippenbreite
<b>t<sub>R</sub></b>	Längssteifenstärke (Stegdicke)
<b>a</b>	Schweißnahtdicke
<b>b</b>	Freischnitthöhe

# 1 Einleitung

## 1.1 Hintergrund und Motivation

In den 30er Jahren des letzten Jahrhunderts suchten Ingenieure aus Deutschland und den USA Alternativen zu den durch Quer- und Längsträgern gestützten Brückendecks aus Holz und Beton. Sie sahen in Stahldecks eine vielversprechende Alternative. Die Zielsetzung war es die Kosten, durch einen sparsameren Einsatz der Materialien zu senken und das Eigengewicht zu reduzieren. Diese Reduktion sollte auch zu einem positiven Effekt auf Pfeiler und Widerlager führen. Das Ergebnis war die Entwicklung der orthotropen Brückendecks aus Stahl.

Der Großteil dieser Brücken wurde in den Jahren zwischen 1960 und 1980 errichtet. In den letzten beiden Jahrzehnten wurden an Brücken mit diesem Konstruktionsprinzip vermehrt Ermüdungsrisse im Brückendeck festgestellt (siehe Abbildung 1.1). Der dabei am häufigsten beobachtete Riss, ist jener im Deckblech an der Stelle der Verbindung zwischen Querträger und Hohlrippe (siehe Abbildung 2.1).



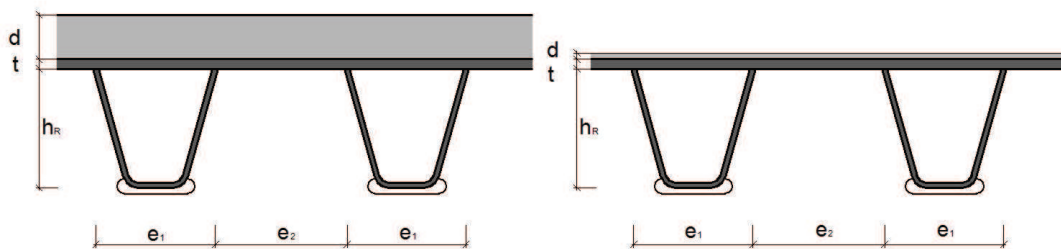
**Abbildung 1.1:** Sichtbarer Riss im Dünnbettbelag und dem darunter liegenden Deckblech[1]

Vor allem in den Niederlanden wurden an vielen Brücken diese Ermüdungsrisse festgestellt. In Deutschland sind hingegen an Brücken mit gleicher Bauart wesentlich weniger Probleme bezüglich der Ermüdungsfestigkeit aufgetreten. Ein wesentlicher Grund dafür liegt in der unterschiedlichen Philosophie der Brückenplaner. Die niederländischen Planer legten ihren Schwerpunkt auf eine ständige Reduktion des Eigengewichtes der Konstruktion, während deutsche Ingenieure sich auf die Stabilität

und Robustheit der Brücke fokussierten. Dies führte dazu, dass orthotrope Brückendecks in Deutschland meist mit einer Deckblechstärke von 12 - 14 mm und einer etwa 70 mm starken Asphaltdeckschicht deutlich massiver ausgeführt wurden.

In den Niederlanden wurden diese Risse im Deckblech erstmals 1997 bei der erst 7 Jahre alten Van-Brienoord-Brücke festgestellt. Erst eine genauere Analyse zeigt, dass es sich dabei um Ermüdungsriss handelt, die durch den Lastwechsel des Schwerverkehrs hervorgerufen wurden. Nach weiteren Inspektionen wurden auch auf zahlreichen anderen Brücken der gleichen Bauart diese Risse entdeckt. Brückeneigner müssen damit rechnen, dass in Zukunft noch bei weiteren Brücken diese Probleme auftreten werden.

Dabei spielt es keine Rolle, ob es sich um ein fixes Brückendeck mit einer mehreren Zentimeter starken Asphaltdeckschicht als Deckschicht oder um ein bewegliches Brückendeck mit einer nur wenigen Millimeter dünnen Verschleißschicht aus Epoxidharz handelt, Ermüdungsriss wurden bei beiden Arten entdeckt. Die dicke Asphaltdeckschicht führte lediglich zu einer etwas längeren Lebensdauer, da sie die Spannungen reduzieren kann.



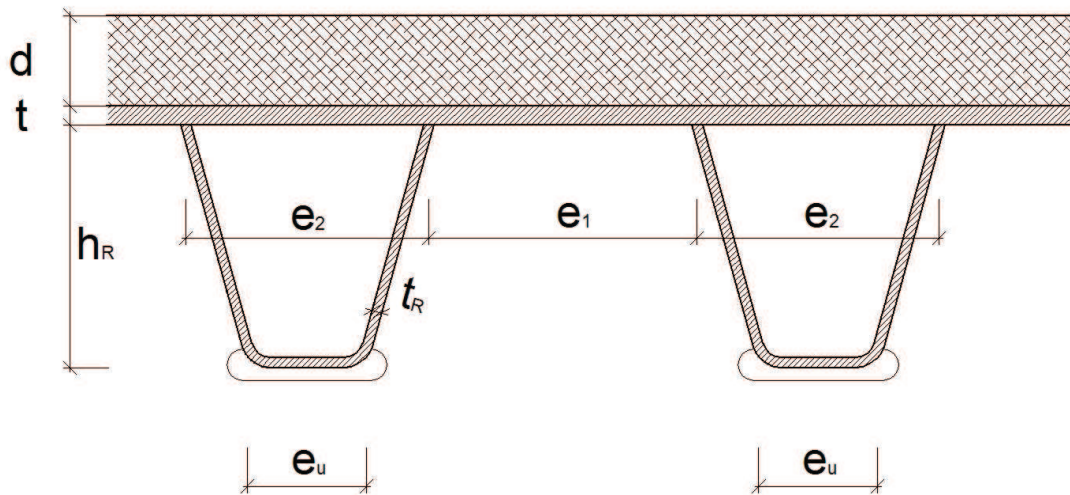
**Abbildung 1.2:** Querschnitt: mit Asphaltdeckschicht - mit Epoxidharz-Deckschicht

Die Van-Brienoord-Brücke wurde fast vollständig abgetragen und neu errichtet. Da dies eine sehr aufwendige und kostenintensive Variante der Ertüchtigung ist, wurde nach neuen Methoden der Sanierung gesucht, die es ermöglichen, orthotrope Platten bei Straßenbrücken hinsichtlich erhöhter Ermüdungsfestigkeit zu verstärken.

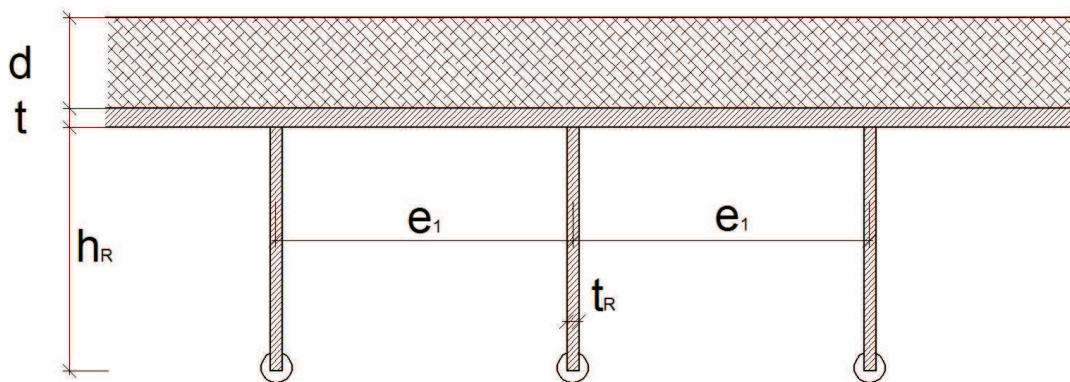
Diese Arbeit soll einen Überblick darüber geben, welche Sanierungsmethoden für das Problem der Ermüdungsriss möglich sind, deren Vor- und Nachteile und ihre Anwendbarkeit in der Praxis beleuchten. Einer genaueren Betrachtung wird dem Sanierungsverfahren mittels bewehrten hochfesten Betons (RHPC - Reinforced High Performance Concrete) zuteil. Weiters werden Projekte vorgestellt, bei denen eine Sanierung bereits umgesetzt wurde, welche Forschungsarbeit zu diesem Thema bereits geleistet wurde und auf welche Ergebnisse man dabei gestoßen ist. [1]

## 1.2 Struktur eines orthotropen Brückendecks

Die in Abbildung 1.3 und Abbildung 1.4 dargestellten Bezeichnungen der einzelnen Bauteilabmessungen gelten für die komplette Masterarbeit und werden, falls nicht ausdrücklich anders erwähnt, durchgehend so angewendet.



**Abbildung 1.3:** Bezeichnung der Querschnittsabmessungen - Längssteifen aus Hohlrippen

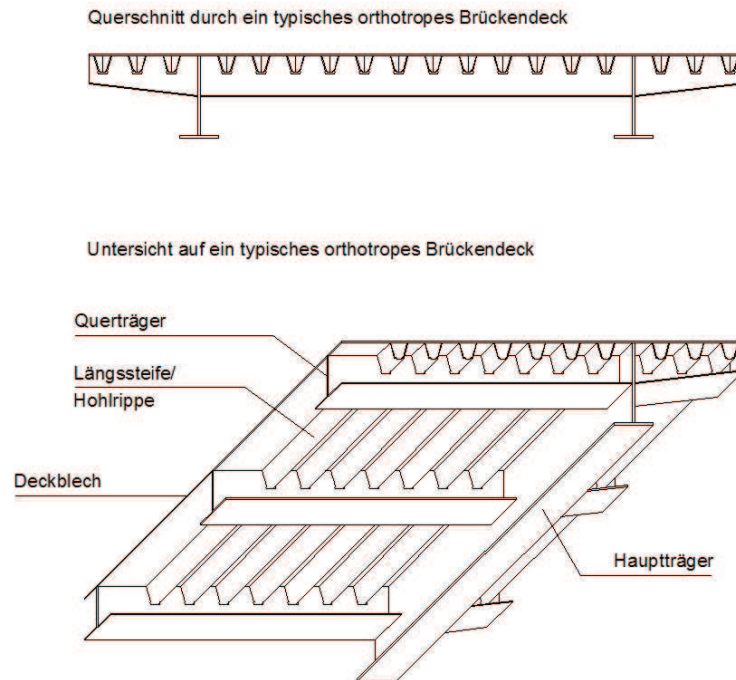


**Abbildung 1.4:** Bezeichnung der Querschnittsabmessungen - offene Längssteifen

Die Struktur einer orthotropen Platte kann sowohl für fixe als auch für bewegliche Brücken eingesetzt werden. Die Konstruktion besteht dabei (siehe Abbildung 1.5) aus 4 Hauptbestandteilen:

- Deckblech
- Längssteifen

- Querträger
- Hauptträger



**Abbildung 1.5:** Struktur eines orthotropen Brückendecks [2]

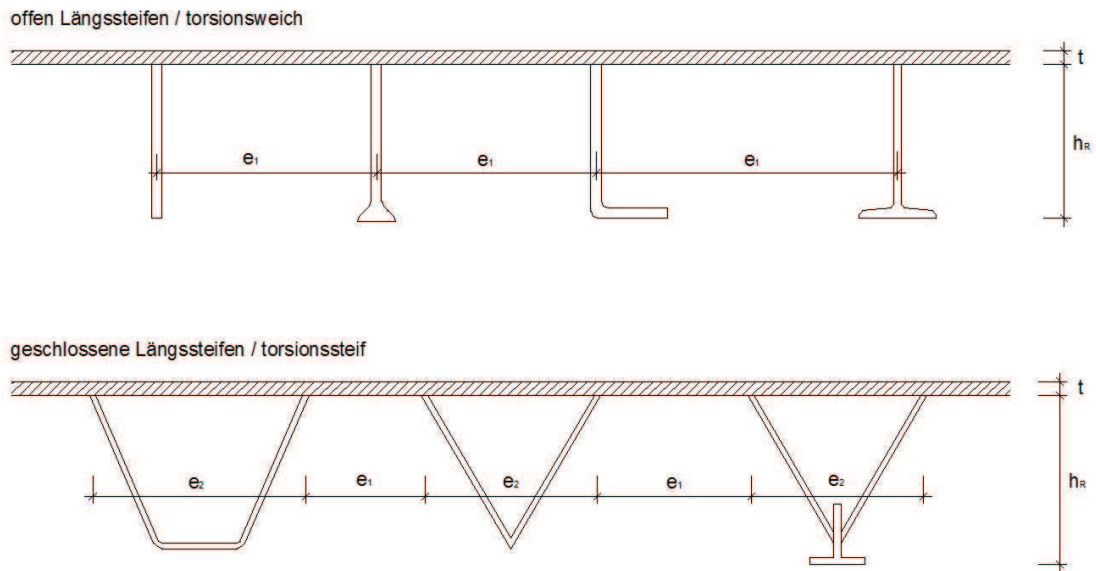
In den meisten Fällen wird noch eine zusätzliche Verschleißschicht auf dem Deckblech angeordnet, die den erforderlichen Korrosionsschutz und die notwendige Rutschfestigkeit gewährleistet.

Eine orthotrope Stahlbrücke kann als ganzheitliches Tragsystem, bei dem auch das Deckblech einen wesentlichen Anteil an der Gesamttragfähigkeit besitzt, angesehen werden.

Das Deckblech ist, wie bereits erwähnt, ein essentieller Bestandteil der Gesamtstruktur des Brückendecks. Lokal hat es die Aufgabe, die Radlasten aufzunehmen und an die Längssteifen weiterzugeben. Die Spannweite, über die das Deckblech hierbei gespannt wird, ist gleich dem Abstand der einzelnen Längssteifenstege und liegt in den überwiegenden Fällen bei etwa 300 mm. Zusätzlich besitzt das Deckblech eine Scheibentragwirkung in horizontaler Richtung.

Bei der Ausführung der Längssteifen, welche die Aufgabe haben, die Verkehrslasten an die Querträger weiterzuleiten, können unterschiedlichste Querschnittsformen (siehe Abbildung 1.6) zum Einsatz kommen. Heutzutage werden meistens ausschließlich geschlossene, torsionssteife Profile eingesetzt. Dabei wirkt das Deckblech als oberer

Flansch für die Längssteife. Dadurch ist eine kraftschlüssige Längsschweißnaht zwischen Deckblech und Steife notwendig.



**Abbildung 1.6:** Varianten von Längssteifen

Ebenso wird das Deckblech für die Querträger als oberer Flansch in Rechnung gestellt, die die Lasten auf die Hauptträger ableiten.

Die Hauptträger bzw. das Haupttragsystem kann, wie in Abbildung 1.5 dargestellt, als einfacher Vollwandträger ausgeführt werden. Es sind jedoch auch andere Bauformen wie Fachwerke, Schrägseilbrücken, Stabbogenbrücken und Kastenträgersysteme möglich. Bei all diesen Bauformen fällt dem Deckblech eine wichtige Rolle hinsichtlich der Gesamttragfähigkeit zu. So wird auch hier das Deckblech als oberer Flansch für den Hauptträger verwendet, zusätzlich können noch, in Abhängigkeit der effektiven Breite, einzelne Längssteifen zum oberen Flansch hinzugerechnet werden.

Der Vorteil des geringen Gewichtes ( $200 - 250 \text{ kg/m}^2$ ) einer orthotropen Platte wird durch die Komplexität der Struktur relativiert. Die zeitintensive Fertigung dieser Tragstruktur macht den Einsatz bei dem hohen europäischen Lohnniveau erst ab größeren Spannweiten ( $> 120 \text{ m}$ ) wirtschaftlich. [3] [1]

Bekannte Beispiele für Brücken mit einem orthotropen Brückendeck:

- Millau-Viadukt [FRA], 2004, Spannweite 342 m (siehe Abbildung 1.7 und 1.8)



**Abbildung 1.7:** Millau-Viadukt [4] [5]

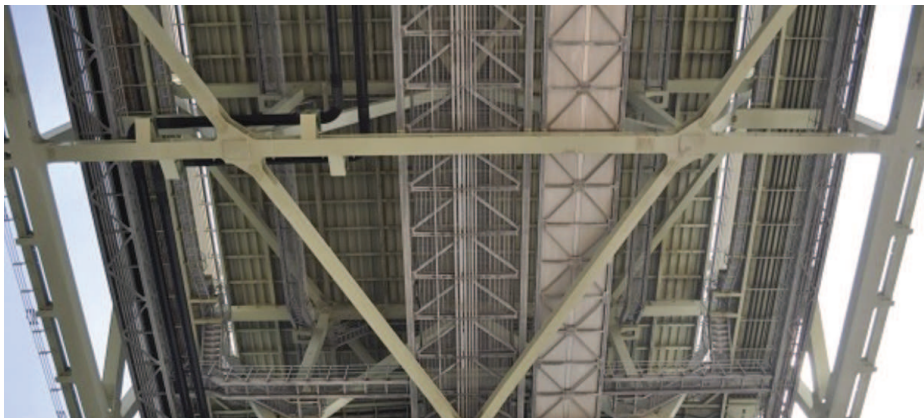


**Abbildung 1.8:** Orthotroper Kastenquerschnitt - Millau-Viadukt [6]

- Akashi Kaikyo-Brücke [JPN], 1998, Spannweite 1.991 m (siehe Abbildung 1.9 und 1.10)



**Abbildung 1.9:** Akashi-Kaikyo-Brücke[7] [8]



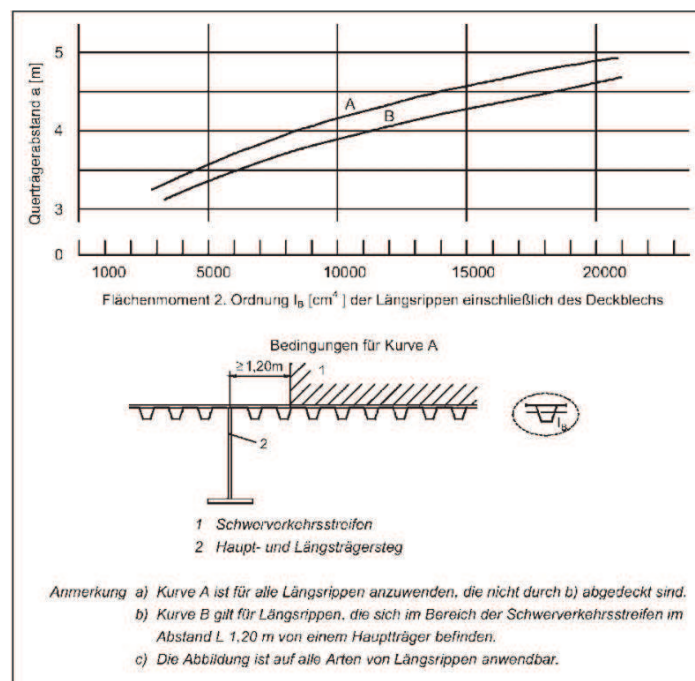
**Abbildung 1.10:** Untersicht auf das orthotrope Brückendeck [9]

## 1.3 Ermüdungsnachweis

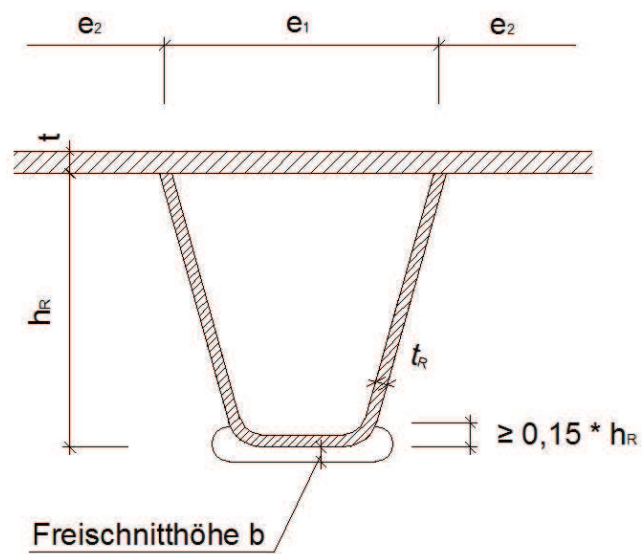
Durch die Komplexität der Beanspruchungszustände ist ein realitätsnaher Ermüdungsnachweis kaum durchzuführen. Deshalb wurden 1998 Empfehlungen erarbeitet welche zur Gänze in den Eurocode 3 übernommen wurden. Bei Einhaltung dieser Empfehlung ist eine ermüdungssichere Konstruktion von orthotropen Platten gewährleistet und somit ein rechnerischer Nachweis nicht weiter erforderlich. Einige dieser Konstruktionsmerkmale sind hier angeführt: [10] [11]



- Fahrbahnblechdicke  $t$   
 $t \geq 14\text{mm}$  bei  $d \geq 70\text{mm}$  Fahrbahnbelagdicke  
 $t \geq 16\text{mm}$  bei  $d \geq 40\text{mm}$  Fahrbahnbelagdicke
- Längssteifenabstand  $e$   
 $e/t \leq 25$  und  $e \leq 300\text{mm}$
- Längssteifensteifigkeit lt. Abbildung 1.11
- Längssteifen aus Hohlprofilen (z.B. Trapez-, V- oder Rundhohlprofile)
- Dicke  $a$  der Anschlussnaht am Fahrbahnblech  $\geq$  Steifendicke  $t_R$  (möglichst stumpfnahtähnlich versenkt)
- Längssteifen durch Ausschnitte im Querträgersteg führen; Freischnitte lt. Abbildung 1.12 ausbilden



**Abbildung 1.11:** Mindeststeifigkeit der Längssteifen [11]



Stegblechdicke $t_2$	10 - 16 mm	17 - 20 mm	> 20 mm
Freischnittthöhe $b$	25 mm	40 mm	50 mm

**Abbildung 1.12:** Freischnittgestaltung im Querträger [11]

# 2 Schadensbild bei Ermüdungsschäden

## 2.1 Allgemeines

In den letzten Jahrzehnten wurden viele unterschiedliche Ermüdungsrisse in den Strukturen von orthotropen Stahlbrücken entdeckt. In diesem Kapitel wird jedoch nur auf die Risse in der Struktur des Brückendecks näher eingegangen. Diese Risse können in vier unterschiedliche Kategorien eingeteilt werden:

1. Risse im Deckblech
2. Risse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Hohlrippe
3. Risse im Montagestoß der Hohlrippen
4. Risse in der Verbindung zwischen Hohlrippe und Querträger

## 2.2 Ermüdungsrisse im Deckblech

### 2.2.1 Einleitung

Der am häufigsten beobachtete Ermüdungsriß im Deckblech tritt im Kreuzungsbe-  
reich zwischen Querträger und Längsrippe auf (siehe Abbildung 2.1).

Abbildung 2.1 zeigt eine weitere Stelle, an der ein Ermüdungsriß im Deckblech auf-  
treten kann, und zwar zwischen zwei Querträgern. Das Entstehen des Risses kann  
in 3 Phasen unterteilt werden. Abbildung 2.2 zeigt diese 3 Phasen.

Die 1. Phase, die Initiation des Risses, findet an der Wurzel der längsorientierten  
Kehlnaht zwischen der Längsrippe und dem Deckblech, an der Schnittstelle zwischen  
Querträger und der trapezförmigen Steife, statt. In der 2. Phase wandert der Riss  
in vertikaler Richtung von der Unterseite des Deckbleches zur Oberseite. Danach  
ändert sich in der 3. Phase die Ausbreitungsrichtung des Risses von einer vertikalen  
in eine horizontale/längs gerichtete Richtung. Nach Beendigung der Rissbildung be-  
sitzt der Riss ein halb-elliptisches Erscheinungsbild.

Inspektionen und zerstörungsfreie Untersuchungen an der Van Brienenoord Brücke

im Jahre 1997 haben gezeigt, dass die Länge des Risses an der Unterseite des Deckbleches durchschnittlich um die 4-fache Deckblechstärke länger ist als an der Oberseite. [1]

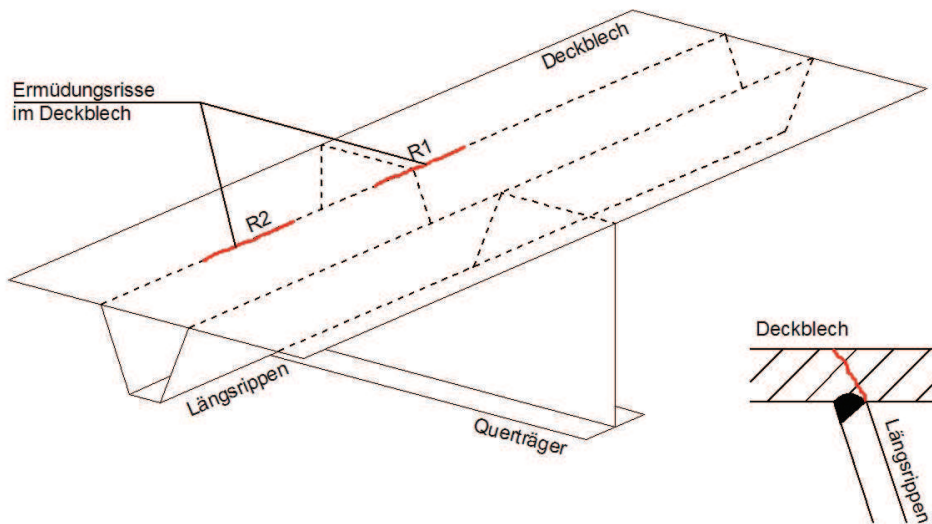


Abbildung 2.1: Risse im Deckblech [1]

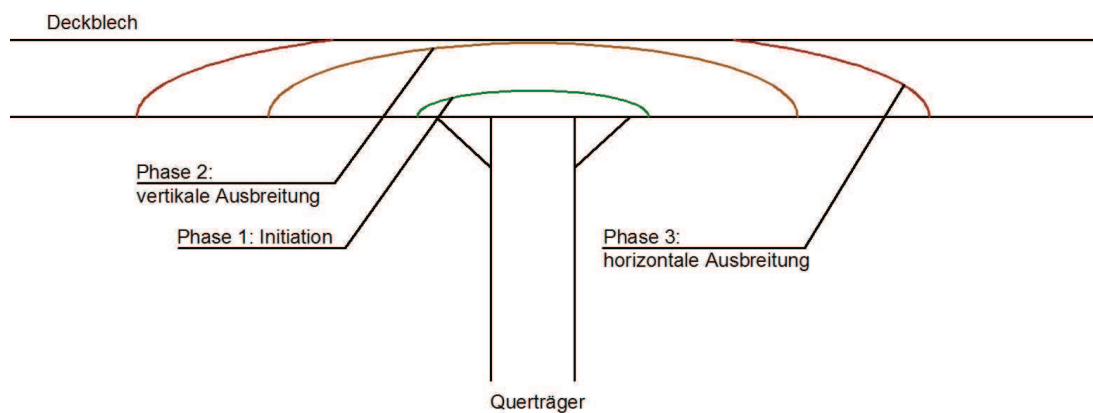


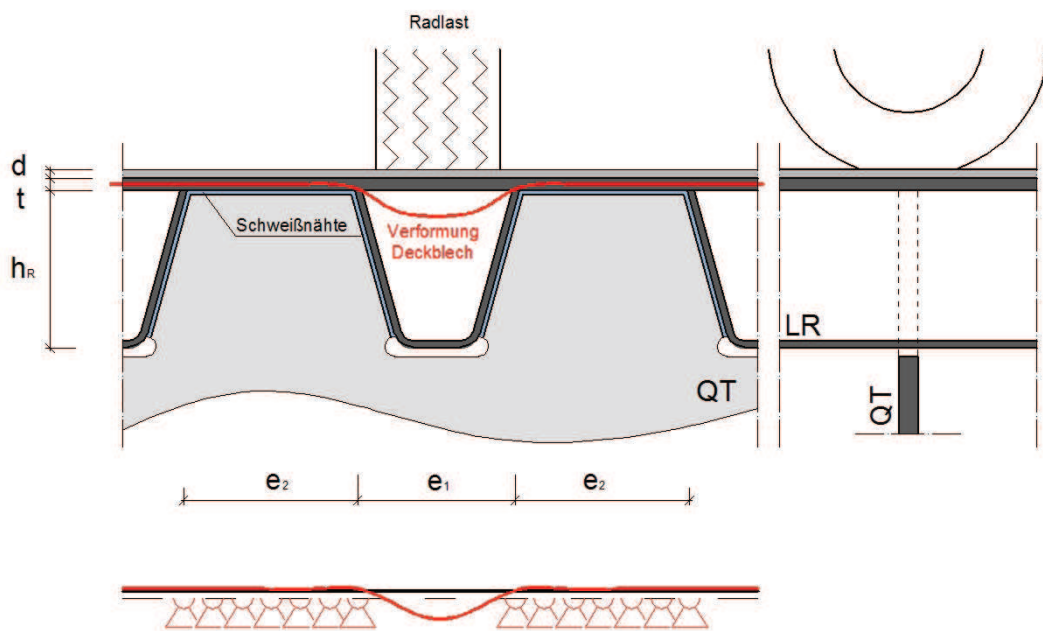
Abbildung 2.2: Phasen der Rissbildung im Deckblech an der Stelle des Querträgers [1]

## 2.2.2 Mechanischer Hintergrund

### An der Stelle des Querträgers - R1

Der mechanische Grund für die Bildung der Risse im Deckblech an der Stelle des Querträgers ist folgender: Der Steg des Querträgers stützt das Deckblech nur zwischen den einzelnen Längsrippen. Innerhalb der Längsrippen erfolgt keine Stützung,

da die Längsrippen den Querträger durchstoßen (siehe Abbildung 2.1). Eine lokale Radlast direkt über einer dieser Längsrippen verursacht zwar eine Durchbiegung im Deckblech (siehe Abbildung 2.3), da jedoch zwischen zwei Längsrippen das Deckblech und die Flansche der Längsrippen mit dem Steg des Querträgers durch Schweißnähte fest miteinander verbunden sind (siehe Abbildung 2.3 blaue Schraffur), wird eine Verformung neben der belasteten Hohlrippe weitgehend verhindert. Diese Zwänge erzeugen zusätzliche Einspannmomente, die bei hohen Radlasten zu großen Spannungskonzentrationen im Deckblech und in weiterer Folge zu den beschriebenen Ermüdungsrissen führen. [1]

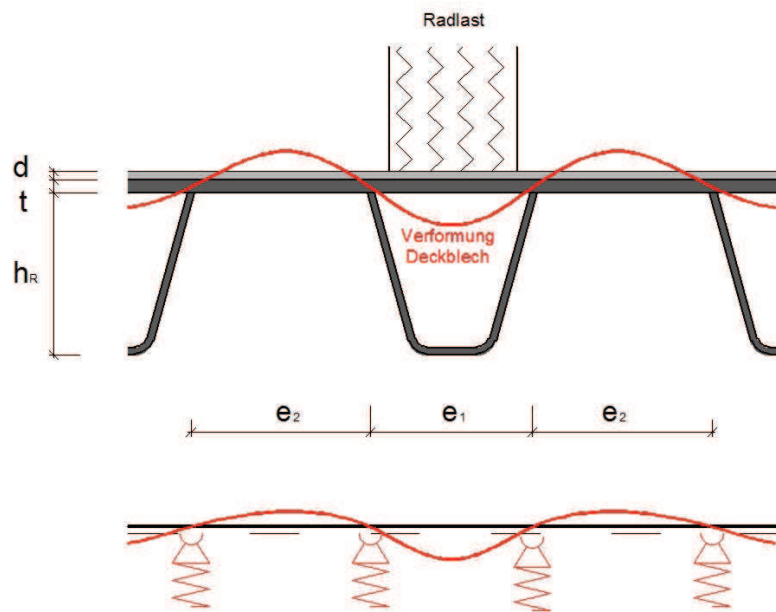


**Abbildung 2.3:** Verformung und stat. System des Deckblechs an der Stelle eines Querträgers

### An der Stelle zwischen zwei Querträgern - R2

Im Bereich zwischen zwei Querträgern tritt im Gegensatz zu der Stelle am Querträger der Effekt der Einspannung des Deckblechs nicht auf. Das Deckblech kann hier als Durchlaufträger mit elastischer Lagerung betrachtet werden, wobei die Längsrippenstege die Auflager darstellen (siehe Abbildung 2.4). Durch das Fehlen der Einspannwirkung und der elastischen Lagerung, die durch die Biegesteifigkeit der Längsrippen definiert wird, reduzieren sich die Spannungen im Bereich der Anschlußnaht zwischen Längsrippe und Deckblech erheblich.

Wegen dieser Änderung am statischen System des Deckblechs stellt der Bereich zwischen zwei Querträgern ein deutlich geringeres Ermüdungsproblem als an der Stelle direkt am Querträger dar. [1]



**Abbildung 2.4:** Verformung und stat. System des Deckblechs an der Stelle zwischen den Querträgern

Im Allgemeinen können die Risse im Deckblech eine Bedrohung für die Sicherheit der Fahrbahnplatte darstellen. Diese Gefahr tritt jedoch nur bei Rissen ab einer bestimmten Größe auf, nämlich dann, wenn zum Beispiel der Riss die gesamte Dicke des Deckbleches durchdrungen hat und seine Länge (in Längsrichtung) eine kritische Länge erreicht hat. In diesem Fall besteht bei hohen lokal auftretenden Radlasten die Gefahr, dass im Deckblech eine Eintiefung auftritt (siehe Abbildung 2.5).

Risse im Deckblech wurden sowohl bei fixen Brücken mit einer Deckschicht aus Asphalt als auch bei beweglichen Brücken mit einer Deckschicht aus Epoxidharz festgestellt. Jedoch reduziert eine dicke Asphaltenschicht aufgrund der lastverteilenden Wirkung die Größe des Spannungsspiels und führt dadurch zu einer längeren Lebensdauer, wohingegen eine Epoxidharzschicht keinen Einfluss auf die Spannung und somit auch nicht auf die Lebensdauer hat. [1]

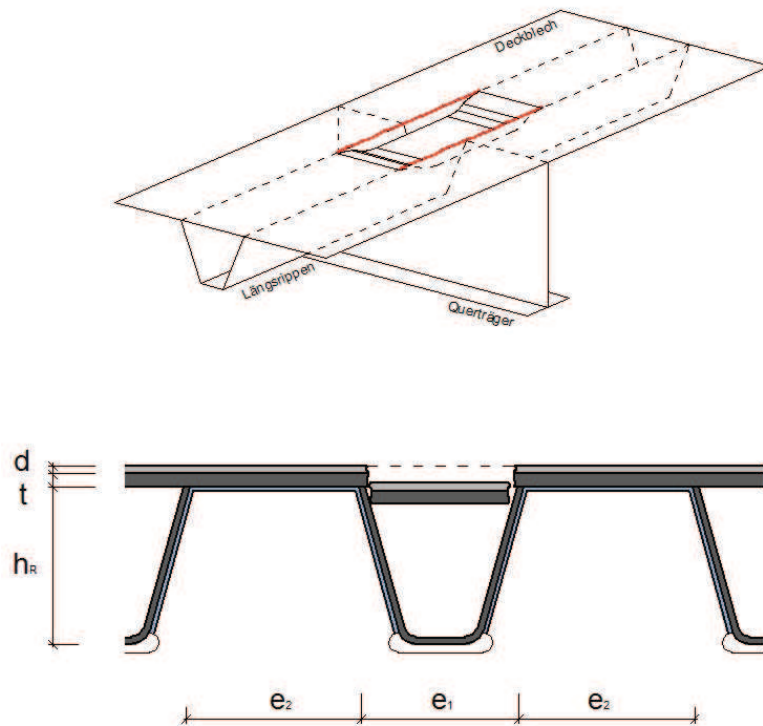


Abbildung 2.5: Eintiefung des Deckblechs aufgrund der Risse im Deckblech

## 2.3 Ermüdungsrisse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe

### 2.3.1 Einleitung

Abbildung 2.6 zeigt einen Ermüdungsriss in der Schweißnaht zwischen Längsrippe und dem Deckblech. Der Beginn der Rissbildung befindet sich an der Wurzel (innerhalb der geschlossenen Längsrippe) der Schweißnaht und kann sich an einer beliebigen Stelle zwischen zwei Querträgern befinden, jedoch nicht direkt an der Schnittstelle zu einem Querträger. Nach der Initiationsphase wächst der Riss zunächst quer durch die Schweißnaht nach außen, erst danach beginnt sich der Riss horizontal entlang der Schweißnaht auszubreiten. Unter der Bedingung, dass die Länge des Risses begrenzt ist, stellt dieser keine Gefahr für die Sicherheit und das Widerstandsvermögen der Fahrbahnstruktur dar, da das Deckblech unversehrt und die Möglichkeit zur Umlagerung von Lasten bestehen bleibt. Eine Gefährdung besteht erst dann, wenn sich der Riss in eine andere Richtung als die der Schweißnaht ausbreitet, zum Beispiel in das Deckblech oder den Steg der Längsrippe. [1]

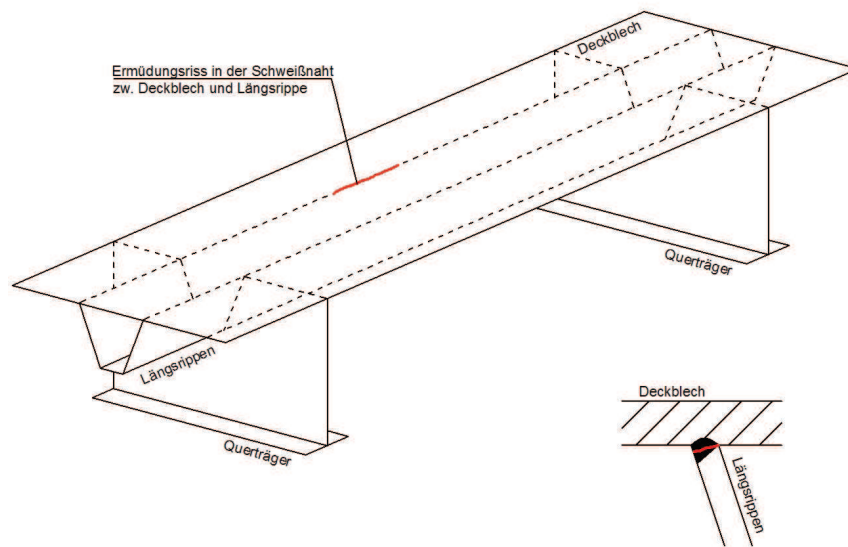


Abbildung 2.6: Risse in der Schweißnaht zw. Deckblech und Längsrippe [1]

### 2.3.2 Mechanischer Hintergrund

Der mechanische Grund für die Bildung der Risse dieser Art ist folgender. Das Deckblech wirkt wie ein mehrfeldriger Träger, der auf den Stegen der Längsrippen gelagert ist. Radlasten verursachen zwischen den Stegen ein lokales Durchbiegen des Deckbleches an der Stelle der Radlast, während die angrenzenden Bereiche des Deckbleches eine Verformung nach oben erfahren. Durch diese Verformungen kommt es zu einer Verdrehung des Hohlrippenquerschnittes (siehe Abbildung 2.7). [1]

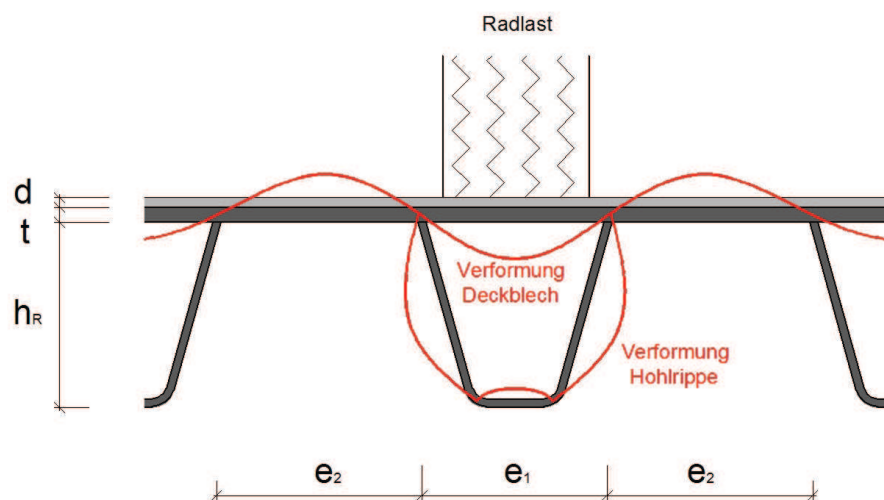


Abbildung 2.7: Verdrehung des Hohlrippenquerschnittes

Aufgrund der begrenzten Biegesteifigkeit der Längsrippen, wirken die Stege ledig-



lich als elastische Lagerung und nicht als starre Lagerung. Die Federsteifigkeit dieser Auflager ist stark abhängig vom Abstand der Querträger. Dieses elastische Verhalten führt zu einer maximalen Verformung an der Stelle der Radlast und zu Biegemomenten im Deckblech und den Längsrippen. Diese Momente führen weiters zu Spannungen in der Schweißnaht, welche die Hauptursache für die Rissbildung darstellen.

Dieser Risstyp tritt sowohl in den Konstruktionen von fixen als auch bei beweglichen Brücken auf. Auch hier kann eine dicke Asphaltsschicht zu einer leichten Reduzierung der Spannung führen und somit zu einer erhöhten Lebensdauer. Die dünne Epoxidharzschicht, die bei beweglichen Brücken verwendet wird, kann diesen positiven Effekt nicht vorweisen. Die Geschwindigkeit, mit der sich der Riss innerhalb der Schweißnaht fortpflanzt, hängt sehr stark von der Qualität der Ausführung der Schweißnaht ab. Weiters wurde bei Untersuchungen [12] festgestellt, dass der Abstand zwischen der Längsrippe und der Unterseite des Deckbleches vor dem verschweißen einen maßgeblichen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten der Schweißnaht hat. Ein weiterer Faktor ist die Dicke der Schweißnaht. Eine durchgeschweißte Naht zeigt ein wesentlich besseres Ermüdungsverhalten als beispielsweise eine 3mm starke Kehlnaht. [1]

## 2.4 Ermüdungsriss im Montagestoß der Hohlrippen

### 2.4.1 Einleitung

Abbildung 2.8 zeigt Ermüdungsrisse im Bereich des Montagestoßes einer Hohlrippe. Dieser Stoß kann auf verschiedene Art hergestellt werden. In der Abbildung wird die häufigst verwendete Art dargestellt. Die Anordnung des Stoßes erfolgt unter dem Querstoß des Deckblechs. Um die Zugänglichkeit der Deckblechnaht von beiden Seiten zu gewähren, wurde ein kurzes Passstück eingesetzt und erst auf der Baustelle mit den werkseitigen Elementen verschweißt. Hierbei erleichtern Schweißbadsicherungen das Schweißen.

Der Riss startet in der Regel an einer der Schweißnahtwurzeln an der Unterseite der Hohlrippe. Bei den meisten Brücken wurde der Riss in der durchgeschweißten Naht entdeckt. Es kann jedoch auch vorkommen, dass der Riss in der Hohlrippe selbst auftritt, und zwar an der Stelle der Schweißnaht der Schweißbadsicherung. In Abbildung 2.8 werden beide Möglichkeiten dargestellt. Die Größe des Risses wird durch die Möglichkeit der Lastumlagerung begrenzt und stellt damit keine Gefahr für die Sicherheit dar. Ein Großteil der, an den Hohlrippenstößen entdeckten Risse ist auf eine mangelhafte Qualität der Schweißnähte zurückzuführen. [1]

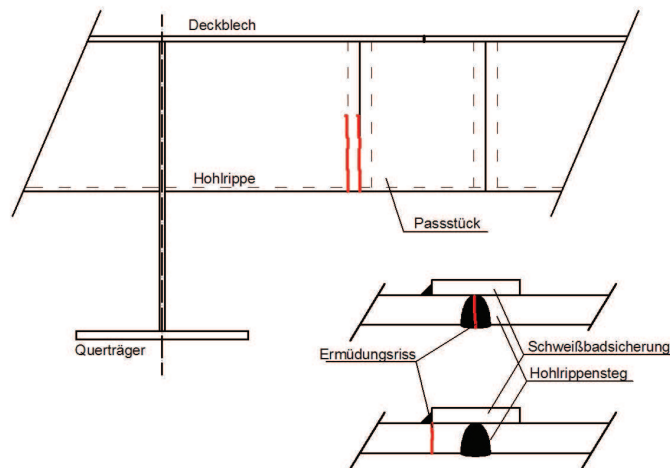


Abbildung 2.8: Risse im Montagestoß von Hohlrippen [1]

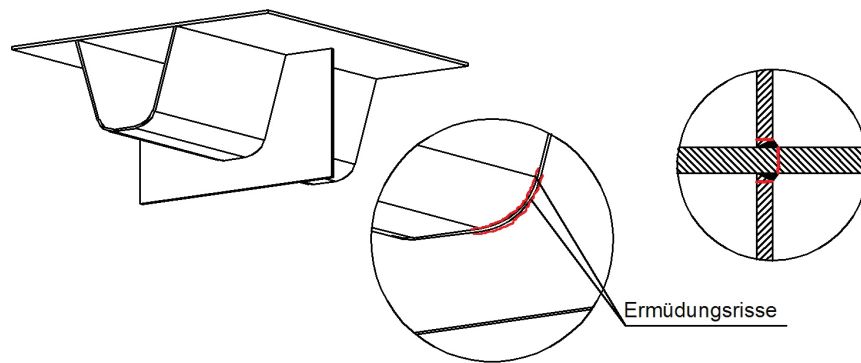
## 2.4.2 Mechanischer Hintergrund

Die auftretenden Verkehrslasten führen in den Hohlrippen zu Biegemomenten und erheblichen Biegespannungen in Längsrichtung. Um das Risiko der Rissbildung zu verringern, werden die Stöße möglichst in Bereichen mit geringeren Biegemomenten angeordnet. Trotz dieser Anordnung treten erhebliche Spannungen in den Hohlrippenprofilen auf. Diese Spannungen in Kombination mit dem Anbringen der Schweißbadsicherung, nicht durchgeschweißten Nähten und dem Versatz zwischen den Hohlrippen führen zu starken Spannungskonzentrationen. An den Stellen dieser Spannungskonzentrationen kann es nun zu diesen Ermüdungsrissen kommen, wobei die Geschwindigkeit des Risswachstums erheblich von der Art und der Qualität der Schweißnaht zwischen den Hohlrippen abhängig ist. [1]

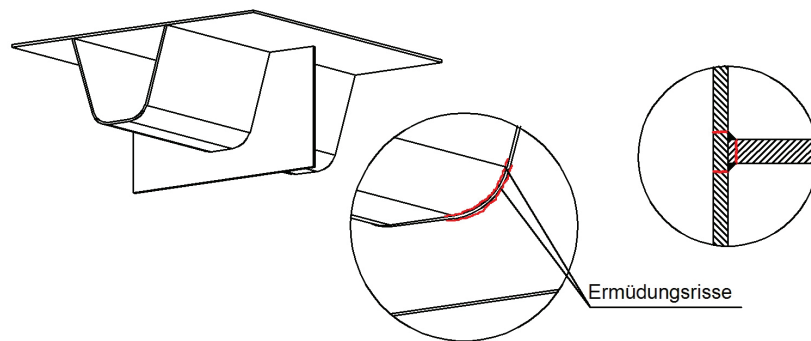
## 2.5 Ermüdungsriss in der Verbindung zwischen Hohlrippe und Querträger

### 2.5.1 Einleitung

Die Verbindung zwischen Hohlrippe und Querträger kann durch unterschiedliche Ausführungen hergestellt werden. Beim Entwurf des Brückendecks muss entschieden werden, ob die Hohlrippen durch die Querträger geführt oder zwischen ihnen eingepasst werden. Durch die Vielzahl an Möglichkeiten ergeben sich unterschiedliche Lösungen für die Verbindung der Hohlrippen mit den Querträgern und in weiterer Folge auch unterschiedliche Arten von Rissen. Die Abbildungen 2.9 bis 2.12 zeigen einige dieser Möglichkeiten. [1]



**Abbildung 2.9:** Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, Hohlrippe zwischen Querträger eingepasst [1]

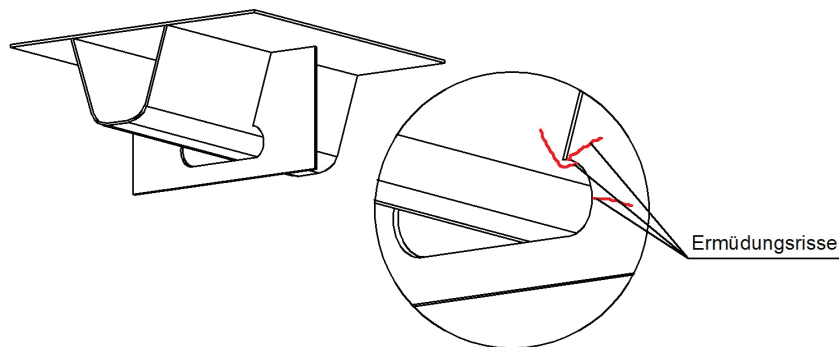


**Abbildung 2.10:** Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, Hohlrippe durchlaufend, Querträgersteg angepasst [1]

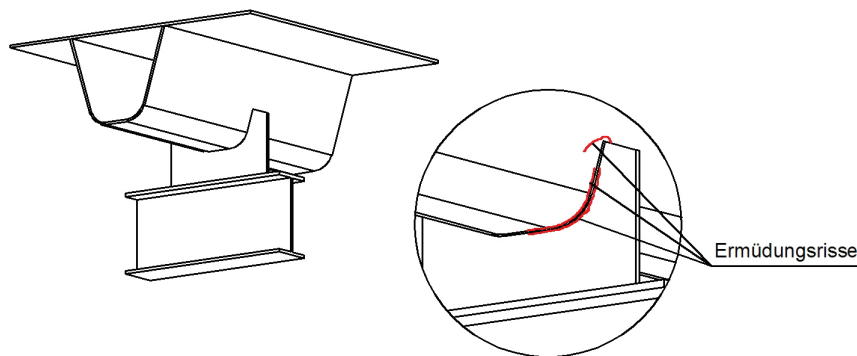
## 2.5.2 Mechanischer Hintergrund

Bei früheren Ausbildungen mit geschlossenen Längsrippen wurden die Hohlrippen mittels Kehlnähten zwischen den Querträgern feldweise eingepasst, wie in Abbildung 2.9 dargestellt. In Abhängigkeit der Geometrie der Schweißnaht treten die Risse in der Schweißnaht entweder auf der Seite der Hohlrippe oder auf der Seite des Querträgers auf. Dies wurde sowohl bei Brücken als auch bei Versuchen festgestellt. Es zeigte sich, dass diese Kehlnähte eine geringe Ermüdungsfestigkeit besitzen und es durch das steigende Verkehrsaufkommen zu einer großen Anzahl an Spannungsspielen im unteren Bereich der Hohlrippen kommt. Um die Ermüdungsfestigkeit wesentlich zu verbessern, ist, wie in Abbildung 2.9 ersichtlich, darauf zu achten, dass die Kehlnaht vollständig durchgeschweißt wird.

Ein besonderes Augenmerk ist auf die Verdrehung der Hohlrippen zu achten, diese kann in Verbindung mit einem relativ starren Querträgersteg eine weitere Ursache



**Abbildung 2.11:** Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, Hohlrippe durchlaufend, Aussparrung im Querträger [1]



**Abbildung 2.12:** Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, "schwimmende Konstruktion" [1]

von Ermüdungsrissen in diesem Bereich darstellen.

Abbildung 2.10 zeigt ein leicht verbessertes Anschlussdetail. Hierbei werden die Hohlrippen durch einen passgenauen Ausschnitt im Querträger geführt und rundum verschweißt. Obwohl dieses Detail ein gutes Verhalten in Bezug auf die Ermüdungstragfähigkeit zeigt, kommt diese Ausführung in der Praxis selten zum Einsatz. Grund dafür sind die geringen Toleranzen bei den Ausschnitten für die Hohlrippen.

Bei ausgeführten Brücken sowie bei diversen Versuchen mit Ausschnitten im Querträgersteg stellte sich die Rissentwicklung wie in Abbildung 2.10 dar.

Auch bei dieser Ausführungsvariante muss die Verformung der Hohlrippen beachtet werden. Versuche zeigten, dass V-förmige Längsrippen deutlich empfindlicher gegenüber Ermüdungsrissen sind als trapezförmige Hohlrippen.

Als Lösung für das Passproblem bei den Ausschnitten im Querträgersteg werden diese, wie in Abbildung 2.11 dargestellt, erweitert. Bei der dargestellten Form der

erweiterten Aussparrung wurden Risse an drei unterschiedlichen Stellen beobachtet. Bei dieser Ausführung sollten die Enden der Schweißnähte besonders beachtet werden, um nicht zusätzliche spannungssteigernde Einflüsse zu erhalten.

Die "schwimmende Konstruktion", wie sie in Abbildung 2.12 dargestellt ist, wurde entwickelt, um die Probleme bei der Anpassung zu reduzieren und die Produktion und Montage zu vereinfachen. Ein weiterer Vorteil, ist dass gewalzte I-Profile als Querträger zum Einsatz kommen können. [1]

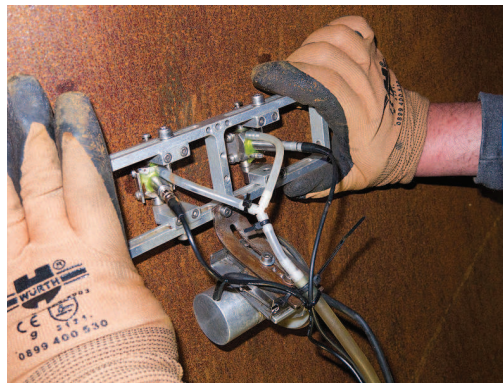
# 3 Methoden zur Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten

## 3.1 Lokalisierung der Risse mittels TOFD-Verfahrens

Vor der Anwendung einer Renovierungstechnik müssen sämtliche Risse in der orthotropen Platte repariert werden. Dazu ist es notwendig, alle (auch noch nicht visuell erkennbaren) Risse zu orten und möglichst genau ihre Lage und Größe zu definieren. In diesem Kapitel wird nun ein mögliches Verfahren näher beschrieben, das dafür eingesetzt werden kann.

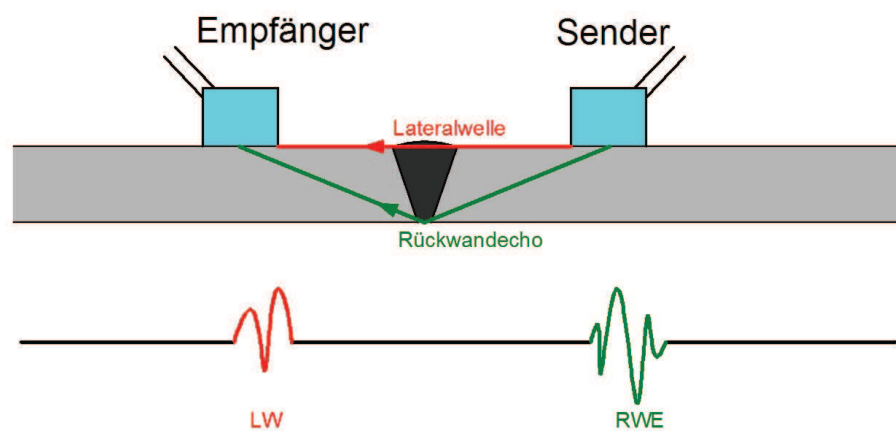
Das TOFD-Verfahren (Time of Flight Diffraction) ist ein zerstörungsfreies Ultraschall-Prüfverfahren, welches vorwiegend zur Untersuchung von Schweißnähten herangezogen wird. In der deutschen Fachliteratur wird es mit Beugungslaufzeittechnik übersetzt, jedoch kommt in der Praxis meist die englische Abkürzung zum Einsatz.

Im Gegensatz zu den meisten anderen Ultraschall-Prüfverfahren ist mit dem TOFD-Verfahren eine genauere Beschreibung der Fehlstelle (Risse) in ihrer Lage und Größe möglich. Dies wird erreicht, da beim TOFD-Verfahren die Beugungssignale der Fehlstelle und nicht die reflektierten Signale ausgewertet werden. Die mit dem TOFD-Verfahren gemessenen Daten beschreibt somit die reale Ausdehnung der Fehlstelle und nicht wie bei anderen Ultraschallprüfungen das Reflexionsverhalten der Fehlstelle.

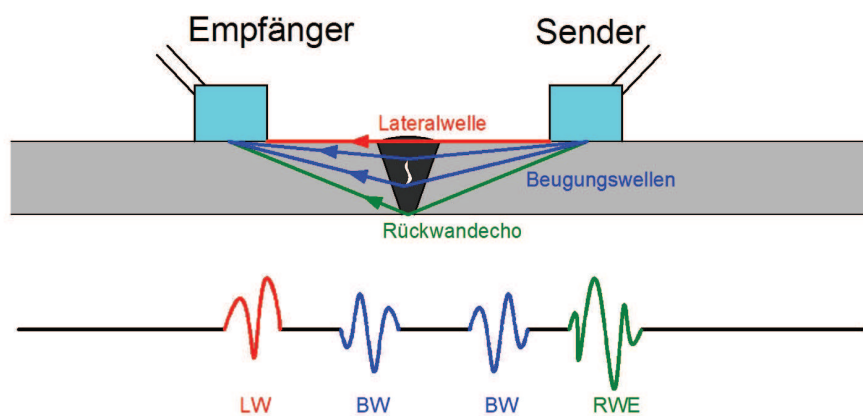


**Abbildung 3.1:** Manuell geführter Prüfkopf [13]

Bei der Prüfung kommen longitudinale Schallwellen zum Einsatz, welche von einem Prüfkopfpaar (siehe Abbildung 3.1), bestehend aus einem Sender und einem Empfänger, in regelmäßigen Abständen ausgesandt und empfangen werden. Die kürzeste Verbindung zwischen Sender und Empfänger entspricht der Oberflächenwelle oder auch Lateralwelle (LW) genannt. Den längsten Weg legt das Rückwandecho (RWE), welches an der Rückwand des zu prüfenden Materials reflektiert wird, zurück. Bei einem fehlerfreien Prüfkörper treten keine weiteren Echos auf (siehe Abbildung 3.2). Sind im Prüfkörper jedoch Fehlstellen (Risse) vorhanden, entstehen an ihren Rändern durch Beugung neue Schallwellen (Beugungswellen - BW), welche durch den Empfänger aufgezeichnet werden (siehe Abbildung 3.3). [14] [15]



**Abbildung 3.2:** TOFD-Verfahren bei einem fehlerfreien Prüfkörper



**Abbildung 3.3:** TOFD-Verfahren bei einem fehlerhaften Prüfkörper

## 3.2 Reparatur der Ermüdungsrisse vor der Anwendung der Renovierungstechniken

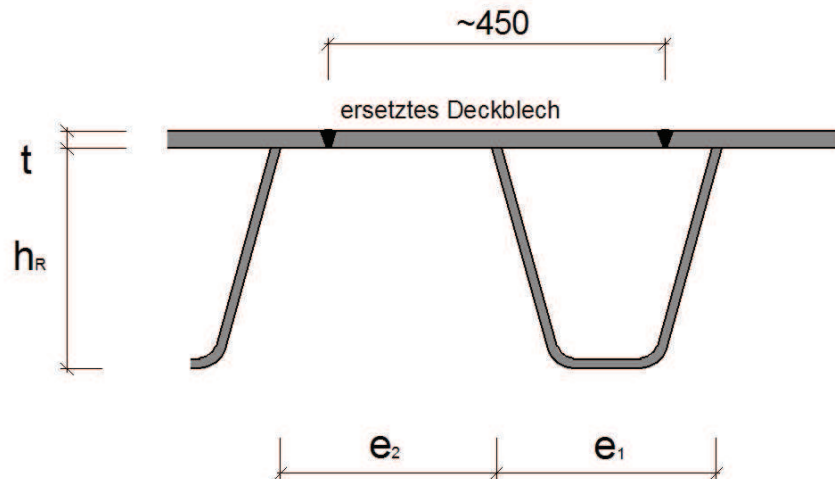
Im Normalfall müssen vor der Anwendung einer Renovierungstechnik sämtliche Risse in der orthotropen Platte repariert werden, in manchen Fällen kann dies jedoch entfallen. Zwei Anforderungen müssen jedenfalls erfüllt werden, um den Riss unbehandelt zu lassen:

- Die Risse sind so klein, dass sie nach einem Ermüdungsnachweis die geplante Lebensdauer nicht verringern würden.
- Die statische Bruchlast-Kapazität ist, auch nach der Rissbildung, noch ausreichend.

In den meisten Fällen muss jedoch davon ausgegangen werden, dass eine fachgerechte Reparatur erforderlich ist, um ein ermüdungsrissfreies Deckblech zu erhalten. Mehrere Möglichkeiten stehen dafür zur Verfügung:

- Ersetzen ganzer Teile des Deckbleches in einer Breite von etwa 450 mm (Schweißnähte liegen, bei einem typischen Hohlrippenabstand  $e = 300$  mm, weder exakt zwischen zwei Hohlrippen noch auf einem Hohlrippensteg, siehe Abbildung 3.4) und einer Länge abhängig von der Risslänge
- Schweißnahtreparatur mit klassischem Lichtbogenschweißen
- Schweißnahtreparatur mit Unterpulverschweißen





**Abbildung 3.4:** Ersetzen des Deckblechs

Mit dem Unterpulverschweißverfahren kann die Herstellung der Schweißnähte automatisiert werden. Bei der Verwendung des Unterpulverschweißverfahrens treten drei Vorteile gegenüber anderen Verfahren auf:

- Schnelle Herstellung.
- Das Schweißen kann komplett von der Oberseite des Deckblechs erfolgen.
- Die Schweißschumpfung ist verhältnismäßig gering.

Nachteil:

- Durch die Automatisierung können nur gerade Risse repariert werden.

Abbildung 3.5 (a) zeigt ein Unterpulverschweißgerät im Einsatz, die Abbildung 3.5 (b) die Pulvereinbringung im Detail.

*The Welding Institute* (TWI) beschreibt das Unterpulverschweißverfahren folgendermaßen (siehe Abbildung 3.6): Beim Unterpulverschweißen wird ein Lichtbogen zwischen dem kontinuierlich zugeführten blanken Draht (Elektrode) und dem Werkstoff gespannt. Das Verfahren verwendet ein Schmelzmittel, um schützende Gase und Schlacke zu bilden und Legierungselemente dem Schmelzbad hinzuzufügen. Ein zusätzliches Schutzgas ist daher nicht erforderlich. Vor dem Schweißen wird eine dünne Schicht des Schweißpulvers auf der Werkstoffoberfläche aufgebracht. Der Lichtbogen wandert entlang der Nahtstelle, gleichzeitig wird überflüssiges Schmelzpulver entfernt und kann wiederverwendet werden. Die Schlackeschicht löst sich nach dem Schweißvorgang von selbst oder kann relativ einfach entfernt werden. Da der Lichtbogen während des gesamten Schweißvorganges komplett durch die Schweißpul-



(a) UP-Schweißen

(b) UP-Schweißen Detail

**Abbildung 3.5:** Unterpulverschweißen [1]

verschicht bedeckt ist, sind die Wärmeverluste extrem gering, wodurch bei diesem Verfahren ein thermischer Wirkungsgrad von über 60 % erreicht wird (im Vergleich zu den 25 % beim Lichtbogenhandschweißen). Es ist kein Lichtbogen sichtbar (kein Sichtschutz erforderlich), die Nähte sind im Allgemeinen spritzerfrei (hohe Qualität) und das Verfahren ist weitestgehend emissionsfrei (kaum Rauchbildung). Das Unterpulverschweißverfahren kann sowohl im voll- als auch im halbautomatisierten Prozess angewandt werden. Da aber das Schmelzbad nicht einsehbar ist, muss ein hohes Vertrauen in die gewählten Schweißparameter (Stromstärke, Stromspannung, Schweißgeschwindigkeiten, Einbrenntiefe und chemische Zusammensetzung des Schweißgutes) gesetzt werden. In der Regel kommt beim Unterpulverschweißen ein einzelner Draht mit Gleichstrom (DC) oder Wechselstrom (AC) zum Einsatz. Jedoch können auch Varianten mit Doppeldraht, Dreifachdraht, heißem Einzeldraht oder zusätzlichem Metallpulver verwendet werden, um die Produktivität zu steigern. [1] [16]

Da die Erfahrung mit dem Unterpulverschweißverfahren bei der Reparatur von Ermüdungsrissen begrenzt war, wurde ein Forschungsprogramm gestartet, um diese Technik weiter zu entwickeln und die optimalen Schweißparameter für die Reparatur zu bestimmen. [1]

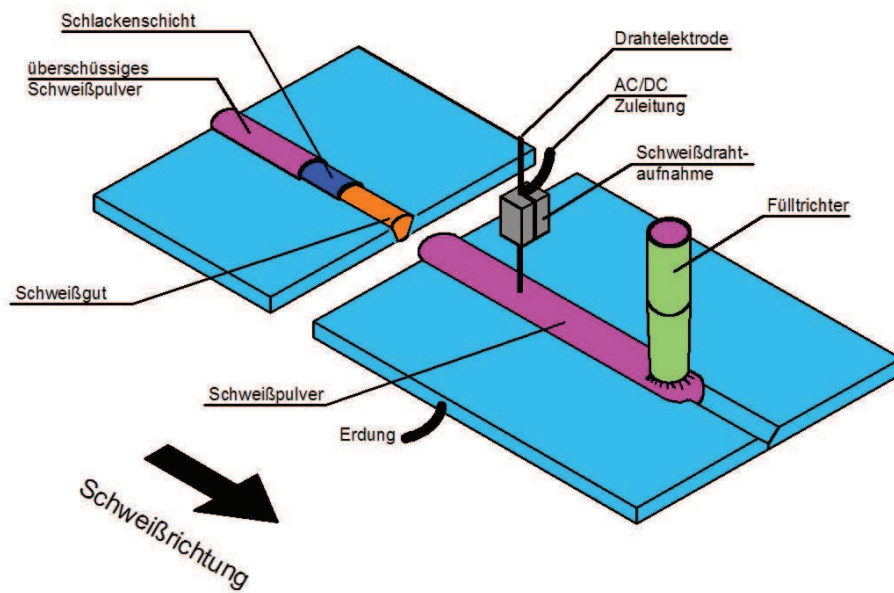


Abbildung 3.6: Unterpulverschweißverfahren - Schema [16]

### 3.3 Allgemeine Anforderungen an ein Ertüchtigungsverfahren

Die Anforderungen und die Aufgaben einer Brücke sind von Brückenbauwerk zu Brückenbauwerk stark unterschiedlich. Weiters unterscheiden sie sich noch in ihrer Konstruktion und hinsichtlich der von ihnen zu bewältigenden Verkehrslasten, auch die Wünsche und Bedürfnisse der Brückeneigner sind nicht für sämtliche Brückenbauwerke die selben. Diese Unterschiede machen es fast unmöglich, spezifische quantitative Anforderungen an eine Ertüchtigungsmethode festzulegen, die für sämtliche orthotropen Brückenbauwerke ein optimales Ergebnis liefern. So kann es zum Beispiel für eine Brücke ausreichend sein, dass nach einer Sanierung das Brückendeck für weitere 25 Jahre frei von Ermüdungsrissen bleibt. Dies kann jedoch für ein anderes Brückenbauwerk unzureichend sein. Deshalb werden hier die Anforderungen in einer qualitativen und beschreibenden Form angeführt.

Im Allgemeinen sollte die wirtschaftlich günstigste Lösung für die Sanierung ausgewählt werden. Um die wirtschaftlichste Lösung bestimmen zu können, müssen sämtliche Aspekte berücksichtigt und gegeneinander abgewogen werden. Relevante Aspekte können sein: Lebensdauererhöhung, Dauerhaftigkeit, mechanische und technische Eigenschaften, Sicherheitsniveau, Durchführungsdauer, Verkehrsbehinderung, finanzieller Aufwand.

Der Brückeneigner muss die Kriterien speziell für seine Brücke festlegen und sie

anhand ihrer Wichtigkeit bewerten. Bei diesem Entscheidungsprozess hat der Eigentümer noch die Möglichkeit, sich für eine neues Brückendeck bzw. für eine gänzlich neue Brückenkonstruktion zu entscheiden, anstatt das bestehende Brückendeck zu sanieren.

Die Anforderungen an die Sanierungstechnik können in verschiedene Kategorien eingeteilt werden. [1]

- Allgemeine Anforderungen
  - Eine der Hauptanforderungen ist es, das bestehende Brückendeck möglichst ungestört zu belassen.
  - Im Allgemeinen müssen Brücke und Sanierungsmethode den Konstruktionsanforderungen von Stahltragwerken und orthotropen Stahlbrücken entsprechen (Eurocode 3).
- Lebensdauererhöhung und Dauerhaftigkeit
  - Der Einfluss der Sanierung auf die Lebensdauer ist einer der Hauptgründe für die Durchführung einer Sanierung und die Steigerung der Steifigkeit des Brückendecks ist eines der Hauptkriterien. Die Steifigkeit sollte so hoch wie möglich sein.
- Mechanische und technische Eigenschaften
  - Bei beweglichen Brücken ist das Erhöhen des Eigengewichtes des Brückendecks durch die Tragfähigkeit der Scharniere begrenzt. Zusätzliches Gewicht muss durch zusätzliche Gegengewichte ausgeglichen werden, welche ebenfalls von den Scharnieren getragen werden müssen.
- Sicherheit
  - Die Rutschfestigkeit der Oberfläche muss gewährleistet sein.
  - Die Fahrbahnoberfläche sollte möglichst eben ausgebildet werden.
- Ausführung und Verkehrsbehinderungen
  - Die Dauer, die für die Durchführung der Sanierung benötigt wird, sollte so gering wie möglich sein.
  - Die Sanierung eines Brückendecks sollte sicherstellen, dass es nach den Sanierungsarbeiten zu möglichst wenigen Beeinträchtigungen des Verkehrs kommt. Daher ist eine Sanierungsmethode zu wählen, die eine möglichst lange Zeit ohne erhebliche Wartungsarbeiten garantiert.

Bis dato wurden bereits einige Ertüchtigungskonzepte für orthotrope Brückendecks erarbeitet. Sämtliche Methoden können in drei Grundkategorien unterteilt werden [17]:

- K1 Verstärkung der Stahlstruktur
- K2 (Teil-)Substitution des Asphaltbelags
- K3 Modifikation des Asphaltbelags

Die Abbildung 3.7 zeigt, passend zu diesen Kategorien, ausgewählte Ertüchtigungsmethoden. Einige davon werden in weiterer Folge genauer erläutert.

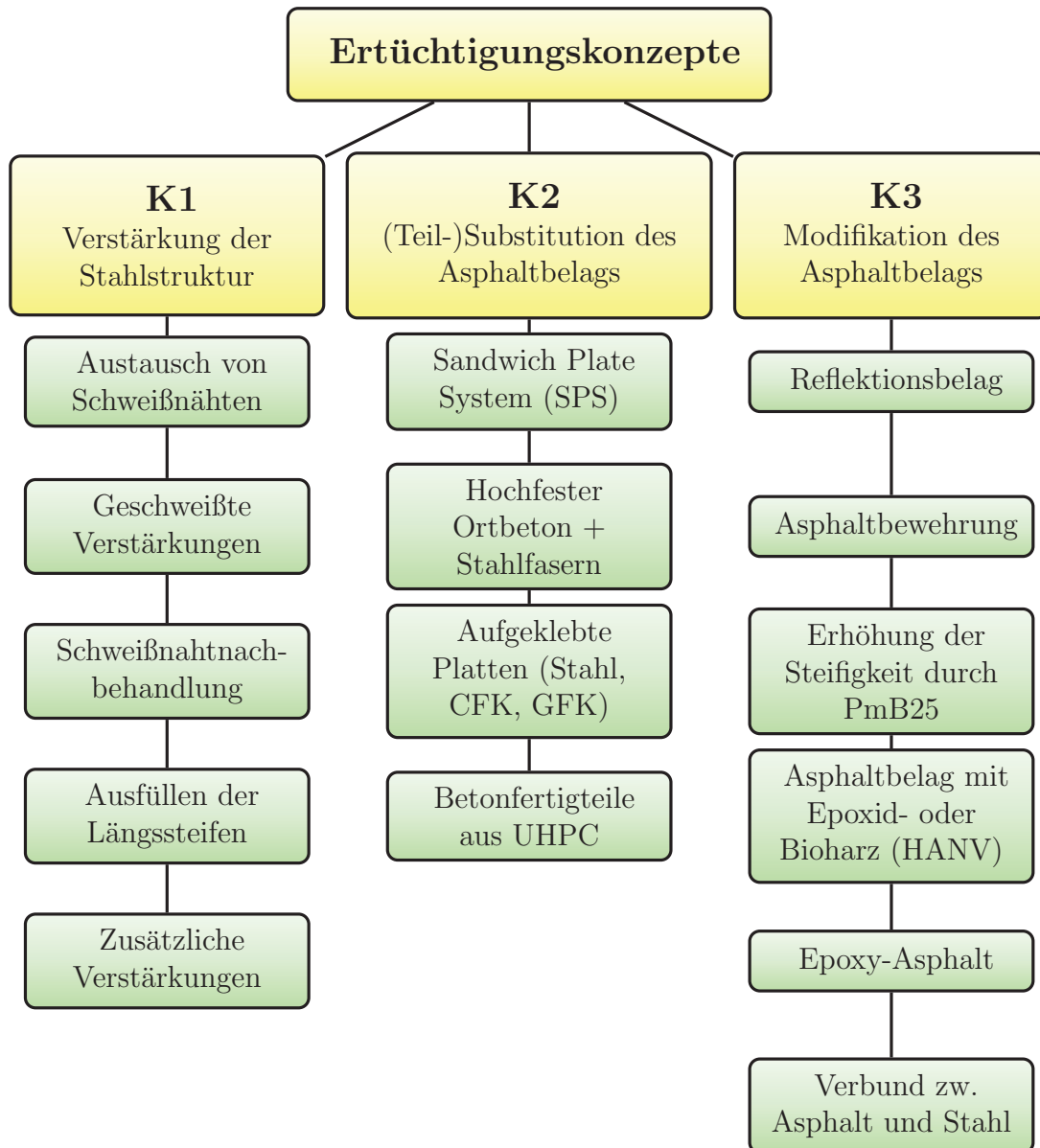


Abbildung 3.7: Ertüchtigungsmöglichkeiten für orthotrope Brückendecks([17])

## 3.4 Ertüchtigungsmethoden

### 3.4.1 Einleitung

In den nachfolgenden Abschnitten dieses Kapitels werden exemplarisch einige der in Abbildung 3.7 angeführten Ertüchtigungsmethoden kurz beschrieben.

### 3.4.2 UHPC-Ortbeton - K2

Auf diese Ertüchtigungsmethode wird in der weiteren Masterarbeit noch genauer eingegangen (siehe Kapitel 4) und daher hier nicht näher erläutert.

### 3.4.3 UHPC-Fertigteile - K2

Durch den Einsatz von Betonfertigteilen aus UHPC (Ultra High Performance Concrete) anstelle von UHPC-Ortbeton bei der Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten kann ein wesentlicher Schwachpunkt bei der Anwendung von Ortbeton vermieden werden, nämlich Umwelteinflüsse, die bei der Einbringung auf den Frischbeton einwirken. Diese Problematik kann durch die Verwendung von UHPC-Fertigteilen vermieden werden, da diese nicht vor Ort, sondern in Werken produziert werden. Durch die Produktion in einem Fertigteilwerk wird eine hohe und gleichbleibende Qualität erreicht.

Die Hauptaufgabe der Fertigteile ist eine lastverteilende Wirkung und diese auch in den Sommermonaten (Tragfähigkeit der Asphaltdeckschicht verringert sich sehr stark durch Wärmeeinwirkungen) zu gewährleisten. Zu diesem Zweck werden die UHPC-Fertigteilplatten auf das blanke Stahldeck geklebt. Eine weitere Möglichkeit ist eine Verbindung mittels Kopfbolzendübel, die in den Stoßbereichen der einzelnen Fertigteile auf dem Stahldeck angeschweißt werden und nach dem Verlegen der Fertigteile vergossen werden.

Um dem Fahrbahnaufbau infolge der Instandsetzungsmaßnahmen nicht zu erhöhen, sollten die UHPC-Fertigteile möglichst dünn ausgeführt werden (ca. 30 - 60 mm). Um ein direktes Befahren der UHPC-Fertigteile zu vermeiden, wird in der Regel eine zusätzliche Verschleißschicht aufgebracht. Diese Verschleißschicht kann entweder eine konventionelle Gussasphaltschicht sein oder eine dünne Epoxidharzschicht mit Gesteineinstreuung (<10 mm).

An der TU Dortmund wurden Untersuchungen durchgeführt, um das Potenzial der Instandsetzungsmaßnahmen mittels UHPC-Fertigteilen abschätzen zu können. Zu diesem Zweck wurden an einem Teil einer orthotropen Platte mit den Abmessungen 2500 mm x 1250 mm (siehe Abbildung 3.8) verschiedene Varianten des Systemaufbaus untersucht:

- rohe Stahlplatte
- UHPC-Fertigteile  $d = 30$  mm, lose aufgelegt
- UHPC-Fertigteile  $d = 30$  mm, verklebt
- UHPC-Fertigteile  $d = 60$  mm, lose aufgelegt
- UHPC-Fertigteile  $d = 60$  mm, verklebt
- Asphaltdeckschicht  $d = 75$  mm



**Abbildung 3.8:** Versuchsanordnung - TU Dortmund [18]

Um für die weiteren Versuche Referenzwerte zu erhalten, wurden zuerst Versuche an der rohen Stahlplatte durchgeführt. Um das Versagen des Klebers und den somit eintretenden Verlust der Verbundwirkung zu simulieren, wurden Versuchsreihen mit lose aufgelegten UHPC-Fertigteilplatten geprüft.

Um das wahre Potenzial der Ertüchtigungsmethode mittels UHPC-Fertigteile bewerten zu können, wurden die Ergebnisse die aus den Versuchsreihen mit den UHPC-Fertigteilen erhalten wurden, mit den Ergebnissen einer Versuchsreihe verglichen bei der eine Deckschicht aus Asphalt aufgebracht wurde.

Vor dem kraftschlüssigen Verkleben der UHPC-Fertigteile auf das Stahlblech wurde die Stahloberfläche mit Stahlkies auf die notwendige Oberflächenrauigkeit abgestrahlt und mit einer 2-komponentigen, lösemittelarmen, hochprozentigen Zinkstaub-Grundbeschichtung auf Epoxidharzbasis grundiert. Für die Verklebung wurde SIKADUR 30<sup>®</sup> (siehe Tabelle 4.2) verwendet, ein lösungsmittelfreier, thixotroper 2-Komponenten-Epoxidharzmörtel, der mittels einer Zahnpachtel in einer Stärke von 3 mm auf das Stahlblech aufgebracht wurde.

Insgesamt wurde jeder Prüfkörper an 15 unterschiedlichen Positionen mit einer Ein-



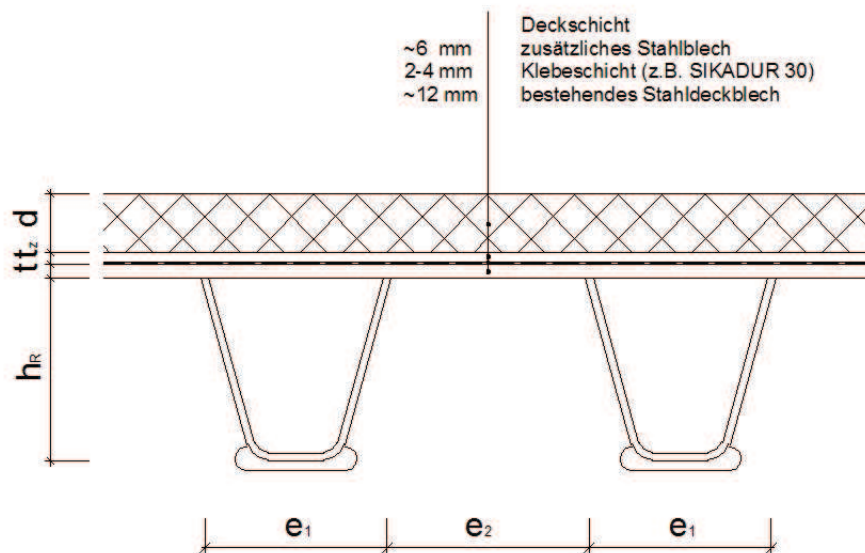
zellast von 120 kN belastet. Die Verformungen, die durch die Belastung entstanden, wurden mittels Dehnmessstreifen (DMS) und Wegaufnehmern gemessen. Aus den Ergebnissen der an den Längsrippen zwischen den Querträgern angebrachten Dehnmessstreifen konnten ermüdungsrelevante Spannungsschwingbreiten ermittelt werden.

Die Ergebnisse der Versuche zeigten, dass die aufgeklebten Betonfertigteile eine erhebliche Steigerung der Querverteilung erreichen. Durch entlang der Längsrippen angebrachte Dehnmessstreifen konnten ermüdungsrelevante Spannungsschwingbreiten ermittelt werden. So konnte für die 30 mm starken UHPC-Fertigteile eine Reduzierung von 50,7 % und für die 60 mm starken Fertigteile eine Reduktion von 63,8 % der Spannungsschwingbreite ermittelt werden, was zu einer deutlichen Steigerung der Ermüdungsfestigkeit führt. [17]

### 3.4.4 Aufkleben von Stahlblechen - K2

Eine weitere Sanierungsmethode, von der sehr gute Ergebnisse hinsichtlich ihrer Ermüdungsfestigkeit erwartet werden, ist die Methode des Aufklebens eines zusätzlichen Stahlbleches (siehe Abbildung 3.9), um die Steifigkeit des Deckblechs zu erhöhen.

Durch Forschungsarbeiten und Simulationen des BAST (Bundesanstalt für Straßenwesen) [19] [20] konnte durch die Erhöhung der Deckblechstärke numerisch nachgewiesen werden, dass es zu einer Reduktion der Spannungen in den kritischen Punkten kommt.



**Abbildung 3.9:** Schematischer Aufbau [20]

Eine wichtige Rolle hierbei spielt die Qualität des Klebstoffes und das Verfahren, mit

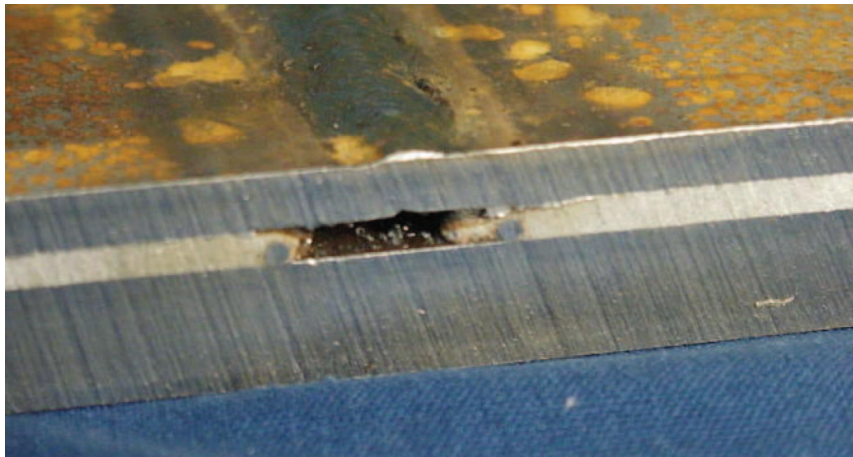
welchem dieser verarbeitet wird, da eine relevante Spannungsreduktion nur bei einem möglichst 100 %-igen Verbund der beiden Stahlbleche auftritt. Das erste Verfahren, mit welchem die Klebstoffschicht hergestellt werden kann, ist ein Dünnbettverfahren (Fliesenlegerverfahren; siehe Abbildung 3.10), bei dem der Klebstoff (z.B. SIKADUR 30<sup>®</sup>, siehe Tabelle 4.2) mit einer Dicke von etwa 2 - 4 mm auf das bestehende Stahlblech aufgebracht wird und danach die zusätzlichen Stahlbleche darin verlegt werden. Bei einem zweiten, in Versuchen erprobten Verfahren [1] zur Herstellung der Klebstoffschicht zwischen den beiden Stahlblechen wird zuerst das zusätzliche Stahlblech mittels Distanzhalter (2 mm) auf dem alten Stahlblech verlegt und im entstandenen Hohlraum ein Vakuum erzeugt. Dieses Vakuum unterstützt die nachträgliche Verfüllung der Hohlräume mit dem Klebstoff. Bei beiden Verfahren kann es zu erheblichem Qualitätsverlust durch Witterungseinflüsse kommen, was eine komplette Einhausung der Baustelle notwendig macht. Die Klebeschicht hat vor allem die Aufgabe, die zwischen den beiden Stahlblechen auftretenden Scherkräfte aufzunehmen.

Vor der Aufbringung des Klebstoffes ist die Entfernung der bestehenden Deckschicht und eine gründliche Reinigung des Deckblechs erforderlich.



**Abbildung 3.10:** Aufbringung des Klebstoffs im Labor [1]

Als abschließende Deckschicht kann sowohl eine gewöhnliche Gussasphaltschicht (fixe Brücken) angewendet oder eine dünne Verschleißschicht aus Epoxidharz aufgebracht werden. Die Möglichkeit zur Anwendung einer Epoxidharzschicht macht diese Ertüchtigungsmethode vor allem für bewegliche Brücken interessant, da durch das relativ geringe zusätzliche Gewicht des neuen Stahlblechs kaum Adaptierungsarbeiten an der Gesamtstruktur der Brücke erfolgen müssen. Ein weiterer Vorteil dieser Methode ist die geringe zusätzliche Aufbauhöhe (ca. 8 mm), wodurch eine Veränderung der Brückengradiente nicht bzw. nur in einem geringen Ausmaß zu erwarten ist.



**Abbildung 3.11:** Querschnitt durch einen geschweißten Plattenstoß [1]

Als Nachteil ist hier zu erwähnen, dass die Methode der aufgeklebten Stahlbleche bisher nur in Versuchen erprobt wurde, weshalb über die Praxistauglichkeit dieser Ertüchtigungsmethode kaum Aussagen getroffen werden können. [1] [17]

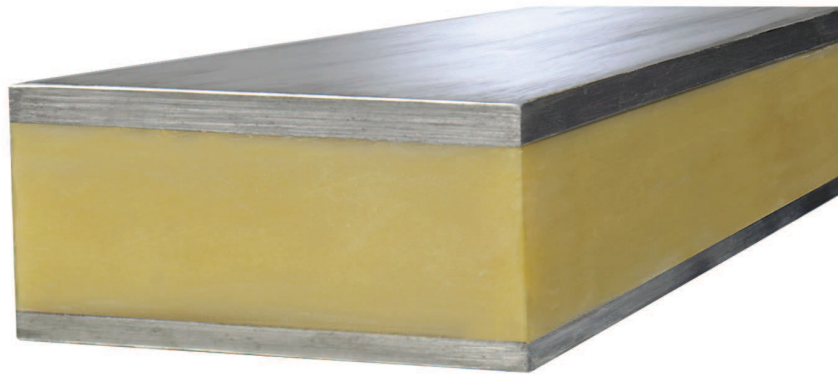
### 3.4.5 Sandwich-Plate-System SPS - K2

Bei der Herstellung der Sandwich-Plate-System - Elemente werden in einem ersten Schritt zwei Stahlbleche mittels Abstandhalter und Randleisten luftdicht zueinander montiert. In einem zweiten Schritt wird in diesen luftdichten Hohlraum zwischen den beiden Blechen ein Polyurethanschaum injiziert. Nach dem Aushärten des Polyurethanschaums ist eine zug- und schubfeste Verbindung zwischen den beiden Blechen hergestellt. Die SPS-Elemente werden in Stärken von 26 mm bis 200 mm hergestellt (SPS 3-20-3 bis SPS 10-180-10, Blechstärke-Kern-Blechstärke). Für die Scherfestigkeit des Elastomer-Kerns (z.B. BASF - Elastan<sup>®</sup>) kann konservativ ein Wert von  $6 \text{ N/mm}^2$  angenommen werden [21].

Die so erhaltenen SPS-Elemente werden dann kraftschlüssig mit dem bestehenden Stahlbrückendeck verklebt (z.B. SIKADUR 30<sup>®</sup>).

Entwickelt wurde dieses System vor allem für den Schiffsbau, wo es als Verstärkung der Fahrbahndecks bei Fährschiffen zum Einsatz kam. Durch diesen erfolgreichen Einsatz entstand die Idee, die SPS-Technik auch zur Sanierung orthotroper Fahrbahndecks bei Stahlbrücken einzusetzen. Die Durchführbarkeit und Wirkung dieser Ertüchtigungsmethode wurde bereits bei einigen Projekten in Deutschland, wie zum Beispiel die Schönwasserpark-Brücke in Krefeld, bewiesen.

Bei diesen Pilotprojekten wurde festgestellt, dass sich die lokalen Spannungen im Deckblech um bis zu 50 % reduziert hatten, was auch zu einer merklichen Reduktion der Spannungsschwingbreiten führte und somit zu einer wesentlichen Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit beitrug.



**Abbildung 3.12:** Aufbau eines Sandwich-Plate-System [22]

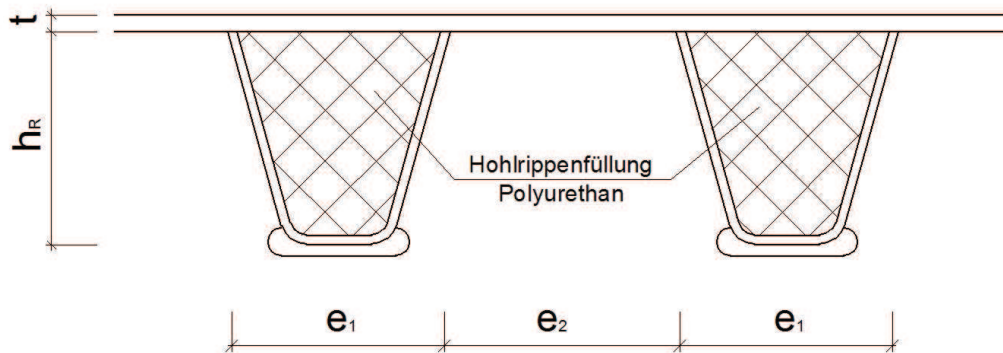
Um die erwähnten Reduktionen zu erreichen, ist jedoch eine sehr gute Verbundwirkung zwischen SPS-Elementen und dem bestehenden Stahldeckblech erforderlich, wodurch der Klebstoffschicht eine große Bedeutung zukommt. Ebenfalls konnte durch diese Pilotprojekte nachgewiesen werden, dass die SPS-Elemente unempfindlich gegenüber hohen Temperaturen sind. Dies ermöglicht den Einsatz eines Standardasphaltbelags, der im Falle einer Belagserneuerung mit den üblichen Verfahren durchgeführt werden kann.

Nachteile dieser Sanierungsmethode treten vor allem bei der Durchführung auf. So ist die Klebeschicht witterungs- und feuchteempfindlich, was eine komplette Einhausung des Baustellenbereichs mittels einer Zeltkonstruktion erforderlich macht. Zudem sind zusätzlich Baumaßnahmen an den Fahrbahnübergängen und den Leiteinrichtungen erforderlich, da sich durch den Einsatz der SPS-Elemente die Aufbauhöhe deutlich erhöht. Diese Baumaßnahmen können durch die Verwendung einer Epoxidharzschicht als Verschleißschicht vermieden werden. Beachtet werden sollten bei der Durchführung auch etwaige Unebenheiten in der bestehenden Stahl Oberfläche (unterschiedliche Deckblechstärken), da eine Anpassung der SPS-Elemente vorort nur bedingt möglich ist. [17]

### 3.4.6 Ausfüllen der Längssteifen - K1

Diese Ertüchtigungsmethode ist vor allem für bewegliche Brücken gedacht, jedoch ist sie auch bei fixen Brücken anwendbar.

Für das Füllen der Hohlrippen ist eine Entfernung des Fahrbahnbelags nicht notwendig. Um jedoch eventuelle Schäden auf der Oberseite des Deckblechs feststellen und reparieren zu können, ist das Entfernen der Deckschicht trotzdem erforderlich. Bei dieser Ertüchtigungsmethode wirkt die Füllung der Hohlrippen als zusätzliche Auflagerung für das darüberliegende Deckblech. Um dies zu gewährleisten, ist ein Füllmaterial, zum Beispiel Polyurethan, mit einer bestimmten Steifigkeit notwendig.



**Abbildung 3.13:** Hohlrippenfüllung

Außerdem muss bei der Befüllung darauf geachtet werden, dass das Füllmaterial einen flächendeckenden Kontakt zur Unterseite des Deckblechs besitzt.

Einer der bedeutendsten Vorteile dieser Ertüchtigungsmethode ist die Tatsache, dass die Sanierung komplett an der Unterseite des Brückendecks erfolgen kann und somit kaum Störungen für den Verkehr auftreten.

Eine der Schwierigkeiten hierbei ist die Sicherstellung eines kraftschlüssigen Kontaktes zwischen der Unterseite des Deckblechs und dem Füllmaterial. Ein Nachteil bei dieser Methode ist, dass die Bereiche zwischen den einzelnen Hohlrippen keine zusätzliche Stützung erfahren. [1]

# 4 Ertüchtigungsmethode mittels bewehrten hochfesten Betons

## 4.1 Allgemein

Die meisten orthotropen Brücken, vor allem in den Niederlanden, haben als Verschleißschicht eine 50 mm starke Gussasphaltschicht, welche eine sehr geringe Steifigkeit im Vergleich zum bewehrten hochfesten Beton (RHPC) besitzt. Bringt man anstelle der vorhandenen Gussasphaltschicht eine Verschleißschicht aus RHPC mit der selben Schichtstärke (50 mm) auf, würde dies zu einer erheblichen Erhöhung der Steifigkeit des gesamten Brückendecks führen. Diese Erhöhung würde bis zum Zehnfachen der ursprünglichen Steifigkeit führen. Eine Voraussetzung dafür ist aber eine Zwischenschicht (Stahldeck - RHPC), welche über eine ausreichende Schubfestigkeit verfügt, um eine Verbundwirkung zwischen dem Stahldeck und der Verschleißschicht aus RHPC zu erreichen.

Bei Renovierungsmethoden muss das Hauptaugenmerk auf die Erhöhung der Steifigkeit der Stahldeckstruktur gelegt werden, da dies die Spannungsschwingbreite im Deckblech stark reduziert und dies folglich die Lebensdauer deutlich verlängert.

### Typische Vorgehensweise bei der Renovierung mittels RHPC

Die Herstellung einer RHPC-Schicht auf einer bestehenden Brücke mit einer Verschleißschicht aus Gussasphalt unterteilt sich in der Regel in mehrere Schritte. Nachfolgend ein Anwendungsbeispiel. [1]

1. Entfernen der vorhanden Gussasphaltschicht.
2. Visuelle und Ultraschalluntersuchung des Stahldecks auf Ermüdungsrisse (siehe Kapitel 3.1).
3. Reparatur der entdeckten Risse und Schadstellen (siehe Kapitel 3.2).

4. Kugelstrahlen der Oberfläche, um eine optimale Haftung zwischen dem Stahldeck und der Epoxyharz-Zwischenlage zu erhalten.
5. Aufbringen einer dünnen, 2-komponentigen auf Epoxidharz basierenden Schicht und Einstreuen von kalziniertem Bauxit (siehe Kapitel 4.2) in einer Schichtstärke von 3-6mm.
6. Entfernen sämtlicher loser Bauxit Granulate nach dem Aushärten der Epoxy-Zwischenschicht, da lose Granulate eine Schwachstelle zwischen dem Beton und der Epoxyharzschicht bilden.
7. Verlegen der Bewehrung, üblicherweise in 3 Lagen Ø8 (siehe Kapitel 4.3.2).
8. Einbringung des durch Stahl- und Kunststoffasern verstärkten Betons.
9. Verdichten, Glätten (mittels Flügelglätter) und Aushärten des Betons, um eine möglichst dichte Oberfläche zu erhalten.
10. Kugelstrahlen und Aufbringen einer Epoxyharz-Schicht, meist in Verbindung mit einer zusätzlichen Einstreuung um für den Verkehr eine möglichst rutschfeste Oberfläche zu erhalten.

## 4.2 Verbindungsschicht zwischen Stahl und Beton

Bei dieser Sanierungsmethode ist es notwendig, eine Verbindungsschicht zwischen dem Stahl und dem Beton herzustellen. Die Aufgaben, die diese Schicht zu erfüllen hat, sind: Korrosionsschutz des Stahldecks, Sicherstellung der Scherfestigkeit und Steifigkeit sowie die Erzeugung einer Zugfestigkeit in der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton. Die Scherfestigkeit und die Steifigkeit sind notwendig, um eine Verbundtragwirkung zwischen dem Stahldeck und der Betondeckschicht zu erhalten, welche sich positiv auf die Spannungsreduktion in dem orthotropen Stahldeck auswirkt. Obwohl eine möglichst steife Verbindungsschicht für das Erreichen einer optimalen Verbundtragwirkung erforderlich ist, darf diese jedoch nicht spröde sein. Neben der Robustheit des Ergebnisses ist auch die Einfachheit in der Anwendung ein wichtiges Kriterium für die Verbindungsschicht zwischen Stahl und Beton.

Es gibt mehrere Möglichkeiten, diese Verbindungsschicht herzustellen:

- M1 - Kopfbolzendübel, angeschweißt an das Stahldeck sind eine traditionelle Methode zur Herstellung einer Verbundtragwirkung im Verbundbau, erhältlich in  $\varnothing 6 - 25$  mm und in Längen ab 25 mm
- M2 - Bewehrungsmatten, angeschweißt an das Stahldeck
- M3 - Klebeschicht von wenigen Millimetern zwischen Stahl und Beton (meist ein Zwei-Komponent-Klebstoff auf Epoxidharzbasis)

Das Aufbringen des Betons direkt auf das frische sand- bzw. kugelgestrahlte Stahldeck, zwar mit einer Grundierung, aber ohne zusätzliche Verbindungsschicht, stellt keine zufriedenstellende Möglichkeit dar. Forschungen zeigten, dass diese Art der Verklebung keine Zug- und Scherfestigkeit zwischen dem Stahldeck und der Betondeckschicht erzeugt. [1]

Die ersten beiden Möglichkeiten (M1 und M2) sind sehr zeitintensive Anwendungen und haben den Nachteil, dass sie durch ihren punktuellen Verbund lokale Spannungsspitzen im Stahldeck erzeugen.

Am *Adhesion Institute of Delft University of Technology* wurden verschiedene Verklebungen und deren Anwendungsmöglichkeiten bei der Verwendung von Beton als Deckschicht untersucht (Methode M3). Bei der Wahl des Anwendungsverfahrens kann unterschieden werden zwischen einer Deckschicht aus Beton-Fertigteilen und der Anwendung von Frischbeton.

Die durchgeführten Haftfestigkeitstests hatten den Zweck, die Klebeschicht zwischen Stahl und Beton zu optimieren. Bei diesen Versuchen wurden drei unterschiedliche Arten der Verklebung untersucht.

1. Fertigteile vor Ort mittels Zwei-Komponenten-Epoxidharz-Klebstoff auf dem Stahldeck verklebt
2. Frischbeton-Deckschicht auf die noch feuchte Zwei-Komponenten-Epoxidharz-Schicht aufgebracht
3. Frischbeton-Deckschicht auf die mit Granit oder Bauxit besprengte, ausgehärtete Zwei-Komponenten-Epoxidharz-Schicht aufgebracht  
Die Deckschicht ist dabei:

- bewehrt



- unbewehrt

Die Versuche und damit einhergehende Literaturrecherchen zeigten, dass die Möglichkeiten 1 und 2 vielversprechende Lösungen darstellen. [1] Doch aus Gründen der Ausführbarkeit wurden diese abgelehnt. Bei der Verwendung von Fertigteilen stellt das Ausgleichen von Unstetigkeiten ein großes Problem dar.

Wird Frischbeton auf die noch feuchte Epoxidharzschicht aufgetragen, kann nur ein zufriedenstellendes Ergebnis erzielt werden, wenn sichergestellt ist, dass das Betonieren unmittelbar nach Aufbringung der Klebstoffschicht erfolgt. Dies kann aus Sicht der Ausführung äußerst schwierig garantiert werden.

Aus diesen Gründen ist die Möglichkeit 3 das am besten geeignete Verfahren.

Diese Schritte sind für die Herstellung einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen Stahldeck und Betondeckschicht erforderlich:

1. Sandstrahlen des Stahldecks; Reinheitsgrad Sa 2.5.
2. Aufbringung einer Grundierung.
3. Aufbringung des Zwei-Komponenten-Epoxidharz-Klebstoffes (z.B. SIKADUR 30<sup>®</sup>); Schichtstärke 2-3 mm .
4. Sofortiges Einstreuen von Bauxit-Granulat; Korngröße 3 - 6 mm, Menge 10 - 12 kg/m<sup>2</sup>.
5. Nach dem Aushärten des Klebstoffes Entfernen des losen Bauxit Granulats.

Zwischenschichten, die auf diese Weise aufgebaut sind, bieten:

- Korrosionsschutz für das Stahldeck.
- Scher- und Zugfestigkeit in der Verbindung Stahl und Epoxidharz durch Adhäsion.
- Scher- und Zugfestigkeit in der Verbindung Epoxidharz-Bauxit-Beton durch die Tatsache, dass sich die raue Oberfläche des Bauxits in die Betonstruktur verzahnt.

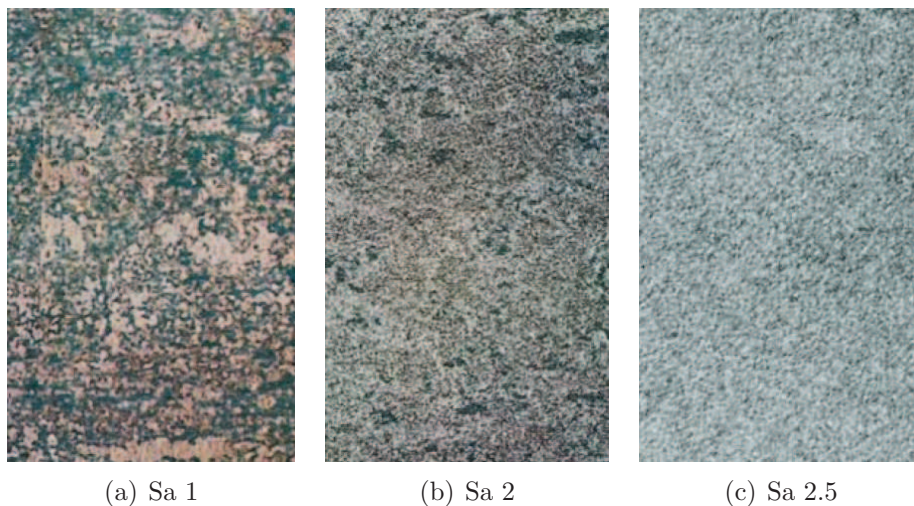
Epoxidharz wird aus zwei Gründen als Klebemittel eingesetzt: Zum einen wurden damit bereits zahlreiche Erfahrungen bei beweglichen Brücken gesammelt, zum anderen ist es widerstandsfähig gegenüber Feuchtigkeit, was beim Einsatz von Frischbeton notwendig ist.

### Reinheitsgrad/Vorbereitungsgrad

Die Vorbereitungsgrade legen fest, welchen Zustand Bauteile aus Stahl und Metall nach der Vorbereitung haben müssen. Hierbei stehen die Buchstaben als Abkürzungen für verwendete Vorbereitungsverfahren, die Ziffern geben den genauen Vorbereitungsgrad an. In der Tabelle 4.1 werden die Reinheitsgrade für das Sandstrahlen angeführt. Die optischen Unterschiede werden in Abbildung 4.1 ersichtlich.

Abkürzungen für die häufigsten Vorbereitungsverfahren:

Sa	Sandstrahlen
St	maschinelles oder manuelles Entrosten
Be	Beizen
Fl	Flammstrahlen



**Abbildung 4.1:** Beispiel für behandelte Stahloberflächen ([24])

**Tabelle 4.1:** Reinheitsgrade/Vorbereitungsgrade für das Sandstrahlen [23]

Vorbereitungs- grad	Zustand der vorbereiteten Oberfläche
Sa 1	Lose(r) Walzhaut/Zunder, loser Rost, lose Beschichtungen und lose artfremde Verunreinigungen sind entfernt.
Sa 2	Nahezu alle(r) Walzhaut/Zunder, nahezu aller Rost, nahezu alle Beschichtungen und nahezu alle artfremden Verunreinigungen sind entfernt. Alle verbleibenden Rückstände müssen fest haften.
Sa 2.5	Walzhaut/Zunder, Rost, Beschichtungen und artfremde Verunreinigungen sind entfernt. Verbleibende Spuren sind allenfalls noch als leichte fleckige oder streifige Schattierungen zu erkennen.
Sa 3	Walzhaut/Zunder, Rost, Beschichtungen und artfremde Verunreinigungen sind vollständig entfernt. Die Oberfläche besitzt ein einheitliches grau-weißes Erscheinungsbild und ist leicht angeraut.

## 2-Komponenten- Epoxidharz-Klebstoff

Epoxidharze sind härtbare Kunstharze (Reaktionsharze), die durch Mischung mit einem Härter und gegebenenfalls durch die Beigabe von Zusatzstoffen zu duroplastischen Kunststoffen umgewandelt werden. Die Anwendungsmöglichkeiten für die so entstandenen makromolekularen Kunststoffe sind vielseitig und reichen vom Isoliermittel und Formmasse für Komponenten in der Elektrotechnik bis hin zum Klebstoff zwischen den unterschiedlichsten Materialien (Laminat, Holz, Beton, Stahl).

In der Tabelle 4.2 werden die wichtigsten technischen Eigenschaften anhand des thixotropen 2-Komponenten-Klebstoffs SIKADUR 30<sup>®</sup> angeführt. Für das vollständige Datenblatt siehe Anhang A.

**Tabelle 4.2:** Eigenschaften von Epoxidharz-Klebstoff am Beispiel SIKADUR 30<sup>®</sup>

Dichte (+23 °C)	1.650 kg/m <sup>3</sup>
Druckfestigkeit (1d/+10 °C)	50 - 60 N/mm <sup>2</sup>
Scherfestigkeit (1d/+10 °C)	3 - 5 N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit (1d/+10 °C)	18 - 21 N/mm <sup>2</sup>
Haftzugfestigkeit (Stahl, Sa 2.5)	≥ 21 N/mm <sup>2</sup>
Haftzugfestigkeit (Beton)	4 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul (14d/+23 °C)	-9.600 N/mm <sup>2</sup> / +11.200 N/mm <sup>2</sup>

## Bauxit

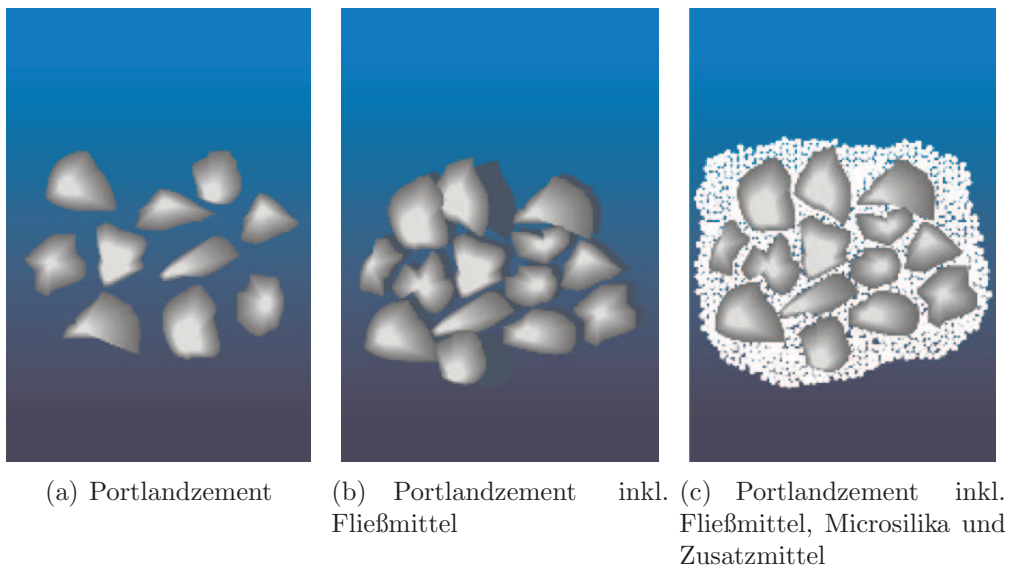
Bauxit ist ein Aluminium-Erz und der wichtigste Rohstoff bei der Aluminiumherstellung. Hauptbestandteile des rohen Bauxits sind wasserhaltige Aluminiumoxide ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) und Aluminiumhydroxide ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ). Durch die Kalzinierung (Brennen) wird dem Rohbauxit (vor allem dem Aluminiumhydroxid) Wasser entzogen, dabei findet eine Umwandlung des Aluminiumhydroxid ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ) in Aluminiumoxid ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) statt. Durch diese Maßnahme kann der Anteil an Aluminiumoxid von ca. 57 % (Rohbauxit) auf bis zu 88 % (kalziniertes Bauxit) gesteigert werden. [25]

**Abbildung 4.2:** Kalziniertes Bauxit [26]

## 4.3 Beton-Deckschicht

### 4.3.1 Betoneigenschaften von hochfestem Beton

Seit den späten Siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts hat es in der Entwicklung von zementären Materialien erstaunliche Fortschritte gegeben. So stieg zum Beispiel die Druckfestigkeit seither von circa  $60 \text{ N/mm}^2$  auf über  $300 \text{ N/mm}^2$ . Dies wurde möglich durch Techniken zur Verdichtung der Mikrostruktur des frischen Zementleimes. Die Reduktion der Porosität und/oder der Porengröße und der Porenverteilung in der Zementmatrix verändert zahlreiche unterschiedliche Eigenschaften der ausgehärteten Matrix. Die verbesserten Eigenschaften sind unter anderem eine höhere Druckfestigkeit, Haltbarkeit, Dichteit und Verschleißfestigkeit. Basierend auf den Erfahrungen bei den Anwendungen als Industrieböden und den Eigenschaften der RHPC-Deckschichten war zu erwarten, dass sich die Anwendung als Deckschicht auf der Deckplatte als gute Lösung für das Ermüdungsproblem bei Stahlbrückendecks erweist.



**Abbildung 4.3:** Struktur des Zementleimes im Frischbeton [2]

Die in diesem Abschnitt erläuterten Betoneigenschaften beruhen auf folgender Zusammensetzung des Frischbetons:

- 25 kg    CONTEC Binder N(\*) - bestehend aus Portlandzement 52,5, Mikrosilika, Polypropylenfasern, Fließmittel
- 40 kg    Sand (0,1 - 1,5 mm)

62,5 kg Granit (max. 4 mm)

4 kg Stahlfasern, entspricht 3% [kg/kg] ( $\varnothing 0,4$  mm,  $l = 12,5$  mm,  $f_{t;c} = 1200$  N/mm<sup>2</sup>)

8,8 kg Anmachwasser

*(\*) Eine genauere Auflistung der Inhaltsstoffe wird aus Datenschutzgründen von der Firma CONTEC ApS nicht veröffentlicht.*

Beim Mischvorgang wurde stets auf folgenden Ablauf geachtet: Vermengung des Sandes und des Granits, Hinzufügen des Binders, Mischen ohne Wasserbeigabe, Beigabe des Anmachwassers und erneutes Mischen, Hinzufügen der Stahlfasern und abschließendes Mischen.

Mit dieser Betonrezeptur wurden in den Jahren 2002 und 2003 von Braam mehrere Versuchsreihen durchgeführt. Da die Publikationen der gesamten Ergebnisse jedoch nur auf niederländisch vorliegen, werden hier lediglich die wichtigsten Ergebnisse beschrieben. [1]

### **Druckfestigkeit & Steifigkeitsmodul**

Die Druckfestigkeit des HPC mit Stahlfasern wurde an Würfeln mit Kantenlängen von 100 mm und 100 x 100 x 400 mm großen Prismen ermittelt. Nach 28 Tagen wurde eine Würfeldruckfestigkeit von 117 N/mm<sup>2</sup> und eine Prismendruckfestigkeit von 84 N/mm<sup>2</sup> erreicht. Der Elastizitätsmodul von 47,2 kN/mm<sup>2</sup> wurde ebenfalls an den Prismen ermittelt. Die Entwicklung der Druckfestigkeit ist vergleichbar mit jener anderer Mixturen mit der gleichen Festigkeit.

### **Biegezugfestigkeit**

Die Biegezugfestigkeit des HPC mit Stahlfasern, jedoch ohne konventionelle Bewehrung, wurde mittels eines 3-Punkt-Biegeversuchs ermittelt. Dazu wurden Probekörper mit einer Breite von 150 mm, einer Spannweite von 500 mm und drei unterschiedlichen Probenkörperhöhen untersucht,  $h = 50$  mm, 100 mm und 150 mm. Die Ergebnisse (9,8 N/mm<sup>2</sup>, 11,9 N/mm<sup>2</sup> und 9,6 N/mm<sup>2</sup>) zeigen, dass bei diesem Größenbereich der Probekörper die Biegezugfestigkeiten nicht größenabhängig sind.

### **Zeitabhängiges Schwindverhalten des aushärtenden Betons**

Bei der Ermittlung des frühen Schwindens wurden sowohl bewehrte Proben (RHPC) als auch unbewehrte Proben (HPC) untersucht. Dabei wurde darauf geachtet, dass die Temperatur konstant bei 20 °C gehalten wurde und die Probekörper vor jeglichen Feuchtigkeits- und Luftwechselln mit der Umwelt geschützt wurden. Durch den relativ hohen Anteil an Bewehrung wurde bei den bewehrten Proben eine Reduktion der Verformung von etwa 40 % gemessen. Weiters führte das Unterbinden der Verdampfung des restlichen Wassers in dem Betongemisch zu erheblichen Reduktionen der Schwindverformungen. Es wird angenommen, dass ein hoher Anteil an grobkörnigen Zuschlagsstoffen und das *“Power Floating“* (siehe Abbildung 5.10) ebenso positive Auswirkung auf die Schwindverformungen haben.

### **Zeitabhängiges Schwindverhalten des ausgehärteten Betons**

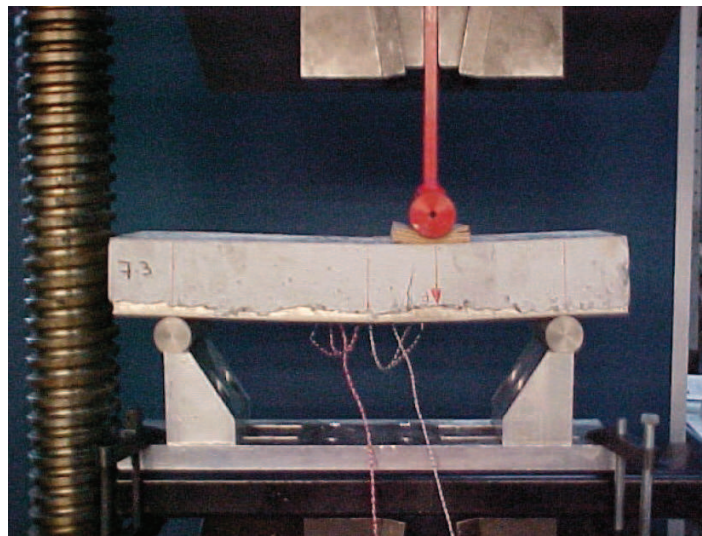
Sechs unbewehrte Prismen (100 x 100 x 400 mm) wurden nach einem Tag aus ihrer Stahlform genommen und abgedichtet, um ein Austrocknen zu verhindern. Dann konnte die Schwindmessung starten. Durch das Abdichten tritt rein autogenes Schwinden auf. Die Probekörper wurden 28 Tage bei 20 °C und 50 % Luftfeuchtigkeit gelagert, danach wurde bei drei der Proben die Abdichtung entfernt. Bei den drei unabgedichteten Proben setzte nun zusätzlich das Trockenschwinden ein. Die Messungen wurden für weitere 63 Tage fortgesetzt, wobei sich bei den abgedichteten Proben ab dem 61. Tag keine nennenswerten Verformungen mehr feststellen ließen. Hingegen wurde bei den unabgedichteten Proben auch nach 97 Tagen noch eine relevante Steigerung der Schwindverformung nachgewiesen.

### **Haftzugfestigkeit in der Verbindungsschicht zwischen Beton und Stahldeck**

Die Verklebung wurde an Stahlscheiben ( $\varnothing 77$  mm), die mit einer Epoxidharzschicht und einer HPC-Deckschicht versehen wurden, getestet. Bei den Versuchen wurden zwei unterschiedliche Gesteinskörnungen als Einstreuung miteinander verglichen: Norwegischer Granit und Bauxit. Die Proben wurden mittels einer weggesteuerten Prüfung rein auf Zug belastet. Der norwegische Granit erreichte eine durchschnittliche Haftzugfestigkeit von 2,96 N/mm<sup>2</sup> und die Probekörper, die eine Einstreuung aus Bauxit hatten, kamen auf 4,81 N/mm<sup>2</sup>.

### Scherfestigkeit in der Verbindungsschicht zwischen Beton und Stahldeck

Die Scherfestigkeit in der Verbindung zwischen Beton und Stahldeck wurde durch einen 3-Punkt-Biegeversuch ermittelt. Auf das Stahldeck wurde in einer Versuchsreihe eine Einstreuung aus norwegischem Granit und in einer zweiten Versuchsreihe eine Einstreuung aus Bauxit ausgeführt und mit einer 50 mm starken HPC-Deckschicht abgeschlossen. Aus diesen Versuchen ergaben sich durchschnittliche Scherfestigkeitswerte von  $11,2 \text{ N/mm}^2$  für den Granit und  $12,5 \text{ N/mm}^2$  für das Bauxit (siehe Abbildung 4.4).



**Abbildung 4.4:** 3-Punkt-Biegeversuch - Ermittlung der Scherfestigkeit [1]

### Frost-Tausalzbeständigkeit

Zur Ermittlung der Frost-Tausalzbeständigkeit wurden 28 Tage alte Probewürfel in eine 3%-ige NaCl-Lösung gestellt und anschließend 12 Stunden dauernden Zyklen unterworfen, bei denen die Temperatur des Wasserbades zwischen  $-20 \text{ °C}$  und  $+20 \text{ °C}$  variierte. Nach 14 Zyklen wurde ein Gewichtsverlust von  $0,9 - 8,4 \text{ g/m}^2$  festgestellt ( $\bar{\Delta} 3,6 \text{ g/m}^2$ ). Der Verlust ist sehr gering, wenn man vergleicht, dass der Gewichtsverlust bei herkömmlichem Portlandzement mehrere  $\text{kg/m}^2$  betragen kann. [1]



### 4.3.2 Entwicklungsschritte bis zur Anwendung als Deckschicht bei orthotropen Brückendecks

#### a) HRUHPC - Stark bewehrter ultrahochfester Beton

Hochfester Beton (HPC) und ultrahochfester Beton (UHPC) sind beide sehr feste und daher auch sehr spröde Materialien. Daher ist die Verwendung von zahlreichen Zuschlagsstoffen und Armierungen (Fasern und Bewehrungsstahl) zur Reduzierung der Sprödeheit erforderlich. HPC oder UHPC mit einer Faserbewehrung (ca. 10%) in Kombination mit einem hohen Bewehrungsgrad (>20%) an konventioneller Bewehrung verwandeln den ursprünglich spröden Ausgangsstoff in einen hochduktilen Verbundwerkstoff. Dieser hohe Bewehrungsgrad kann zum Beispiel durch eine dichte Verlegung (siehe Abbildung 4.8) erreicht werden. Dieser Verbundwerkstoff ist auch unter der Bezeichnung CRC (Compact Reinforced Composite) bekannt. Durch die Entwicklung von CRC wurde es möglich, präzise Aussagen über das Verhalten von kleinen, mittleren bis hin zu großen Konstruktionen zu treffen, besonders um von Modellen in kleinem Maßstab auf das Verhalten der tatsächlichen Konstruktion schließen zu können. Dies machte es möglich auch hohe lokale Spannungen, unbeabsichtigte Überbelastungen und die Kerbschlagfestigkeit in der Konstruktion zu berücksichtigen. Zahlreiche Forschungsprojekte und Anwendungen zeigten das extrem gute Verhalten von HRUHPC hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit, auch bei anhaltenden hohen Lasteinwirkungen. [2]

#### b) Dünne HRHPC-Deckschicht

Eine der ersten Anwendungsmöglichkeiten einer HRHPC-Deckschicht war die als *“White Topping“* bezeichnete Deckschicht. Diese Deckschichten kamen vor allem bei beschädigten Fahrbahnbelägen und Industrieböden sowie auch als Bodenbeläge bei Frachtschiffen zur Anwendung. Durch die einzigartigen Eigenschaften von HRHPC ist ein breites Spektrum an Einsatzbereichen für dieses Material gegeben.

Die HRHPC-Deckschicht enthält eine oder mehrere Lagen an Bewehrungsmatten. Je nach Schichtdicke werden Stabdurchmesser von Ø6 - 20 mm verwendet. Für die Betonmischung kommen in der Regel sowohl Stahlfasern als auch Kunststofffasern zur Anwendung, um ein optimales Ergebnis zu erhalten. Die Herstellung auf der Baustelle ist ebenso möglich wie die Herstellung in einem Mischwerk und dem damit erforderlichen Transport mittels LKW zur Baustelle, jedoch sollte bei der Wahl der Konsistenz und Verarbeitbarkeit auf die Einbringungs- und Verdichtungsart (z.B. Rüttelbohlen, siehe Abbildung 4.5) Rücksicht genommen werden. Mittlerweile wurden Untersuchungen angestellt, um die Möglichkeiten einer Einbringung mittels her-

**Tabelle 4.3:** Eigenschaften von HPC, UHPC, HRUHPC und hochfestem Stahl ([2])

Eigenschaften	HPC	UHPC Faseranteil 0 - 2 %	UHPC Faseranteil 4 - 12 %	HRUHPC	Hochfester Stahl
Druckfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	80	120 - 270	160 - 400	160 - 400	
Zugfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	5	6 - 15	10 - 30	100 - 300	500
Biegefestigkeit N/mm <sup>2</sup>				100 - 400	600
Scherfestigkeit N/mm <sup>2</sup>				15 - 150	
Dichte kg/m <sup>3</sup>	2.500	2.500	2.600	3.000	7.800
E-Modul kN/mm <sup>2</sup>	50	60-100	60 - 100	60 - 100	210
Bruchenergie N/m	150	150 - 1.500	4.000 - 5.000	2·10 <sup>5</sup> - 4·10 <sup>6</sup>	2·10 <sup>6</sup>
Frost- beständigkeit	mittel/ gut	hervor- ragend	hervor- ragend	hervor- ragend	
Korrosions- beständigkeit	mittel/ gut	hervor- ragend	hervor- ragend	hervor- ragend	mangel- haft

kömlicher Fertiger (Gleitschalenfertiger, siehe Abbildung 4.6) zu untersuchen. Dadurch wurde es möglich, große Flächen in einer deutlich kürzeren Zeit herzustellen. An der TU Delft wurde an einer Betonrezeptur, die auf den Einbau mittels Gleitschalenfertigers ausgelegt wurde, eine Reihe von Versuchen durchgeführt. Dabei konnte bereits nach 7 Tagen eine Druckfestigkeit von 112 N/mm<sup>2</sup> erreicht werden. In der Tabelle 4.4 ist die Zusammensetzung dieser Betonrezeptur angeführt. [27]

Die Abbindezeit für hochfeste Betonmischungen entspricht in etwa der von herkömmlichem Beton und schwankt in Abhängigkeit von Temperatur und relativer Luftfeuchte. Um eine rasche Aushärtung zu erreichen, können spezielle Aushärtungsbeschleuniger verwendet werden. Einige Stunden nach der Einbringung des Frischbetons wird die Oberfläche mittels Rotationsglätter noch einmal nachbearbeitet und muss nun vor weiterer Verdunstung des Anmachwassers geschützt werden. Nach etwa 24 Stunden Aushärtung (bei 20 °C) ist die hochwertige Deckschicht aus HRHPC einsatzbereit. Durch die große Menge an Bewehrungsstahl und die beigefügten Fasern ( $\leq 12\%$ ) ist es der ausgehärteten RHPC-Deckschicht möglich, einem bestimmten Maß an Verformungen des Unterbaues (z.B. Setzungen) ohne das Auf-

**Tabelle 4.4:** Betonrezeptur für die Anwendung eines Gleitschalenfertigers [27]

CONTEC Binder N <sup>®</sup>	441,9 kg/m <sup>3</sup>
CONTEC B9 (Sand 0 - 1 mm)	707,1 kg/m <sup>3</sup>
CONTEC B7 (Granit 2 - 4 mm)	1388,9 kg/m <sup>3</sup>
Stahlfasern	63,1 kg/m <sup>3</sup>
Glasfasern	4,2 kg/m <sup>3</sup>
Anmachwasser	122,9 kg/m <sup>3</sup>

treten von Oberflächenrissen zu widerstehen. [2]



(a) lasergesteuerter Flächenfertiger



(b) Einzelbalken Betonglätter

**Abbildung 4.5:** Verdichtung mittels Rüttelbohlen [28]

### c) RHPC-Deckschicht bei orthotropen Stahlbrücken

Die RHPC-Deckschicht ist eine Kombination aus hochfestem Beton (HPC), der Armierung aus Stahl- und Kunststofffasern und einer konventionellen Bewehrung aus Bewehrungsmatten oder Stabstahl.

Beim Austausch der bestehenden Verschleißschicht durch eine hochwertige RHPC-Deckschicht bekommt die Verbindung zwischen dem bestehenden Stahldeck und der neuen RHPC-Deckschicht eine besondere Bedeutung. Zum einen soll durch die Verbindung dieser beiden Schichten eine bestimmte Steifigkeit des gesamten Brückendecks sichergestellt werden, zum anderen sollte ein möglichst monolithisches Verhalten erreicht werden, wie bereits in Abschnitt 4.2 erläutert.

Zum Abschluss wird die Betonoberfläche noch kugelgestrahlt, wodurch keine zusätzliche Verschleißschicht notwendig wird. [2]



Abbildung 4.6: Gleitschalenfertiger [29]

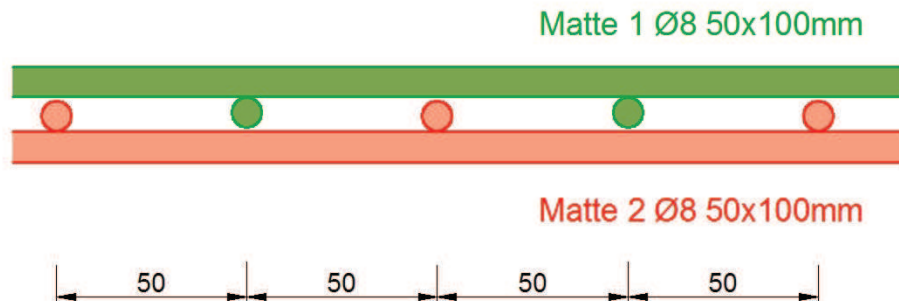
### 4.3.3 Bewehrungsanordnung bei der Verwendung einer RHPC-Deckschicht

Verschiedene Arten der Bewehrungsführung können bei der Anwendung einer RHPC-Deckschicht bei orthotropen Brückendecks zum Einsatz kommen. Welche dieser Varianten ausgeführt wird, muss an das jeweilige Projekt angepasst sein, da ihre Vor- und Nachteile stark von verschiedenen Faktoren abhängig sind. Dies sind zum Beispiel die Deckschichtstärke, die Methode des Betoneinbaus und die Betonverdichtung.

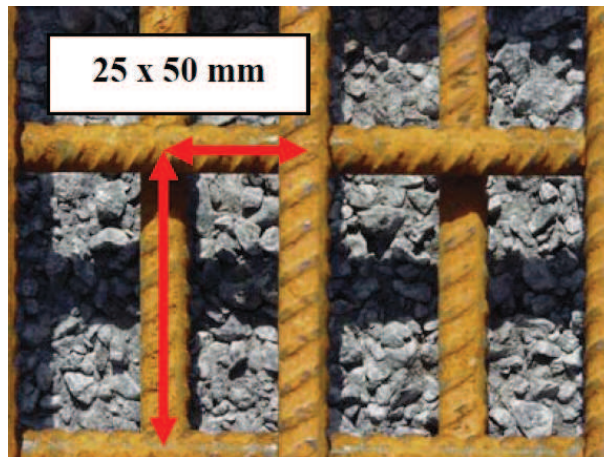
#### Typ A

Die Typ A - Bewehrung besteht aus zwei, speziell für diese Anwendung hergestellten Matten ( $\text{Ø}8 \text{ mm}$ ,  $\# 50 \times 100 \text{ mm}$ ), die so versetzt übereinander gelegt werden, dass eine 3-lagige Bewehrung (siehe Abbildung 4.7) mit einem maximalen Stababstand von  $50 \text{ mm}$  entsteht (siehe Abbildung 4.8). Als Abstandhalter für die Mattenbewehrung kommen üblicherweise Stabstähle  $\text{Ø}8\text{mm}$  zum Einsatz. Durch diese Anordnung der Bewehrung kommt es zu einer Bewehrungsgesamtmenge von etwa  $24 \text{ kg/m}^2$  an traditioneller Bewehrung. Dabei würde in Brückenlängsrichtung eine Bewehrungsfläche von  $10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$  und  $20,12 \text{ cm}^2/\text{m}$  in Querrichtung wirksam sein. Die Gesamtstärke der RHPC-Deckschicht müsste in diesem Fall, bei einer minimalen Betondeckung von  $18 \text{ mm}$ , mindestens  $50 \text{ mm}$  betragen. Bei stärkeren Deckschichten

kann die Bewehrungsführung an diese angepasst werden.[2]



**Abbildung 4.7:** Lage der Bewehrungsmatten



**Abbildung 4.8:** Bewehrungsführung Typ A[2]

## Typ B

Beim Typ B werden anstelle der Mattenbewehrung einzelne Bewehrungsstäbe eingesetzt. Dabei wird die Bewehrung in zwei orthogonal zueinander liegenden Lagen verlegt.

Um die zeitintensive Verlegung der Einzelstäbe zu beschleunigen, werden bei diesem Typ der Bewehrungsführung häufig Rollmatten (z.B. System BAMTEC®) verwendet. Dies sind Einzelstäbe, die projektsbezogen in den richtigen Längen und Abständen auf ein schmales Stahlband aufgebracht werden und in Rollen von bis zu 1,5 t auf die Baustelle geliefert werden. Diese Rollen können auf der Baustelle von 2 Mann unter der Zuhilfenahme eines Krans verlegt werden (siehe Abbildung 4.9). [30]



**Abbildung 4.9:** Verlegung einer vorgefertigten Rollmatten-Bewehrung [31]

### Typ B1

Beim Typ B1 wird in Brückenlängsrichtung eine Lage  $\text{Ø}8$  mm mit einem Stababstand von 50 mm und in Brückenquerrichtung eine Lage  $\text{Ø}12$  mm mit einem Abstand von 75 mm angeordnet. Dies bedeutet eine Bewehrungsmenge von  $10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$  in Längs- bzw.  $15,07 \text{ cm}^2/\text{m}$  in Brückenquerrichtung. Insgesamt befinden sich bei dieser Art der Bewehrungsführung schlussendlich  $20 \text{ kg}/\text{m}^2$  an konventioneller Bewehrung in der RHPC-Deckschicht.

Geht man von einer Mindest-Betondeckung von 18 mm aus, ergibt sich daraus eine erforderliche Deckschichtstärke von 46 mm.

### Typ B2

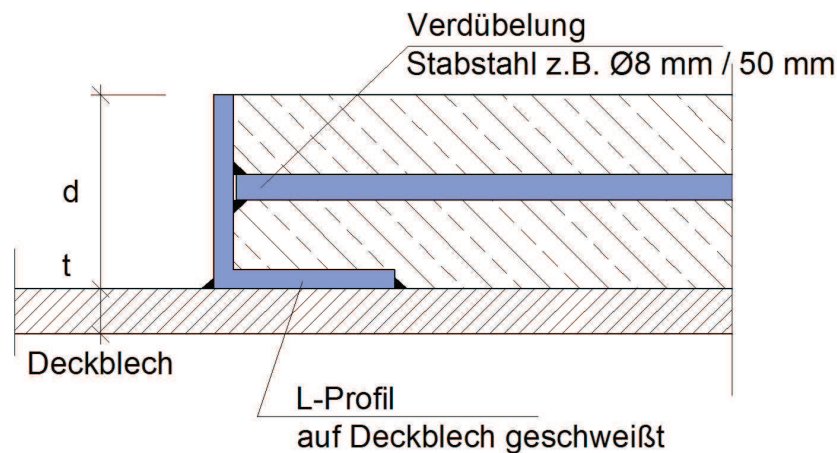
Im Gegensatz zum Typ B1 werden hier beide Lagen (längs und quer) mit  $\text{Ø}12$  mm und einem Stababstand von 75 mm ausgeführt. Dies führt zu einer Bewehrungsmenge von  $15,07 \text{ cm}^2/\text{m}$  in beiden Richtungen und einer Gesamtmenge von  $23,7 \text{ kg}/\text{m}^2$ . Die minimale Deckschichtstärke beträgt bei diesem Bewehrungstyp, unter Berücksichtigung einer Betondeckung von 18 mm, 50 mm. [30]

### Randdetail der Bewehrung

Bei der Ausführung des Randdetails ist in erster Linie darauf zu achten, dass durch die gewählte Konstruktion ein "Aufschüsseln" infolge von Schwinden verhindert wird. Dieses Aufschüsseln würde in weiterer Folge zum ungünstigsten Belastungsfall für

Klebeverbindungen führen, der Schälbeanspruchung. Um dies zu verhindern, wird ein L-Stahl auf das Deckblech geschweißt und eine an diesem Winkel angebrachte Verdübelung (Stabstahl) in die RHPC-Deckschicht miteingebunden (siehe Abbildung 4.10).

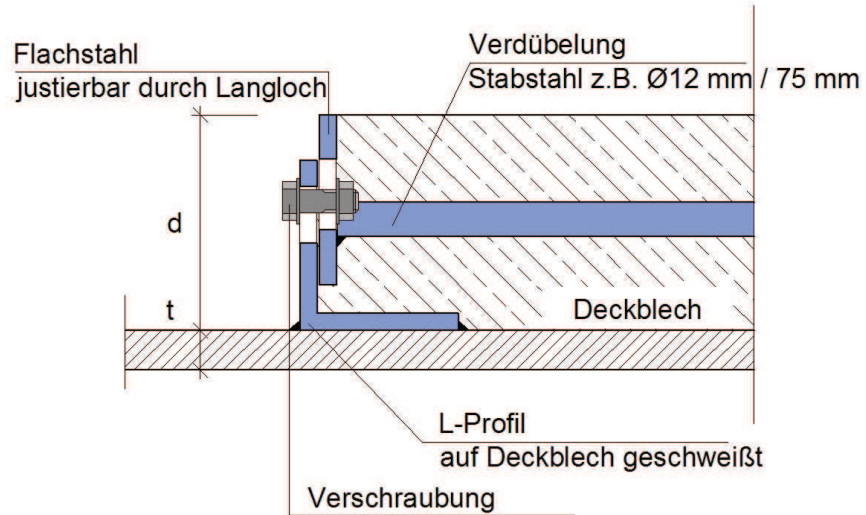
Gleichzeitig stellt die Oberkante dieses Winkels das Niveau für die RHPC-Deckschicht dar.



**Abbildung 4.10:** Variante für ein Randdetail - D1

Jedoch zeigte sich bei der Anwendung des Randdetails D1 (siehe Abbildung 4.10) bei tatsächlich ausgeführten Sanierungsprojekten (siehe Kapitel 5), dass eine starr mit dem Deckblech verschweißte Lösung große Probleme bei der Erlangung der gewünschten Ebenheit mit sich bringt. Jede Unebenheit und Wölbung im Deckblech wird dadurch 1:1 auch auf die Oberfläche der RHPC-Deckschicht übertragen.

Diese Problematik führte zur Weiterentwicklung des Details hin zum Detail D2 (siehe Abbildung 4.11). Dabei werden die Bewehrungsseisen nicht direkt auf den Deckblech befestigten L-Stahl geschweißt, sondern auf einen Flachstahl. Dieser wird mittels Schraubverbindungen mit dem L-Stahl verbunden. Durch die Anwendung von Langlöchern ist diese Detaillösung in Brückenlängsrichtung höhenverstellbar. In der Abbildung 4.12 ist die Anwendung eines solchen Randdetails abgebildet.



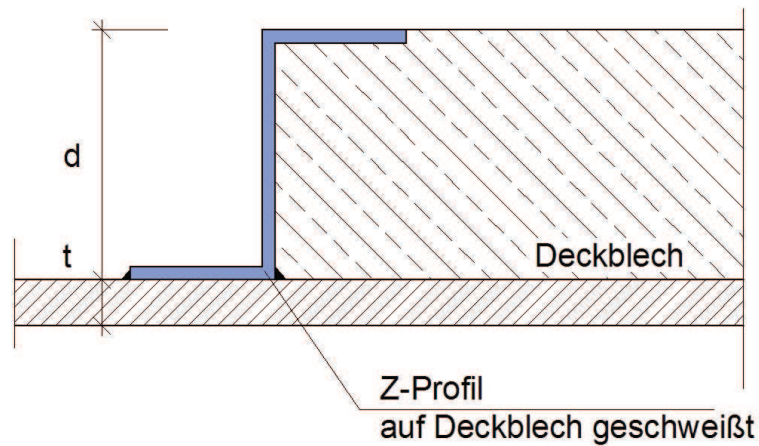
**Abbildung 4.11:** Variante für ein Randdetail - D2



**Abbildung 4.12:** Anwendung des Randdetails D2 [30]



Eine weitere Variante für die Randausbildung ist jene, bei der anstelle eines L-Profils mit angeschweißter Verdübelung ein Z-Profil an dem bestehenden Deckblech befestigt wird (siehe Abbildung 4.13). Das Aufschüsseln wird bei dieser Variante durch den über die RHPC-Deckschicht reichenden Schenkel des Z-Profils erreicht. Der Vorteil bei diesem Randdetail ist, dass keine zusätzlichen Bewehrungsstäbe in die bereits stark bewehrte RHPC-Deckschicht integriert werden müssen, jedoch ist bei dieser Variante, wie auch bei D1, keine Justierbarkeit gegeben.



**Abbildung 4.13:** Variante für ein Randdetail - D3

# 5 Ausgeführte Projekte

## 5.1 Van Brienoord-Brücke (Rotterdam, NL)

### 5.1.1 Allgemeines

Die Van Brienoord-Brücke nimmt in diesem Kapitel in gewisser Weise eine Sonderstellung ein. Bei dieser Brücke wurde keine der bisher beschriebenen Ertüchtigungsmethoden angewandt, stattdessen wurde das komplette Brückentragwerk abgetragen und neu errichtet. Da jedoch erst die Erkenntnisse, die bei den Inspektionen und der Neuerrichtung dieser Brücke gewonnen wurden (siehe Kapitel 1.1), dazu führten, dass intensiver nach neuen Ertüchtigungsmethoden für orthotrope Brückendecks geforscht wurde und sie somit die Problematik aufgezeigt hat, wird in diesem Kapitel trotzdem genauer auf diese Brücke eingegangen.

### 5.1.2 Bauwerksbeschreibung

#### Kenngößen des Brückenbauwerks

Baujahr:	1990
Bauwerkslänge:	1.300 m
Spannweite (fix):	305 m bzw. 287 m
Spannweite (beweglich):	60 m
Deckblechstärke $t$ :	12 mm
Belagsstärke $d$ (fix):	70 mm (Asphalt)
Belagsstärke $d$ (beweglich):	8 mm (Epoxidharz)
Hohlrippenabstand $e_1 = e_2$ :	300 mm
untere Hohlrippenbreite $e_u$ :	105 mm
Hohlrippenhöhe $h_R$ :	325 mm
Verhältnis $e/t$ :	25



**Abbildung 5.1:** Van Brienenoord-Brücke [32]

Die Van Brienenoord-Brücke besteht aus zwei, nahezu identischen Brückenbauwerken mit einer Gesamtlänge von 1.300 m. Die Hauptteile des Brückenbauwerks sind eine Bogenbrücke mit einer Spannweite von 305 m (287 m) und eine anschließende Klappbrücke (60 m). Die Van Brienenoord-Brücke ist Teil der A 16 im Südwesten der Stadt Rotterdam. Das erste Brückenbauwerk (Ost) wurde 1965 eröffnet. Im Jahr 1990 erfolgte die Eröffnung des zweiten Brückenbauwerks (West).

Bei der beweglichen Klappbrücke bestand das Brückendeck aus einem orthotropen Stahldeck mit einer Deckblechstärke von 12 mm und einer 8 mm starken Epoxidharzschicht als Deckschicht. Bei den fixen Teilen der Brückenbauwerke kam eine 70 mm starke Asphaltdeckschicht zum Einsatz. [33][34]

### 5.1.3 Schadensbild und Monitoring

Während einer visuellen Überprüfung der Verschleißschicht im Jahre 1997 wurden erstmals Risse in der Deckschicht des beweglichen Brückenteils entdeckt. Der Riss, der sich in der Schwerverkehrsspur befand und bereits eine Länge von 800 mm aufwies, wurde an der Schnittstelle zwischen Querträger und der durchlaufenden Längssteife lokalisiert (Stelle R1, siehe Abbildung 2.1). Initiiert wurde der Riss an der Wurzel der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längssteife und pflanzte sich durch das komplette Deckblech und durch die Deckschicht fort.

Nach dem Entfernen der Verschleißschicht wurde parallel zum ersten Riss ein zweiter Riss entdeckt, der sich auf der gegenüberliegenden Seite derselben Längssteife befand (siehe Abbildungen 2.5, 5.2). Bei einer genaueren Überprüfung des Deckblechs wurde festgestellt, dass noch etliche andere Risse (siehe Abbildung 5.3) im Deckblech vorhanden waren.

Da die Initiierung der Risse innerhalb der Hohlrippen stattfand, konnten diese bei den üblichen Inspektionen der Unterseite des Brückendecks nicht entdeckt werden.



**Abbildung 5.2:** Parallellrisse an derselben Längssteife die sich an der Belagsoberseite abzeichnen, [1]

Auch bei den Überprüfungen der Brückenoberfläche wurden diese Risse erst spät, nach dem Abplatzen der Verschleißschicht (siehe Abbildung 5.3), entdeckt.

Diese benachbarten Risse können zu starken Einsenkungen des Deckblechs über einer Hohlrippe führen. Eine vorläufige Reparatur durch das Schleifen und Füllen der Risse mittels einer Stumpfnahnt musste unmittelbar erfolgen.

Um einen Überblick über die durch den Verkehr induzierten Spannungen in das Deckblech zu bekommen, wurden nach den Reparaturmaßnahmen Dehnungsmessstreifen (DMS) an diversen Positionen installiert.

Die meisten Dehnungsmessstreifen, die an dem bestehenden Brückendeck installiert wurden, wurden in der Nähe der Schweißnaht zwischen Deckblech und der Hohlrippe positioniert, die in der Spurrinne der Schwerverkehrsspur lagen. Nach dem vollständigen Entfernen der Verschleißschicht wurden in denselben Bereichen zusätzliche Dehnungsmessstreifen an der Oberseite des Deckblechs angeordnet. Dabei wurden sämtliche Dehnungsmessstreifen so angebracht, dass sie die Beanspruchungen senkrecht zur Schweißnaht aufnahmen.

Die Messungen wurden über einen Zeitraum von einer Woche durchgeführt und zeigten, dass in den beobachteten Punkten sowohl Zugspannungen als auch Druckspannungen vorkamen. Zugspannungen traten auf, wenn die Radlasten den Querträger innerhalb einer Hohlrippe passierten. Durch die Belastung sind Verformungen des



**Abbildung 5.3:** Sich im dünnen Epoxidharzbelag abzeichnender Deckblechriss, [1]

Brückendecks möglich, die vor und nach dem Passieren des Querträgers zu Druckspannungen in den beobachteten Punkten führen.

Mittels der *“Range-Pair-Methode“* als Klassierungsmethode wurden die komplexen Schwingungsverläufe, welche aus den Messungen erhalten wurden, in eine Abfolge von identifizierbaren Zyklen umgewandelt. Danach konnte mit Hilfe der Miner-Regel eine Ermüdungsschädigung ermittelt werden.

Bei dieser Klassierungsmethode wird die Anzahl der Belastungen ( $N_{\text{cum}}$ ) für die einzelnen Spannungsbereiche ermittelt und danach durch die Gesamtanzahl ( $N_{\text{tot}}$ ) der Lastwechsel dividiert.

Die Anwendung von Einflusslinien zur Bestimmung der Spannungen in konstruktiven Details ist bekannt. Um diese Einflusslinien aus Versuchen heraus bestimmen zu können, ist es notwendig die auftretenden Spannungen einer bestimmten Belastung zuordnen zu können. Zu diesem Zweck wurde ein Versuchslaster (mit exakt definierten Achs- und Radlasten) auf verschiedenen Positionen auf der Brücke positioniert und die dabei auftretenden Spannungen an sämtlichen Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet. Um auch den dynamischen Einfluss erfassen zu können, wurde derselbe Laster mehrmals mit exakt 70 km/h über die Brücke bewegt.

Durch diese statischen und dynamischen Tests wurde gezeigt, dass in Abhängigkeit der Position der Radlasten die Spannungen in den beobachteten Punkten zwischen Zug- und Druckspannungen wechseln können. Weiters wurde durch die dynamischen Tests ein dynamischer Einflussfaktor von 1,20 ermittelt.

Nach Prüfung der vorliegenden Ergebnisse und um zukünftige Verkehrsbehinderungen durch wiederkehrende Sanierungsmaßnahmen möglichst zu vermeiden, wurde entschieden, das gesamte orthotrope Brückendeck zu ersetzen. Berechnungen, die eine zukünftige Steigerung der Verkehrsbelastung berücksichtigten, ergaben, dass für eine rechnerische Lebensdauer von 50 Jahren eine Deckblechstärke von 28 mm (in der Schwervekehrspur) anstelle der bisherigen 12 mm notwendig wäre. [33]

## 5.2 Caland-Brücke (Rotterdam, NL)

### 5.2.1 Bauwerksbeschreibung

#### Kenngrößen des Brückenbauwerks

Baujahr:	1969
Bauwerkslänge:	340 m
Spannweite (fix):	180 m bzw. 86 m
Spannweite (beweglich):	69 m
Deckblechstärke $t$ (fix):	10 mm
Deckblechstärke $t$ (beweglich):	12mm
Belagsstärke $d$ (fix):	50 mm (Asphalt)
Belagsstärke $d$ (beweglich):	7mm (Epoxidharz)
Hohlrippenabstand $e_1 = e_2$ :	300 mm
untere Hohlrippenbreite $e_u$ :	-
Hohlrippenhöhe $h_R$ :	-
Verhältnis $e/t$ (fix):	30
Verhältnis $e/t$ (beweglich):	25

Die Caland-Brücke wurde im Jahre 1969 fertiggestellt. Sie befindet sich auf dem Areal des Europoort in der südholändischen Stadt Rotterdam. Die etwa 340 m lange Brücke führt über den Caland-Kanal. Die Stahlkonstruktion besteht aus zwei Warren-Fachwerkträgern ohne oberen Querverband und einem unten liegenden orthotropen Stahldeck. Die Hubbrücke verfügt über ein bewegliches Hubglied mit einer Spannweite von 69 m, um die Einfahrt in den Londonhaven (Britannienhafen) zu ermöglichen. Dieser bewegliche Teil der Brücke besteht aus einem 12 mm starken Stahldeckblech und einer etwa 7 mm dünnen Epoxidharz-Verschleißschicht. Bei den beiden seitlichen Fixteilen der Brücke (Spannweiten 180 m und 86 m) wurde auf dem 10 mm starken Deckblech eine 50 mm mächtige Asphalt-Deckschicht aufgebracht. [1]

### 5.2.2 Sanierungsprojekt

#### Kenngrößen der Sanierung

Projektausmaß:	650 m <sup>2</sup>
----------------	--------------------



(a) Caland-Brücke geschlossen [2]



(b) Caland-Brücke geöffnet [35]

**Abbildung 5.4:** Caland-Brücke, Rotterdam**Abbildung 5.5:** Unterseite des beweglichen Hubgliedes [36]

Belagsstärke d (fix):	50 - 80 mm (RHPC-Deckschicht)
Zwischenschicht:	2K-Epoxidharzklebstoff (inkl. Bauxiteinstreuung)
Beton:	B105 (C90/105), CONTEC ApS - Ferroplan®
Stahlfasern:	70 kg/m <sup>3</sup>
Bewehrung:	Mattenbewehrung Typ A
	Ø8 mm, 3-lagig, 24 kg/m <sup>2</sup> (480 kg/m <sup>3</sup> )

Im Zeitraum vom 29. April bis 4. Mai 2003 wurde ein Pilotprojekt an der Caland-Brücke durchgeführt, welches die Logistik für eine Sanierung der orthotropen Platte mittels einer RHPC-Deckschicht an diesem kleinen Bauwerk überprüft, um sie später auch an größeren und komplizierteren Bauwerken anwenden zu können. Der Umfang

dieses Pilotprojektes waren zwei Fahrstreifen über eine Länge von 86m (am östlichen Fixteil) und einer Gesamtbreite von 7,6 m (ca. 650 m<sup>2</sup>). In dem kurzen Zeitraum, der für das Projekt angedacht war, mussten sämtliche Arbeiten durchgeführt werden. Dies beinhaltete die Umleitung des Verkehrs, Entfernen der verschlissenen Asphalt-schicht, Inspektion und Reparatur des Stahldecks und das Einbringen, Aushärten und Nachbehandeln der RHPC-Deckschicht.

Durch ein Auswahlverfahren wurden vier mögliche Auftragsnehmer ermittelt und zu einer Angebotslegung eingeladen. Bevor jedoch ein Auftragnehmer aufgrund des Angebots beauftragt wurde, musste dieser eine Musterfläche, eine detaillierte Projektsbeschreibung und einen Qualitätsplan erstellen.

Die geringe Bauzeit von nur wenigen Tagen ließ keinen Platz für etwaige Verzögerungen zu, da sich diese immer unmittelbar auf die nachfolgenden Tätigkeiten auswirken würden und somit auch auf den Fertigstellungstermin. Dieser Zeitdruck machte es notwendig, dass ein ganzes Team an qualifizierten Bauleitern und Ingenieuren ständig vor Ort auf der Baustelle war.

Nach dem Entfernen der bituminösen Verschleißschicht wurde über die gesamte Projektsfläche ein Zelt gespannt, um den Bereich vor Witterungseinflüssen zu schützen (siehe Abbildung 5.6). Danach wurde mittels Ultraschall eine TOFD-Inspektion (siehe Kapitel 3.1) durchgeführt und die dabei entdeckten Risse im Stahldeck repariert. Dies ist ein sehr zeitintensives Prüfverfahren, welches auf dem blanken Stahl durchgeführt werden muss. Mehrfaches Sandstrahlen war notwendig, um diese blanke Oberfläche zu gewährleisten und machte es schwierig, gleichzeitig andere Tätigkeiten durchzuführen. Die dabei entdeckten Risse im Deckblech wurden mittels Unterpulverschweißung repariert.



**Abbildung 5.6:** Aufbau der Zeltkonstruktion [37]

**Abbildung 5.7:** Aufbringen des Epoxidharzes [38]

Nach der Inspektion wurden an den Rändern L-Profile mit angeschweißten Dübeln angebracht, um ein mögliches „Aufschüsseln“ der RHPC-Deckschicht durch Verkehrslasten, Temperaturbelastungen, Schwinden und/oder lokale Verbundfehlstellen



zu vermeiden (Randdetail D1 - siehe Abbildung 4.10). Nach Beendigung sämtlicher Inspektions-, Reperatur- und Instandsetzungsarbeiten wurde die Stahloberfläche ein weiteres Mal sandgestrahlt (Reinheitsgrad Sa 2.5), um sie von dem zwischenzeitlich aufgetretenen Korrosionsfilm zu befreien.

Als Verbundmittel zwischen dem Stahldeck und der 50mm starken RHPC-Deckschicht kam ein Zwei-Komponenten-Klebstoff auf Epoxidharzbasis zum Einsatz. Dieser wurde auf dem Stahldeck aufgebracht (siehe Abbildung 5.7) und das mit Korngröße 3 - 6 mm kalzinierte Bauxit eingestreut. Bedingt durch die niedrigen Temperaturen und die Tatsache, dass bei der Anwendung des Epoxidharzklebers keine Füllstoffe zum Einsatz kamen, entstand eine ungleichmäßige Verteilung des Epoxidharzklebers und somit auch des Bauxits. Trotz umfangreicher Informationen darüber wurde bei der Verlegung der Bewehrungsmatten keine Rücksicht darauf genommen und anstatt die einzelnen Bewehrungsmatten miteinander zu verschweißen, wurden sie mittels Stahldrähten zusammen gerödelt (siehe Abbildung 5.8). Dies hatte zur Folge, dass sich die Bewehrung unter der Last des Baustellenverkehrs und der fehlenden Steifigkeit der Mattenstöße in der Mitte der beiden Fahrspuren nach oben wölbte. Aufgrund des knappen Zeitplanes beschloss man dies vorerst zu belassen und später durch Querriegelungen in der RHPC-Deckschicht auszugleichen. Durch diese zusätzlichen 20 - 30 mm HPC erreichte die Betondeckung an manchen Stellen 40 - 50 mm anstelle der maximal vorgesehenen 20 mm. Die Bewehrung wurde dabei, wie in Kapitel 4.3.3 als Typ A beschrieben, mittels zwei gegeneinander verschobenen Baustahlmatten ( $\varnothing 8$  mm, #50 x 100 mm) hergestellt.



**Abbildung 5.8:** Bewehrungsprinzip [2]

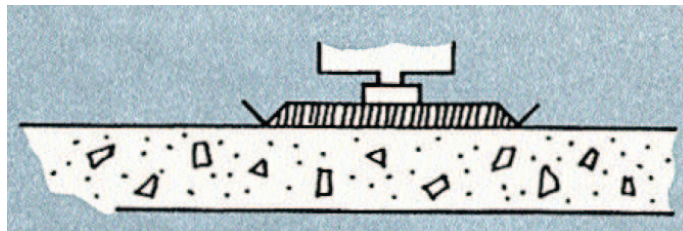


**Abbildung 5.9:** Einbringen des Betons [2]

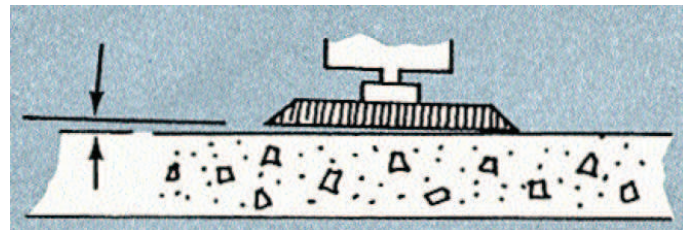
Mit einer mobilen Mischanlage, die auf der Baustelle aufgebaut wurde, wurde der werkseitig vorgemischte Binder (System: CONTEC - Ferroplan<sup>®</sup>) mit den vorort zugewogenen Materialien (Zuschläge, 70 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern) zu einem hochfesten Beton vermischt. Mischlaster und Radlader beförderten den Frischbeton so rasch wie möglich zur Einbaustelle, wo er mit kleinen Kränen verteilt und mit einem Doppelbalken-Vibrationsglätter verdichtet wurde (siehe Abbildung 5.9). Durch den Einsatz von Erstarrungsbeschleunigern war es möglich, deutlich früher mit der abschließenden Oberflächenbehandlung und dem Kugelstrahlen zu beginnen. Direkt

nach dem Verdichten des frisch eingebrachten Betons wurde die Oberfläche mit Flügelglättern bearbeitet (Power Floating - flache Flügel), einige Stunden später wurde dieser Vorgang wiederholt (Power Troweling - leicht geneigte Flügel) (siehe Abbildung 5.10) um eine glatte, dichte und glänzende Oberfläche zu erhalten. Danach wurde die gesamte Oberfläche mit Leinentüchern bedeckt und mit Wasser feucht gehalten. Durch all diese Maßnahmen wurde eine Druckfestigkeit von 30 MPa bereits nach weniger als 24 Stunden nach dem Einbau erreicht. Die Leinentücher wurden entfernt und die Oberfläche kugelgestrahlt, um den erforderlichen SRT-Wert der Rutschfestigkeit von wenigstens 64 SRT-Einheiten zu erreichen. Unmittelbar nach dem Kugelstrahlen wurden die Anschlüsse zu den Nachbarfahrbahnen hergestellt und die Zeltkonstruktion abgebaut. Ein speziell perforiertes Wasserschlaussystem unter den Leiteinrichtungen ermöglichte es, die RHPC-Deckschicht für weitere 7 Tage nachzubehandeln, ohne den fließenden Verkehr zu beeinträchtigen.

Die gesamten Baumaßnahmen von der Sperre der Fahrbahnen bis zur Wiederinbetriebnahme der neuen HPC-Deckschicht wurden in weniger als 120 Stunden absolviert. [2]



(a) Power Floating



(b) Power Troweling

**Abbildung 5.10:** Unterschied zwischen Power Floating und Power Troweling [39]

### 5.2.3 Einrichtung von Dehnungsmessstreifen zur Spannungsmessung

#### Ziel der Messung

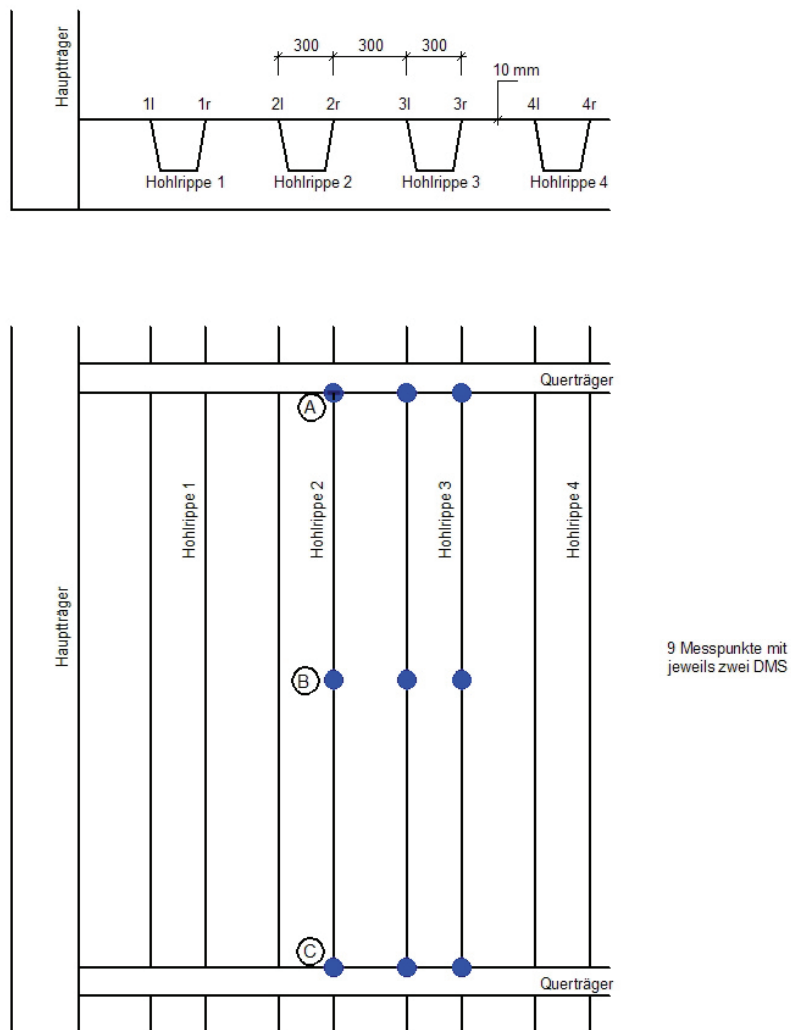
Durch den Austausch der bestehenden Asphalt-Verschleißschicht durch eine RHPC-Deckschicht wurden die Spannungen im Stahldeckblech reduziert. Zusätzlich zu den Berechnungen anhand eines FE-Modells und der Laborversuche in Bauteilgröße wurden an der Caland-Brücke Spannungsmessungen mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) durchgeführt, um die Spannungsreduktionen zu erfassen. Die Messungen erfolgten sowohl unter der konventionellen Asphaltschicht als auch unter der neuen RHPC-Deckschicht. Das Hauptziel dieser Untersuchungen war es, durch die Auswertung der Messergebnisse einen Faktor zu ermitteln, welcher die Spannungsreduktion durch die Anwendung einer RHPC-Deckschicht gegenüber der Asphaltschicht beschreibt.

#### Messanordnung

Im September 2002 wurden die Dehnungsmessstreifen auf der Unterseite des Brückendecks angebracht. Die Anordnung erfolgte unter der Radlage der Schwerverkehrspur. Die Dehnungsmessstreifen wurden in einem Bereich angebracht, der etwa 10 m vor dem Brückenübergang liegt, an dem die Fahrzeuge die Brücke verlassen. In diesem Bereich sind die erhöhenden Einflüsse der dynamischen Belastungen begrenzt und die Berücksichtigung eines dynamischen Beiwertes kann daher entfallen.

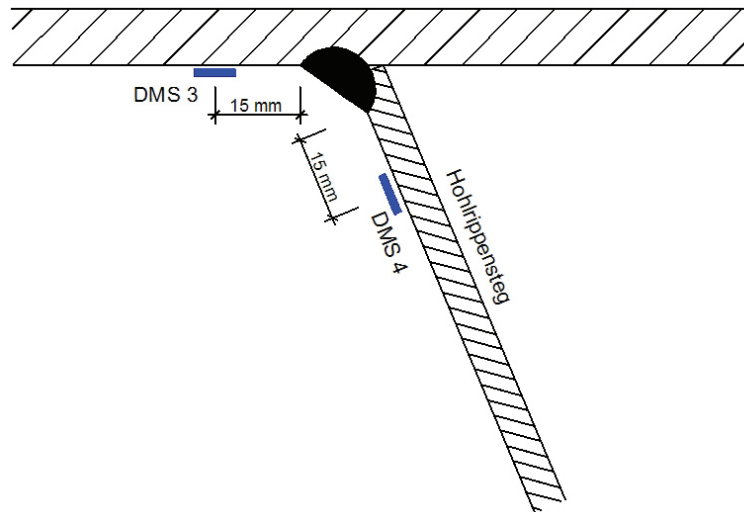
Abbildung 5.11 zeigt einen Überblick über die gemessenen Querschnitte. An 9 Stellen wurden immer paarweise Dehnungsmessstreifen angebracht. Die einzelnen Messstreifen wurden jeweils 15 mm von der Schweißnahtwurzel, der Längsnaht zwischen Hohlrippe und Deckblech, entfernt positioniert (siehe Abbildung 5.12). Abbildung 5.13 zeigt die Lage der Dehnungsmessstreifen zu den Querträgern (Querschnitt A und C). Durch die senkrechte Anordnung wurden die Dehnungen quer zur Brückenlängsachse gemessen.

Die Positionen, an denen die Dehnungsmessstreifen angebracht wurden, wurden so gewählt, dass sowohl die Spannungen, welche für die Rissbildung im Deckblech verantwortlich sind als auch jene, die Risse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Hohlrippe hervorrufen, gemessen werden. Zusätzlich zu den Dehnungsmessstreifen

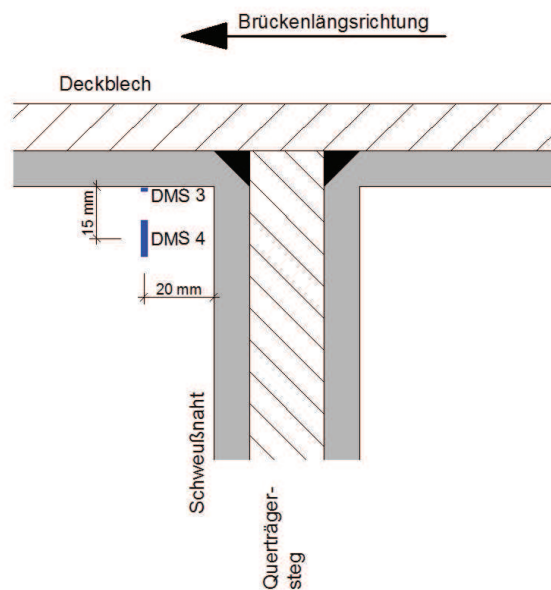


**Abbildung 5.11:** Übersicht der Messpunkte; Querschnitt A, B und C [1]

wurden zwei Temperaturfühler angebracht. Einer wurde direkt mit der Unterseite des Deckblechs verbunden, während der zweite die Lufttemperatur überwacht. Die Nummerierung der einzelnen Messstreifen ist in den Abbildungen 5.14, 5.15 und 5.16 ersichtlich.



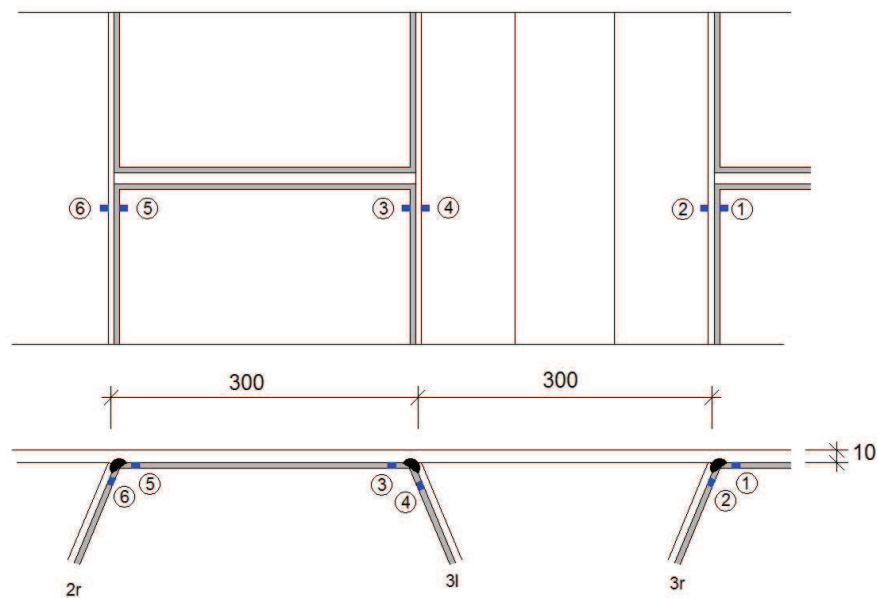
**Abbildung 5.12:** DMS nahe der Schweißnaht in den Querschnitten A,B und C - in Brückenlängsrichtung (z.Bsp. A-3l) [1]



**Abbildung 5.13:** Lage DMS in den Querschnitten A und C - quer zur Brückenlängsrichtung (z.Bsp. A-3l) [1]

Das Hauptaugenmerk liegt auf der Reduktion der Spannungsschwingbreiten im Deckblech im Bereich der Querträger. Die aussagekräftigste Position für die Anordnung eines Dehnungsmessstreifens wäre an der Unterseite des Deckblechs, an der Stelle des Querträgers, möglichst nahe an der Schweißwurzel der Längsnaht und innerhalb der Hohlrippe. Um jedoch diese Stelle für die Befestigung eines Dehnungsmessstreifens

fens zugänglich zu machen, wäre es notwendig gewesen, ein Stück der Hohlrippe zu entfernen. Diese Einschnitte in die Längssteifen würden die Tragfähigkeit soweit reduzieren, dass eine Sperrung der Fahrspur erforderlich gewesen wäre. Da jedoch vom Brückeneigner sämtliche Behinderungen des Verkehrs untersagt wurden, konnten diese Messpunkte nicht in Betracht gezogen werden.



**Abbildung 5.14:** Nummerierung DMS - Querschnitt A [1]

Die durch die Dehnungsmessstreifen erhaltenen Spannungsschwingbreiten wurden unter den natürlichen Verkehrsbelastungen der Caland-Brücke gemessen. Die Messung kann in zwei unterschiedliche Messperioden unterteilt werden:

- Kalenderwoche 10-17 2003: Stahldeck mit einer Oberfläche aus Gussasphalt
- Kalenderwoche 18-31 2003: Stahldeck mit der RHPC-Deckschicht

Die Sanierung der Caland-Brücke erfolgte in der Kalenderwoche 18.

Jede Achse eines schweren Fahrzeuges, welches die Brücke passierte, erzeugte einen Belastungsimpuls, wobei nur der Maximalwert jedes Impulses aufgezeichnet wurde. Zur späteren Analyse wurden nur die Messergebnisse der Wochen KW 14 bis KW 17 sowie KW 19 bis KW 23 herangezogen. [2] [1]

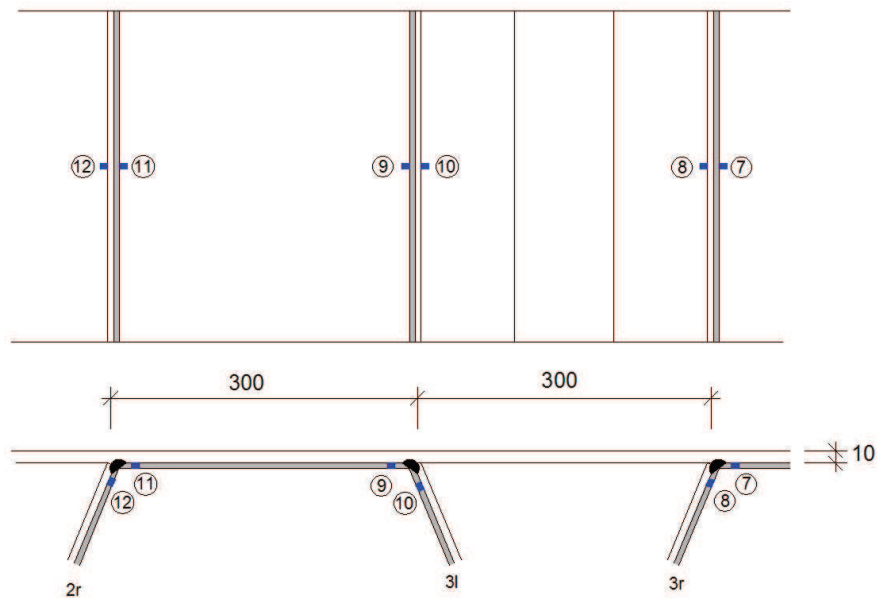


Abbildung 5.15: Nummerierung DMS - Querschnitt B [1]

### Auswertung der Messergebnisse

Aus den Messergebnissen der einzelnen Dehnmessstreifen konnten Spannungskollektive erstellt werden. Bei diesen Kurven kann die Anzahl der Lastwechsel für eine bestimmte Spannungsschwingbreite dargestellt werden. Die Abbildungen 5.17 und 5.18 stellen beispielhaft zwei dieser Spannungskollektive dar, einmal für einen Messpunkt auf der Unterseite des Deckblechs und einmal für einen Messpunkt an einem Hohlrippensteg.

Das Hauptaugenmerk liegt auf der Reduktion der Spannungsschwingbreite im Deckblech der Brückenstruktur an der Stelle der Querträger. Da an der maßgebendsten Stelle (innerhalb der Hohlrippen), wie bereits erläutert, keine Messung möglich war, wurde für die weiteren Analysen vorwiegend auf die Ergebnisse der Messpunkte im Querschnitt B geachtet. Dies lässt sich dadurch begründen, dass die Ergebnisse in der Feldmitte (Querschnitt B) zwischen zwei Querträgern nicht durch Unstetigkeiten in der Struktur des Brückendecks beeinflusst werden. Diese Unstetigkeiten, welche durch den Querträgersteg hervorgerufen werden, sind verantwortlich für eine erhöhte Steifigkeit des Brückendecks in diesen Bereichen. Zwar führt hier die Anwendung einer RHPC-Deckschicht ebenfalls zu einer Reduktion der Spannungsschwingbreite, jedoch ist diese für die Spannungsreduktion im Deckblech nicht repräsentativ. Bei den gemessenen Ergebnissen in den Querschnitten A und C treten diese Einflüsse auf. [2] [1]

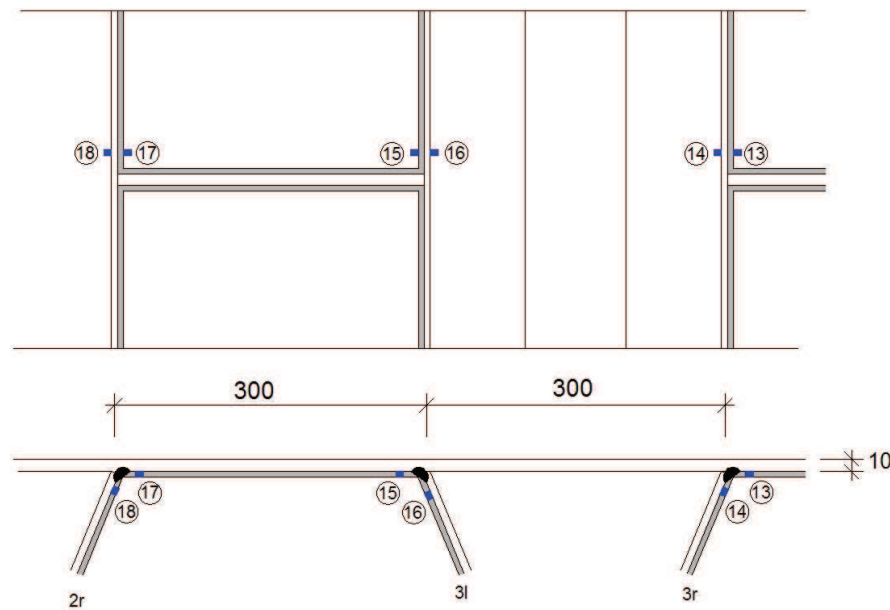


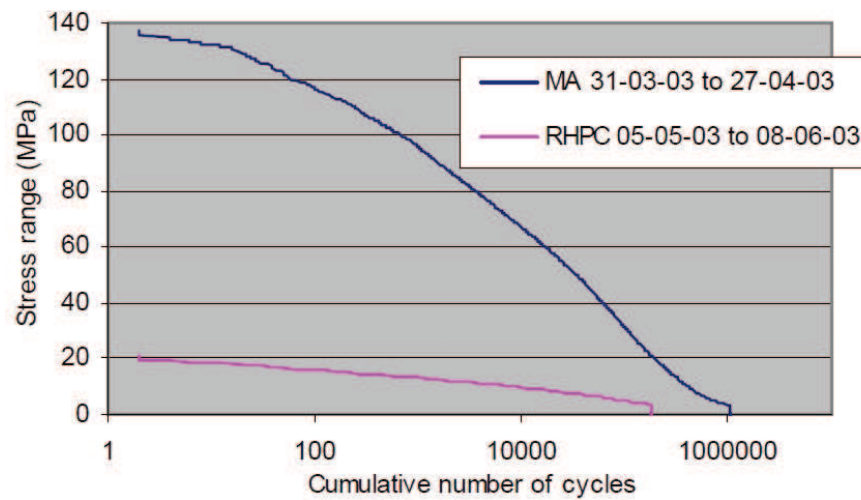
Abbildung 5.16: Nummerierung DMS - Querschnitt C [1]

### Streuungen in den Kollektiven bei Deckschichten aus Asphalt und RHPC

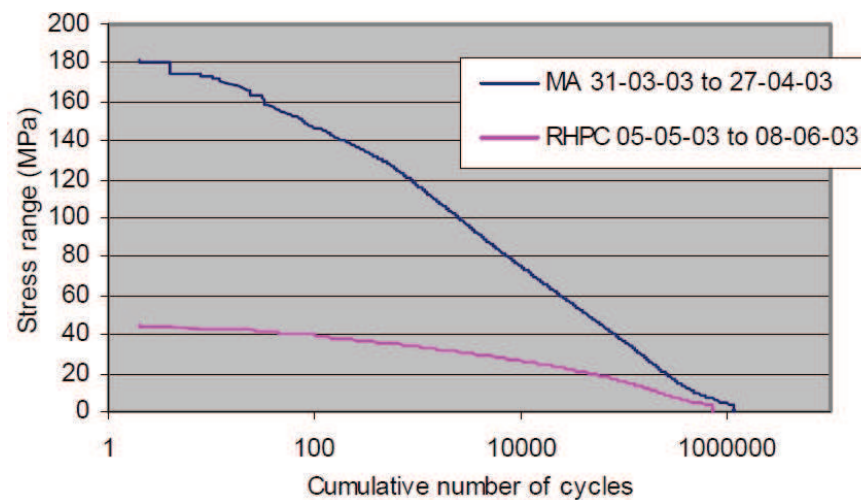
Abbildung 5.19 zeigt die Spannungskollektive für den Dehnungsmessstreifen 7 in der Kalenderwoche 16. Zu diesem Zeitpunkt befand sich noch die alte Asphalt-Verschleißschicht auf dem Brückendeck. Abbildung 5.20 stellt die Spannungskollektive desselben Dehnungsmessstreifens dar, jedoch nach der Aufbringung der RHPC-Deckschicht. Vergleichbar sind diese beiden Diagramme, da der Temperaturverlauf der Kalenderwochen 16 und 23 in etwa derselbe war. Es ist auf den ersten Blick ersichtlich, dass bei der Anwendung einer Asphalt-Verschleißschicht wesentlich größere Streuungen zwischen einzelnen Tages-Spannungskollektiven auftreten als dies bei der neu aufgetragenen RHPC-Deckschicht der Fall ist. Dieses Phänomen konnte in einem ähnlichen Ausmaß ebenso bei den restlichen 17 Dehnungsmessstreifen festgestellt werden.

Die Erklärung für diesen Unterschied in den Streuungen ist folgende: Es ist bekannt, dass die Anzahl und die Größe der Belastungen von Montag bis Freitag nahezu identisch sind. Ebenfalls ergaben Messungen, dass sich die täglichen Verkehrsdichten von Montag bis Freitag kaum unterscheiden und die Verkehrsdichte an den Wochenenden (Samstag und Sonntag) deutlich geringer ausfällt. Ebenso gibt es von Montag bis Freitag keinen relevanten Unterschied am Achslast-Spektrum. Dies deutet darauf hin, dass die Ursache für die Streuungen der Tageskollektive in der Deckschicht liegen muß, da dies die einzige Änderung in der Brückenkonstruktion darstellt. Die Tatsache, dass die Streuung bei der Asphalt-Deckschicht merklich hö-





**Abbildung 5.17:** Spannungskollektiv DMS 7 - Deckblech [40]

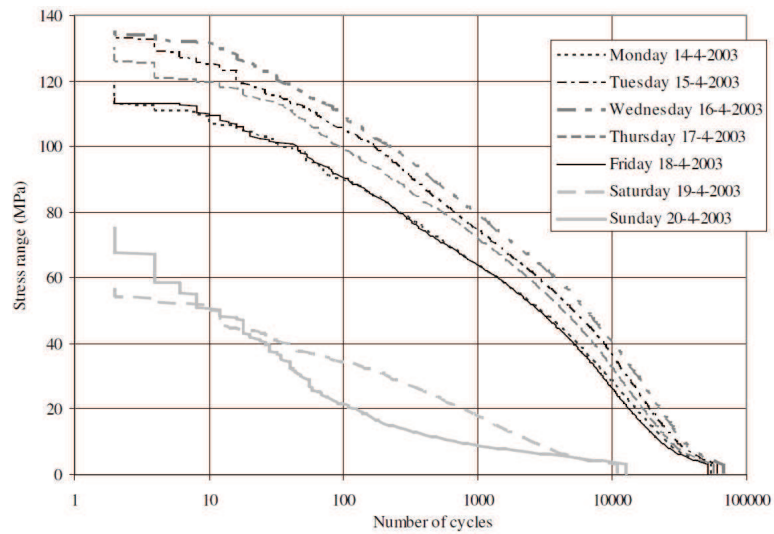


**Abbildung 5.18:** Spannungskollektiv DMS 8 - Hohlrippensteg [40]

her ausfiel und der einzige nennbare Unterschied zwischen den einzelnen Tagen die Temperaturen waren, ließ darauf schließen, dass die Steifigkeit des Brückendecks wesentlich unempfindlicher gegenüber Temperaturschwankungen ist, wenn diese mit einer RHPC-Deckschicht anstelle der konventionellen Asphaltschicht versehen ist. [2] [1]

### Ermittlung des Spannungsreduktionsfaktors

Auf den Abbildungen der Spannungskollektive (siehe Abbildung 5.17 und 5.18) ist bereits eine deutliche Reduktion der Spannungsschwingbreiten zu erkennen. Bei ge-



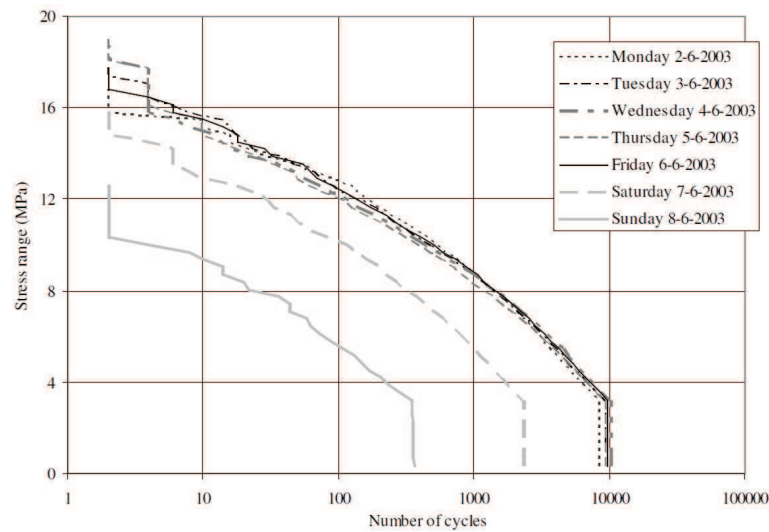
**Abbildung 5.19:** Tages-Spannungskollektive DMS 7 - Gussasphalt - KW16 [1]

ringeren Spannungsschwingbreiten fällt diese Reduktion jedoch deutlich geringer aus oder ist gänzlich verschwunden. Dies kommt daher, dass vorbeifahrende Fahrzeuge nicht nur lokale Spannungen im Deckblech und den Hohlrippen erzeugen, sondern auch globale Spannungen entstehen (Deckblech ist Teil des Hauptträgers). Da jedoch das Hauptziel die Ermittlung von Reduktionsfaktoren für lokale Spannungen im Deckblech war, wurden diese Bereiche für die weiteren Analysen vernachlässigt. Um einen aussagekräftigen Reduktionsfaktor für die Anwendung mit einer RHPC-Deckschicht zu erhalten, mussten die Lastwechselzahlen bei der Messung der RHPC-Anwendung mit dem Faktor 0,8 multipliziert werden. Dies war notwendig, da sich die gesammelten Daten für die Asphalt-Deckschicht auf einen Zeitraum von 4 Wochen bezogen und jene der RHPC-Deckschicht auf 5 Wochen.

Dividiert man die so erhaltenen Spannungsergebnisse (Tabelle 5.2) durch jene der Asphalt-Deckschicht (Tabelle 5.1), erhält man jenen Faktor (Tabelle 5.3), um den sich die Spannungen an den einzelnen Messpunkten und für die jeweiligen Lastwechselzahlen durch die Anwendung einer RHPC-Deckschicht verändert haben.

**Tabelle 5.1:** Spannungsschwingbreiten [MPa] des Kollektives - Deckschicht mit Gussasphalt [40]

Lastwechsel	DMS 7	DMS 8	DMS 9	DMS 10	DMS 11	DMS 12
100	116	146	105	149	62	92
1 000	95	117	85	113	46	72
10 000	67	75	62	68	29	47
100 000	31	36	28	29	11	20



**Abbildung 5.20:** Tages-Spannungskollektive DMS 7 - RHPC-Deckschicht - KW23 [1]

**Tabelle 5.2:** Spannungsschwingbreiten [MPa] des Kollektives - Deckschicht mit RHPC [40]

Lachstwechsel	DMS 7	DMS 8	DMS 9	DMS 10	DMS 11	DMS 12
100	15	39	18	42	15	36
1 000	13	33	15	34	13	31
10 000	9	25	11	26	9	25
100 000	4	14	7	17	0	16

**Tabelle 5.3:** Spannungsreduktionsfaktoren [40]

Lachstwechsel	DMS 7	DMS 8	DMS 9	DMS 10	DMS 11	DMS 12
100	0,13	0,26	0,17	0,28	0,25	0,40
1 000	0,14	0,28	0,17	0,30	0,27	0,43
10 000	0,14	0,34	0,18	0,39	0,31	0,53
100 000	0,13	0,38	0,26	0,59	0,00	0,79

In den Abbildungen und Tabellen ist ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Spannungsreduktion und der Anwendung der RHPC-Deckschicht erkennbar. Für die Dehnungsmessstreifen 11 und 12 wurden merklich kleinere Reduktionen erzielt. Dies kann damit begründet werden, dass diese beiden Messstreifen etwas außerhalb der Fahrspur des rechten Rades liegen und somit der Einfluss der globalen Tragwirkung zunimmt. Auch die höheren Faktoren bei 100 000 Lastwechseln sind auf dieses Phänomen zurückzuführen.

Basierend auf den Messungen wurden durchschnittliche Spannungsreduktionsfaktoren ermittelt. Dies ergab einen Faktor von 0,2 für Spannungen im Deckblech und 0,4 für Spannungen in den Hohlrippen.

Für eine einfache Abschätzung der Verlängerung der Lebensdauer durch diese Reduktionsfaktoren wird als Neigung der Ermüdungsfestigkeitslinie  $m = 3$  angewendet. Der Faktor für die Lebensdauerverlängerung kann mit  $\frac{1}{0,2^3} = 125$  gegen Ermüdungsschäden im Deckblech und mit  $\frac{1}{0,4^3} = 16$  gegen Ermüdungsschäden in der Längsschweißnaht zwischen Hohlrippe und Deckblech abgeschätzt werden. Dies sind sehr konservative Annahmen, da ein wesentlicher Teil der Spannungsschwingbreiten im Bereich der Neigung  $m = 5$ , d.h. sogar unter der Dauerfestigkeit liegt. [2] [40]

## 5.3 Moerdijk-Brücke (NL)

### 5.3.1 Bauwerksbeschreibung

#### Kenngrößen des Brückenbauwerks

Baujahr:	1978
Bauwerkslänge:	1.030 m
Spannweite:	11-feldrig, max. 100 m
Deckblechstärke $t$ :	10/12/14 mm
Belagsstärke $d$ :	60 mm (Asphalt)
Hohlrippenabstand $e_1 = e_2$ :	-
untere Hohlrippenbreite $e_u$ :	-
Hohlrippenhöhe $h_R$ :	-
Verhältnis $e/t$ :	-

Die Moerdijk-Brücke ist der Teil der A16 zwischen Rotterdam und Breda, führt über den Hollands Diep und verbindet damit die Provinz Nordbrabant mit der Dordrechter Insel. Die ursprüngliche Moerdijk-Brücke wurde 1930 erbaut und 1944 im Zweiten Weltkrieg zerstört. Wiedererrichtet besitzt die Brücke eine Gesamtlänge von etwa 1.030 m und ist somit die größte orthotrope Stahlbrücke in den Niederlanden. Die 11-feldrige Brücke (max. Spannweite 100 m) ist mit einem Verkehrsaufkommen von mehr als 100.000 Fahrzeugen täglich eine der meist frequentierten Brücken Westeuropas.



Abbildung 5.21: Moerdijk-Brücke [41]

### 5.3.2 Sanierungsprojekt

#### Kenngrößen der Sanierung

Projektausmaß:	2 x 16.000 m <sup>2</sup>
Belagsstärke d:	47 - 100 mm (RHPC-Deckschicht)
Zwischenschicht:	BOLIDT - Boligrip <sup>®</sup> W/MDB inkl. Bauxiteinstreuung
Beton:	B105 (C90/105), CONTEC ApS - Ferroplan <sup>®</sup>
Stahlfasern:	-
Bewehrung:	<b>Abschnitt 1:</b> Mattenbewehrung Typ A Ø8, 3-lagig, 24 kg/m <sup>2</sup> <b>Abschnitt 2:</b> Rollmatten Typ B1/B2 2-lagig, 20 kg/m <sup>2</sup> / 23,7 kg/m <sup>2</sup>

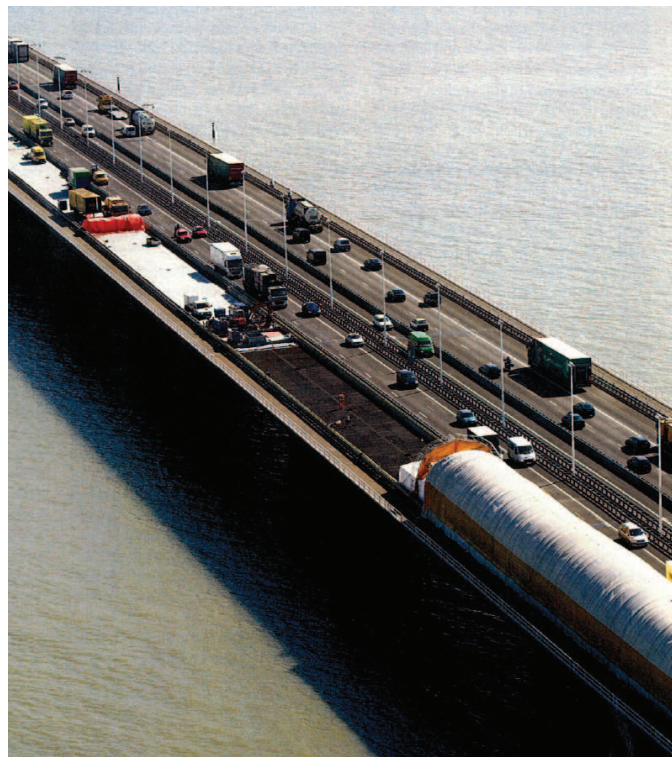
Die Instandsetzungsarbeiten der Deckblechrisse an der Moerdijk-Brücke verursachte nicht nur eine erhebliche finanzielle Belastung durch die Reparatur tausender Meter Risse und der Aufbringung einer neuen Asphaltsschicht, sondern stellten auch eine hohe ökologische Belastung für die Umwelt dar. Zusätzlich zu den Unmengen an anfallendem Abfall (Asphalt) hatten die Instandsetzungsarbeiten auch eine erhöhte Belastung der Luft zur Folge, hervorgerufen durch die langen Staus infolge der Verkehrsbehinderungen bei solchen Arbeiten. Da bei der Moerdijk-Brücke diese Instandsetzungsarbeiten bereits alle 4 - 6 Jahre notwendig wurden, wurde eine komplette Sanierung und Ertüchtigung erforderlich.

Im Zeitraum zwischen Mai und November 2005 wurde die erste Richtungsfahrbahn (Richtung Rotterdam) saniert. Dabei wurde die Sanierung (ca. 16.000 m<sup>2</sup>) in zwei Abschnitten durchgeführt, um die Beeinträchtigung für den Verkehr möglichst gering

zu halten (siehe Abbildung 5.22).

Nach dem Entfernen der alten Asphaltdecke über die gesamte Brückenlänge (2 Fahrstreifen) wurden die Arbeiten in Zyklen von je 100 m (feldweise) ausgeführt. Dabei bestand jeder dieser Zyklen aus der Inspektion, der Reparatur der Deckblechrisse, dem Sandstrahlen und dem Aufbringen der neuen RHPC-Deckschicht. Danach wurde die Zeltkonstruktion, die die Arbeiten vor Umwelteinflüssen schützte, um ein Feld weiter gerückt.

Durch die unterschiedliche Deckblechstärke variiert die Stärke der RHPC-Deckschicht zwischen 47 - 100 mm. Eine exakte Verlegung der dichten Bewehrung war hierbei erforderlich, um die Betondeckung von 20 - 25 mm gewährleisten zu können. Als Verbindungsschicht zwischen dem sandgestrahlten Stahldeck (Sa 2.5) und der RHPC-Deckschicht kam die speziell für diese Anwendung entwickelte Epoxid-Haftschrift BOLIDT - Boligrip<sup>®</sup> W/MDB zum Einsatz. In den Bereichen, an denen die RHPC-Deckschicht eine Stärke von 60 mm oder mehr hat, wurde zu der ausgeführten Bewehrungsart Typ A ( $\varnothing 8$  mm, #50 x 100 mm), wie sie bereits in Kapitel 4.3.3 beschrieben ist, eine zusätzliche Bewehrungslage ( $\varnothing 8$  mm) angeordnet.



**Abbildung 5.22:** Luftaufnahme während der Bauphase [42]

Der Einbau der Bewehrung und das Einbringen des in einer nahegelegenen Mischanla-

ge hergestellten Frischbetons gestaltete sich schwieriger als bei anderen Projekten. Zum einen waren die unterschiedlichen Schichtstärken ein Kriterium und zum anderen war das Befahren der Bewehrung bei diesem Projekt nicht möglich. Aus diesem Grund kamen zwei, speziell für diesen Einsatz konstruierte Traversen zum Einsatz. Die Traversen bewegten sich auf 100 - 150 m langen Schienen zwischen den Leiteinrichtungen. Dabei übernahm eine Traverse die Funktion des Transports des Betons vom Mischlastler zur Einbaustelle, während die zweite, mit dem auf ihr befindlichen Minibagger, für den Einbau und die Verteilung zuständig war. (siehe Abbildung 5.23)



**Abbildung 5.23:** Einbringen des Frischbetons  
[42]



**Abbildung 5.24:** Einbau mit Rüttelbohle  
[42]

Bei der ersten Phase der Ertüchtigung der Moerdijk-Brücke (1. Richtungsfahrbahn) erreichte der Auftragnehmer, trotz der Anwendung der vorgeschriebenen Rüttelbohlen (siehe Abbildung 5.24) für den Einbau, nicht die erforderliche Ebenheit von maximal 3 mm auf 3 m. Einer der Gründe für diese Unebenheiten war die fehlende Anpassungsmöglichkeit der L-Profile (Randdetail D1, siehe Abbildung 4.10). Diese mit Dübeln versehenen Stahlprofile wurden, um ein Aufschüsseln zu vermeiden, direkt auf dem Deckblech montiert. Auch konnte die Rutschfestigkeit, welche beim Pilotprojekt auf der Caland-Brücke erreicht wurde, nicht hergestellt werden. Die Tatsache, dass die Brücke während der gesamten Ertüchtigungsmaßnahmen für den Verkehr offen blieb und die damit verbundenen Bewegungen und Vibrationen, führten in Kombination mit den fehlenden Erfahrungen mit dieser Ertüchtigungsmethode zu größeren Schwierigkeiten als vorhergesehen.

Ein Jahr später wurden an zwei Stellen Schäden an der neuen RHPC-Deckschicht festgestellt. Der Grund dafür war ein mangelhafter Verbund zwischen dem HPC und der Verbundschicht (Epoxidharzschicht mit einer Einstreuung aus Bauxitgranulat). Es zeigte sich, dass sich durch die dichte Verlegung der Bewehrungsmatten der Frischbeton nicht vollständig in alle Hohlräume ausbreiten konnte (siehe Abbildung 5.25). Dies konnte vor allem im Bereich der geschweißten Mattenstöße festgestellt werden. Dabei wurden Hohlräume mit einem Durchmesser von bis zu 30 mm

entdeckt. Genauere Untersuchungen zeigten, dass die RHPC-Deckschicht auf einer Fläche von insgesamt 1.500 m<sup>2</sup> fehlerhaft war und ersetzt werden musste.



**Abbildung 5.25:** Schlechte Ausbreitung des HPC zwischen der dichten Bewehrung [30]

Mittels Hochdruckwasserstrahl-Verfahren (1100 bar) konnte der ausgehärtete Beton entfernt werden. Anschließend wurde die Bewehrung in dem betroffenen Bereich heraus geschnitten. Das Entfernen der RHPC-Deckschicht inklusive der Bewehrung war eine teure (400.000 €) und zeitintensive Aufgabe und nahm den gesamten Winter 2006/07 in Anspruch.

Bei der erneuten Aufbringung der RHPC-Deckschicht in den betroffenen Bereichen wurden nun einige Änderungen vorgenommen. So wurde anstatt eines L-Profiles ein System gewählt, bei dem zwei Stahlprofile durch eine Verschraubung miteinander verbunden sind und Einstellungen vorgenommen werden können (Randdetail D2, siehe Abbildung 4.11). Weiters wurde die Bewehrungsführung in Abhängigkeit der Deckschichtstärke geändert:

- **d ≤ 55 mm:** Typ B1 - Eine Lage Ø8 mm, # 50 mm in Brückenlängsrichtung und eine Lage Ø12 mm, # 75 mm in Brückenquerrichtung.
- **d > 55 mm:** Typ B2 - Je eine Lage Ø12 mm, # 75 mm in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung.

Durch die Änderung der Bewehrung war es möglich, Rollmatten zu verwenden, die eine deutliche Verringerung des Zeitaufwandes bewirken. Bei der Einbringung des Frischbetons wurde auf die Traversen verzichtet, stattdessen wurden lange Förderbänder für den Frischbetontransport herangezogen. Dabei wurde der Beton um etwa 5 mm stärker eingebracht und später durch lasergesteuertes Abfräsen einer dünnen Schicht (5 mm) hinsichtlich der Ebenheit verbessert.



Ein Jahr später als geplant, 2007, wurde die zweite Richtungsfahrbahn (16.000 m<sup>2</sup>) mittels einer RHPC-Deckschicht ertüchtigt. Es wurden jedoch einige Änderungen gegenüber der 1. Richtungsfahrbahn vorgenommen. Dies betraf vor allem die Bewehrungsanordnung. Es wurde die Bewehrungsführung gewählt, die bereits zuvor bei den Sanierungsmaßnahmen zum Einsatz kam. Diese Maßnahmen führten zu einem vereinfachten Einbau und Verdichtung des Frischbetons.

Auch das Einbauverfahren wurde geändert, um die Verteilung und Verdichtung weiter zu optimieren. So kamen anstelle der Traverse Förderbänder zum Einsatz, die für den Transport des Frischbetons zu den Einbaustellen sorgten. Eine mobile Mischanlage stellte den HPC direkt an der Baustelle her, um lange Lieferzeiten zu verhindern.

Weiters wurde die Betonoberfläche nicht wie zuvor mit dem Power-Floating-Verfahren behandelt (siehe Abbildung 5.10), da eine Epoxidharzschicht mit einer Einstreuung aus kalziniertem Bauxit als Verschleißschicht vorgesehen war (siehe Abbildung 5.26). Diese Verschleißschicht aus BOLIDT - Boligrip<sup>®</sup> wurde nun auch auf der 2 Jahre zuvor sanierten Richtungsfahrbahn aufgebracht, um die Rutschfestigkeit und Ebenheit zu verbessern. [29] [30] [43]



**Abbildung 5.26:** Aufbringung der Verschleißschicht [44]

## 5.4 Lek-Brücke (Hagestein, NL)

### 5.4.1 Bauwerksbeschreibung

#### Kenngrößen des Brückenbauwerks

Baujahr:	1975
Bauwerkslänge:	340 m
Spannweite:	155 m
Deckblechstärke $t$ :	12 - 14 mm
Belag:	60 mm (Asphalt)
Hohlrippenabstand $e_1 = e_2$ :	-
untere Hohlrippenbreite $e_u$ :	-
Hohlrippenhöhe $h_R$ :	-
Verhältnis $e/t$ :	-

Das Brückenbauwerk über den Lek besteht aus zwei getrennten Brücken mit jeweils einer Länge von etwa 340 m und einer mittleren Breite von 12 m. Die Brücken sind Teil der A27 zwischen Breda und Almere.



**Abbildung 5.27:** Lek-Brücke [45]

## 5.4.2 Sanierungsprojekt

### Kenngrößen der Sanierung

Projektausmaß:	2 x 4.200 m <sup>2</sup>
Belagsstärke d:	60/65 mm (RHPC-Deckschicht)
Zwischenschicht:	2K-Epoxidharzklebstoff (inkl. Bauxiteinstreuung)
Beton:	B105 (C90/105), CONTEC ApS - Ferroplan <sup>®</sup>
Stahlfasern:	-
Bewehrung:	Rollmatten Typ A Ø8, 3-lagig, # 50 mm, 24 kg/m <sup>2</sup>

Im Jahr 2005 wurde die erste Richtungsfahrbahn der Lek-Brücke saniert und die alte Verschleißschicht durch eine neue RHPC-Deckschicht ersetzt. Die gesamten Baumaßnahmen mussten nach einem sehr straffen Zeitplan erfolgen, da für die Durchführung nur 14 Tage im Juli zur Verfügung standen. Die RHPC-Deckschicht wurde mit einer Stärke von 60 mm ausgeführt, somit konnte die Standardanordnung der Bewehrung ausgeführt werden (siehe Kapitel 4.3.3). Dies bedeutete eine 3-lagige Bewehrung mit je Ø8 mm. Jedoch wurden anstelle der traditionellen Bewehrungsmatten Bewehrungs-Rollmatten verwendet. Bei diesem Projekt wurden die Randabschlüsse mittels angeschweißten Z-Profilen hergestellt (Randdetail D3, siehe Abbildung 4.13). Diese Menge an Bewehrungseisen machte es auch möglich, unter Zuhilfenahme hölzerner Platten den Frischbeton mit den Mischlastern über die Bewehrungsmatten zur Einbaustelle zu transportieren. Der dazu verwendete Frischbeton wurde nicht vorort, sondern in einer nahegelegenen Mischanlage hergestellt und in einer 45-minütigen Fahrt angeliefert. Die gesamten Betonierarbeiten konnten innerhalb von 2 Tagen abgeschlossen werden. Bei der Anlieferung wurde der Frischbeton über die gesamte Breite der Brücke (12 m) eingebaut. Die ursprüngliche Idee war es, den Frischbeton mittels eines Gleitschalungsfertigers einzubauen, doch durch das relativ geringe Bauvolumen war ein traditioneller Einbau mittels Vibrationsbalkenklärers kostengünstiger.

Wie bei den meisten ähnlichen Projekten fanden sämtliche Arbeiten, also auch das Aufbringen der Epoxidharzschicht und das Einstreuen des Gesteinsgranulats sowie sämtliche Betonierarbeiten, unter einer pneumatischen Zeltkonstruktion statt, welche über die gesamte Fläche (4.200 m<sup>2</sup>) gespannt wurde, um die Arbeiten vor Witterungseinflüssen zu schützen.

Um die gewünschte Rutschfestigkeit zu erhalten, wurde unmittelbar nach dem Betonieren die gesamte Brückenoberfläche sandgestrahlt. Nach dem Sandstrahlen war an einigen Stellen die Bewehrung sichtbar oder besaß nur eine minimale Betondeckung. Da die verwendeten Rollmatten eine geringere Steifigkeit als die traditionell

verwendeten Bewehrungsmatten aufweisen, war es möglich, dass diese aufsteigen, wenn der Beton unter die Bewehrung hineinvibriert wird.

Unmittelbar nachdem die RHPC-Deckschicht die gewünschte Festigkeit von 50 MPa erreicht hatte (innerhalb 24 Stunden nach dem Betonieren), wurde die Brücke wieder für den Verkehr freigegeben. Ein spezielles Schlauchsystem unter den Leiteinrichtungen, so wie es auch beim Pilot-Projekt der Caland-Brücke eingesetzt wurde, erlaubte es, die frische RHPC-Deckschicht für weitere 7 Tage mit Wasser nachzubehandeln, ohne den Verkehr zu beeinträchtigen.

Bei diesem Projekt konnte trotz genauester Planung und Vorbereitung vorerst nicht die gewünschte Ebenheit und auch nicht die erforderliche Rutschfestigkeit der Oberfläche erreicht werden.

Im Sommer 2006 wurde auch die zweite Richtungsfahrbahn der Lek-Brücke einer Sanierung unterzogen. Das Aufbringen der neuen RHPC-Deckschicht konnte innerhalb von 3 Tagen durchgeführt werden. Doch wegen den Erfahrungen, die ein Jahr zuvor gesammelt wurden, und der Tatsache, dass noch andere Sanierungsarbeiten an der A27 in dieser Richtung notwendig waren, wurde eine längere Sperre des Autobahnabschnittes vorgesehen.

Eine Herausforderung waren die extrem hohen Temperaturen. Während der Einbringung des hochfesten Betons wurden Außentemperaturen von bis zu 37 °C gemessen. Im Arbeitsbereich unterhalb der Zeltkonstruktion konnten diese auch bis auf 47 °C steigen.

Die grundsätzliche Sanierungsmethode wurde, im Vergleich zu der ein Jahr zuvor stattgefundenen ersten Sanierung, nicht geändert. Jedoch wurden Änderungen an Bewehrungsdetails durchgeführt, um einen rascheren Einbau der Bewehrung zu ermöglichen und auch hinsichtlich der Ebenheit der späteren Betonoberfläche Verbesserungen zu erzielen. So wurden in den Randbereichen schmale Bewehrungsmatten verwendet, da diese einfacher und schneller unter den Z-Profilen zu verlegen sind als die Rollmatten. Um die Problematik der geringen Betondeckung zu vermeiden, wurde diesmal eine 65 mm starke RHPC-Deckschicht vorgesehen. Auch die Einbaumethode wurde leicht angepasst. So kam eine Verteilerschnecke zum Einsatz, die die HPC-Schicht vor den Vibrationsbalkenglätttern ausnivellierte.

Der Einbau war, trotz der hohen Temperaturen und den Betonierleistungen von bis zu 15 m<sup>3</sup>/h, erfolgreich. Nur innerhalb eines kleinen Bereiches waren vermehrt Schwindrisse erkennbar. Diese entstanden dadurch, dass einer der Ventilatoren, die zur Kühlung der Arbeiter aufgestellt wurden, direkt auf die aushärtende Betonoberfläche gerichtet war.

Im Zuge der Sanierung der zweiten Richtungsfahrbahn wurde auf der im Jahre 2005 sanierten ersten Brückenkonstruktion eine Verschleißschicht (BOLIDT - Boligrip®), wie sie auch auf der Moerdijk-Brücke zum Einsatz kam, aufgebracht. Dadurch konnte die Ebenheit erhöht und auch die erforderliche Rutschfestigkeit erreicht werden. (siehe Abbildung 5.26)

Untersuchungen 3 Jahre nach den Sanierungsarbeiten zeigten, dass die neue RHPC-Deckschicht an der damals 25 Jahre alten LK-Brücke die in sie gesetzten Erwartungen erfüllt und die Stahlspannung wie vorgesehen reduziert. Dies sollte sicherstellen, dass die Brücke für weitere 30 Jahre Bestand hat. [29] [30] [43]

## 5.5 Brücke in Illzach (FRA)

### 5.5.1 Bauwerksbeschreibung

#### Kenngrößen des Brückenbauwerks

Baujahr:	1970
Bauwerkslänge:	106 m
Spannweite:	106 m
Deckblechstärke $t$ :	10 - 14 mm
Belagsstärke $d$ :	80 mm (Asphalt)
Querträgerabstand:	3,20 m
Hohlrippenabstand $e_1 = e_2$ :	-
untere Hohlrippenbreite $e_u$ :	-
Hohlrippenhöhe $h_R$ :	-
Verhältnis $e/t$ :	-



**Abbildung 5.28:** Brücke Illzach [46]

Die Fachwerk-Brücke über den Hünigenkanal (Rhein-Rhone-Kanal) in Illzach, nahe Mulhouse, wurde 1970 errichtet. Die beiden 1-feldrigen Warren-Träger besitzen eine



**Abbildung 5.29:** Untersicht auf die Brücke in Illzach [47]

Spannweite von 106m und tragen die unten liegende orthotrope stählerne Fahrbahnplatte. Über die 12,60 m breite Brücke führt eine 8m breite 2-spurige Fahrbahn, ein Teil der Autobahn RD201. Die Fahrbahnplatte besteht aus einem 10 bis 14 mm starken Deckblech. Um die Steifigkeit des Stahldecks in Längsrichtung zu erhöhen, wurden über die gesamte Breite 17 trapezförmige Hohlrippen angeordnet. Diese längsverlaufenden Hohlrippen werden alle 3,20m von Querträgern unterbrochen. Als Fahrbahnbelag wurde eine zweilagige Asphaltsschicht mit einer Gesamtstärke von 80 mm aufgebracht.

Die orthotrope Fahrbahnplatte wies eine große Anzahl an Rissen entlang der Schweißnähte zwischen den Hohlrippen und den Querträgern (siehe Kapitel 2.5) auf. Bei einer ersten Untersuchung im Jahre 2001 wurden 183 Risse entdeckt. Bei einer genaueren Überprüfung im Jahre 2009 wurden weitere 60 solcher Risse dokumentiert. Die meisten dieser Risse zeigten keine Anzeichen für ein weiteres Ausbreiten. Einige wenige dieser Risse hatten sich jedoch bereits in die horizontale Schweißnaht zwischen Hohlrippe und Deckblech ausgebreitet. Das Vorhandensein von Wasser in den Hohlrippen deutete darauf hin, dass sich auch bereits Ermüdungsrissse im Deckblech der Brücke befanden. Diese Vermutung wurde nach dem Entfernen des Asphaltbelags bestätigt.

## 5.5.2 Sanierungsprojekt

### Kenngrößen der Sanierung

Projektausmaß:	850 m <sup>2</sup>
Belagsstärke d:	50 mm (UHPFRC)-Fertigteile)
Zwischenschicht:	Kopfbolzendübel
Beton:	C165 Eiffage TP - BSI®
Stahlfasern:	195 kg/m <sup>3</sup>
Bewehrung:	unbewehrt

Da die Beschädigungen hauptsächlich am Fahrbahndeck an den Anschlussstellen zwischen den Hohlrippen und den Querträgern festzustellen waren (siehe Kapitel 2.2.2) und sich die Fachwerkträger in einem sehr guten Zustand befanden, war eine lokale Erhöhung der Steifigkeit durch das Aufbringen einer dünnen Schicht aus ultrahochfestem-faserbewehrten-Beton (UHPFRC) die erfolgversprechendste Lösung. Besonderes Augenmerk musste auf die möglichst starre Verbindung zwischen dem bestehenden Stahldeck und der Betonschicht gelegt werden. Durch diese Maßnahme wird eine Erhöhung des Trägheitsmomentes des Fahrbahndecks erreicht, welches zu einer Reduzierung der Biegemomente in dem Stahldeck sowie zu einer wesentlichen Verringerung der Spannungen in den Schweißverbindungen zwischen den Hohlrippen und den Querträgern führen sollte.

Bei der Brücke in Illzach kam eine Kombination aus Fertigteilen und Ortbeton zum Einsatz. Durch die Verwendung von vorgefertigten UHPFRC-Teilen wurden die Störungen und Beeinträchtigungen für den Verkehr auf ein Minimum reduziert. Weiters wurde die Menge des auf der Baustelle herzustellenden Betons stark reduziert und somit auch der Umfang der, für das Betonieren notwendigen Ausrüstung. Begünstigt wurde die Anwendung von Fertigteilen durch die gerade Bauform der Brücke, da dadurch das gesamte Projekt mit einem einheitlichem Fertigteil-Typ bewältigt werden konnte.

Das Ziel war es, die gesamten Arbeiten zur Verstärkung der Brücke unter einer Total Sperre der Brücke innerhalb von 9 Wochen (Juli bis August 2011) zu bewältigen. Für die Herstellung der insgesamt 66 UHPFRC-Fertigteile benötigte das Fertigteilwerk bei einer Tagesleistung von 4 Platten insgesamt 4 Wochen. Die gesamte Baudauer unterteilte sich in zwei Phasen.

Die erste Phase beanspruchte 2 Wochen und beinhaltete das Entfernen des Fahrbahnbelages (Asphaltbeton) und der Abdichtung sowie das Anbringen eines Geotextiles am Schutzgeländer der Brücke, um den darunter liegenden Kanal vor her-

abfallenden Materialien und sonstigen Objekten zu schützen. Weiters wurde die Oberfläche des orthotropen Stahldecks mittels Hochdruckwasserstrahlverfahrens beziehungsweise Kugelstrahlverfahrens bei festsitzenderen Asphaltbetonresten vorbereitet. Weiters wurden die bereits vorhandenen Risse entfernt.

In der zweiten Phase, Dauer 7 Wochen, wurden die tatsächlichen Verstärkungsmaßnahmen durchgeführt. In einem ersten Schritt wurden in den Bereichen der Fertigteilstöße Bolzen auf das Stahldeck angebracht, weiters wurden in den Zwischenbereichen Bewehrungsmatten verlegt. Danach wurden die vorgefertigten, 50 mm starken UHPFRC-Platten (ca. 3,45 x 3,15 m) verlegt und eingerichtet und die Stöße sowie Aussparungen mittels vor Ort hergestelltem UHPFRC vergossen. Der Bereich zwischen den Fertigteil-Platten und dem Stahldeck wurden mittels Injektionsmörtels verpresst und abschließend wurde über die gesamte Fahrbahn eine 8 mm dünne Verschleißschicht aufgebracht.

**Tabelle 5.4:** Betonrezeptur und mechanische Eigenschaften - Eiffage TP - BSI®

Inhaltsstoffe pro m <sup>3</sup>		mech. Eigenschaften	
Binder (*)	2296 kg	Dichte	2,75 t/m <sup>3</sup>
Superplastizierer	40 kg	Druckfestigkeit $f_{c28}$	165 N/mm <sup>2</sup>
Anmachwasser	185 kg	Zugfestigkeit $f_{t28}$	8,8 N/mm <sup>2</sup>
Stahlfasern l=20mm Ø=0,3mm	195 kg	Zugfestigkeit $\sigma_{bt28}$	7,72 N/mm <sup>2</sup>
Die Stahlfasern sind gerade und aus hochelastischem Stahl		Elastizitätsmodul $E_{i28}$	57 kN/mm <sup>2</sup>
		gesamtes inneres Schwinden	550 $\mu$ m/m
		gesamtes Trocknungsschwinden	150 $\mu$ m/m
		gesamtes Kriechen	$K_{fl} = 1$

(\*) werksseitig vorgemischter Binder aus Zement, Mikrosilika und Zuschlagstoffen

(\*\*) sämtliche Festigkeitswerte sind charakteristische Werte

### 5.5.3 Überwachung während und nach der Herstellung

Während der Planungs- und Ausführungsphase war es die Aufgabe des *Réseau Scientifique et Technique* (Technisches und wissenschaftliches Netzwerk) die wissenschaftliche Gültigkeit der zu Anwendung kommenden Konstruktion, die Wahl der geeigneten Materialien, die Ausführung sowie das richtige Verfahren für die zum Einsatz kommenden Materialien zu überprüfen und zu überwachen.

Folgende Aufgaben wurden dabei durchgeführt:

- Genaue Inspektion der Warren-Träger und des Deckblechs nach dem vollständigen



digen Entfernen des bituminösen Belags. Der Grund für diese genaue Inspektion ist das bereits erwähnte Entdecken von Rissen in der Verbindung zwischen dem Stahldeckblech und den Hohlrippen.

- Kontrolle der Fertigteile und deren Lage: Qualitätskontrolle, Kontrolle der Geometrie und der Plattenstärke während der Herstellung der Fertigteileplatten, Hammertest an den Schweißnahten einiger Kopfbolzendübel, Kontrolle der Gesamtgeometrie der Fertigteile nach dem Aufbringen auf dem Deck, Überprüfung der Verfugung, Überprüfung des Schwindmaßes in den Aussparungen und Inspektion mittels Wärmebildkamera kombiniert mit Pull-off-Tests auf der wasserdichten auf Kunstharz basierenden Verschleißschicht und der dazugehörigen Einstreuung aus Korund ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ).

#### 5.5.4 Bestätigung der zur Ausführung gelangten Sanierung

Zusätzlich zu den Konstruktionsstudien des Auftragnehmers verglichen wissenschaftliche Studien (siehe Kapitel 6.2) die Ergebnisse der für die Brücke eigens entwickelten Tests vor und nach den Arbeiten, welche das gesamte Projekt bestätigen sollten. Der Zweck dieser Validierung war es, das tatsächliche mechanische Verhalten der Brücke mit dem theoretischen Verhalten, das mit finiten Elementen errechnet wurde, zu vergleichen. Weiters sollte damit die mechanische Leistungsfähigkeit vor und nach der Verstärkung ermittelt werden, um die restliche Lebensdauer des reparierten Systems abzuschätzen.

Beim globalen Biegetragverhalten der Brücke muss auch die Positionierung der einzelnen Fertigteileplatten auf dem bestehenden Tragwerk berücksichtigt werden, da sie nur einen punktuellen Verbund mit dem orthotropen Stahldeck aufweisen. Unter Berücksichtigung der lokalen Biegebeanspruchungen wurden die Anschlüsse und Verbindungen an die einzelnen Querträger überwacht. Dabei wurden die Einflüsse der Verkehrsbelastung, die Temperaturunterschiede zwischen den Betonplatten und der Stahlelemente und das Schwinden berücksichtigt.

Im Detail beinhaltete das Monitoring folgende Aufgaben:

*Zur Ermittlung der Ermüdungseinflüsse:*

Um das aktuelle Verkehrsaufkommen über die Brücke zu charakterisieren, wurde der Verkehrsfluss für einen Monat aufgezeichnet, und durch simultanes Aufzeichnen von Spannungsänderungen in einem Hauptträger und den Hohlrippen können die lokalen und globalen dynamischen Effekte bestimmten Verkehrsbelastungen zugeordnet werden. Zusätzlich wurden statische und dynamische Versuche mit einem

LKW, bei dem die exakte Masse bekannt war, bei konstanten 50 km/h durchgeführt. Gemeinsam mit den Aufzeichnungen aus den Betriebsfall-Messungen wurden daraus Ermüdungsbeanspruchungen und Spannungsänderungen für das orthotrope Stahldeck ermittelt.

*Zur Leistungsermittlung des orthotropen Stahldecks:*

Beurteilung der Änderung der Lastverteilung zwischen den drei benachbarten Hohlrippen unter dem Rad, eines sich in der Mitte seines Fahrstreifens bewegenden LKW sowie die Beurteilung der Biegebeanspruchungen des Deckblechs im Bereich der Anschlussstelle zu den Querträgern und zwischen zwei Querträgern (siehe Kapitel 2.2). Somit wurden diese Bereiche an Brückenenden und in Brückenmitten mit Dehnungsmessstreifen (DMS) ausgestattet.

*Für das Gesamttragverhalten der Brücke:*

Das Hauptaugenmerk liegt darauf die Verbindung zwischen den Beton-Fertigteilen und der Stahlkonstruktion zu beurteilen. Dies geschieht durch die Bewertung folgender Punkte:

- Der tatsächliche Grad der Verbindung zwischen den UHPFRC-Fertigteilen und der Stahlkonstruktion, sowohl für die globale Biegung der Brücke als auch für die Biegung der einzelnen Querträger. Dies erfordert die Messung von Spannungen in der Mitte der Querträger und in Feldmitte der Hauptträger unter Verkehrslast.
- Der Verklebung/Verdübelung an den Rändern der auf dem orthotropen Stahldeck aufgebrachten Fertigteile unter der Berücksichtigung von Schwinden, thermischen Einwirkungen und der Verkehrsbelastung.

Zusätzlich zu den Dehnungsmessstreifen in den Bereichen rund um die Feldmitte der Hauptträger und der in Feldmitte angeordneten Querträger (an Ober- und Untergurt) wurden diese Bereiche mit Temperaturfühlern ausgerüstet. Auch die Brückenenden wurden mit Messeinrichtungen ausgestattet, um ein Verschieben zwischen den Beton-Fertigteilen und der Stahlkonstruktion messen zu können. Die globalen Verformungen der Brücke werden in der Feldmitte und die lokalen Verformungen entlang eines in der Feldmitte befindlichen Querträgers gemessen.

### 5.5.5 Überwachung der Haltbarkeit der Reparaturmaßnahmen

Sofort nachdem die verstärkte Brücke wieder in Betrieb genommen wurde, begann der Überwachungsausschuss, bestehend aus dem *Réseau Scientifique et Technique (RST)* und dem Auftragnehmer *Eiffage*, mit der Kontrolle, ob die gesetzten Reparaturmaßnahmen weiterhin wirksam waren. Basierend auf den Beobachtungen finden regelmäßige, detaillierte Inspektionen statt. Zusätzlich findet eine jährliche Inspektion durch einen Experten des *CETE de l'Est* statt. [48]

## 5.6 Vergleich der Sanierungsmaßnahmen

In Tabelle 5.5 sind die einzelnen Projekte tabellarisch mit ihren wichtigsten Kenndaten nebeneinander angeführt, um deren Unterschiede schneller und besser ausmachen zu können.

**Tabelle 5.5:** Vergleich der einzelnen Sanierungsmaßnahmen

	Van Brienenoord-Br.	Galand-Brücke	Moerdijk-Brücke	Lek-Brücke	Muiders-Brücke [49]	Brücke in Illzach
<b>Baujahr</b>	1990	1969	1978	1975	1972	1970
<b>Tragwerksart</b>	Bogen/Klapp	FW-Träger	Balken	Balken	Balken	FW-Träger
<b>Spannweite [m]</b>	305/60	86	100	155	300	106
<b>Deckschichtstärke d [mm]</b>	70	50	60	60	-	80
<b>Deckblechstärke t [mm]</b>	12	10	10/12/14	12 - 14	-	10 - 14
<b>Längsrippenabstand e<sub>1</sub> [mm]</b>	300	300	-	-	-	-
<b>Schlankheit e/t</b>	25	30	-	-	-	-
<b>Art d. Längsrippen</b>	FHK 2/325/6	Hohlr.	Hohlr.	Hohlr.	-	Hohlr.
<b>Sanierungsjahr</b>	-	2003	2005/07	2005/06	2010	2011
<b>Projektausmaß [m<sup>2</sup>]</b>	-	650	2x16.000	2x4.200	13.100	850
<b>Verbundschicht</b>	-	2K-Epoxidh. + Einstreuung	2K-Epoxidh. + Einstreuung	2K-Epoxidh. + Einstreuung	2K-Epoxidh. + Einstreuung	Kopfbolzen- dübel
<b>RHPC-Deckschicht d [mm]</b>	-	50 (80)	47-100	60/65	min. 75	FT 50
<b>Betongüte</b>	-	B105 (C90/105)	B105 (C90/105)	B105 (C90/105)	B105 (C90/105)	C165
<b>konv. Bewehrung</b>	-	Typ A	Typ A Typ B1/B2	Typ A	Typ B1	keine
<b>Bewehrungsgehalt [kg/m<sup>2</sup>]</b>	-	24	24 20/23,7	24	20	-
<b>Bew.-grad längs [%]</b>	-	2,01 (1,26)	2,14 - 1,68 2,74 - 1,51	1,68 1,55	max. 1,34	-
<b>Bew.-grad quer [%]</b>	-	4,02 (2,52)	4,28 - 2,01 3,2 - 1,51	3,35 3,10	max. 2,01	-
<b>Faserbewehrung [kg/m<sup>3</sup>]</b>	-	70	-	-	75	195
<b>Oberfläche</b>	-	Kugelgestraht	Epoxy + Granulat	Epoxy + Granulat	Epoxy+ Granulat	8 mm Verschleißsch.

# 6 Studien und Versuchsreihen

## 6.1 Versuchsreihe im Vorfeld zum Pilotprojekt Caland-Brücke

### 6.1.1 Einleitung

#### Allgemeines

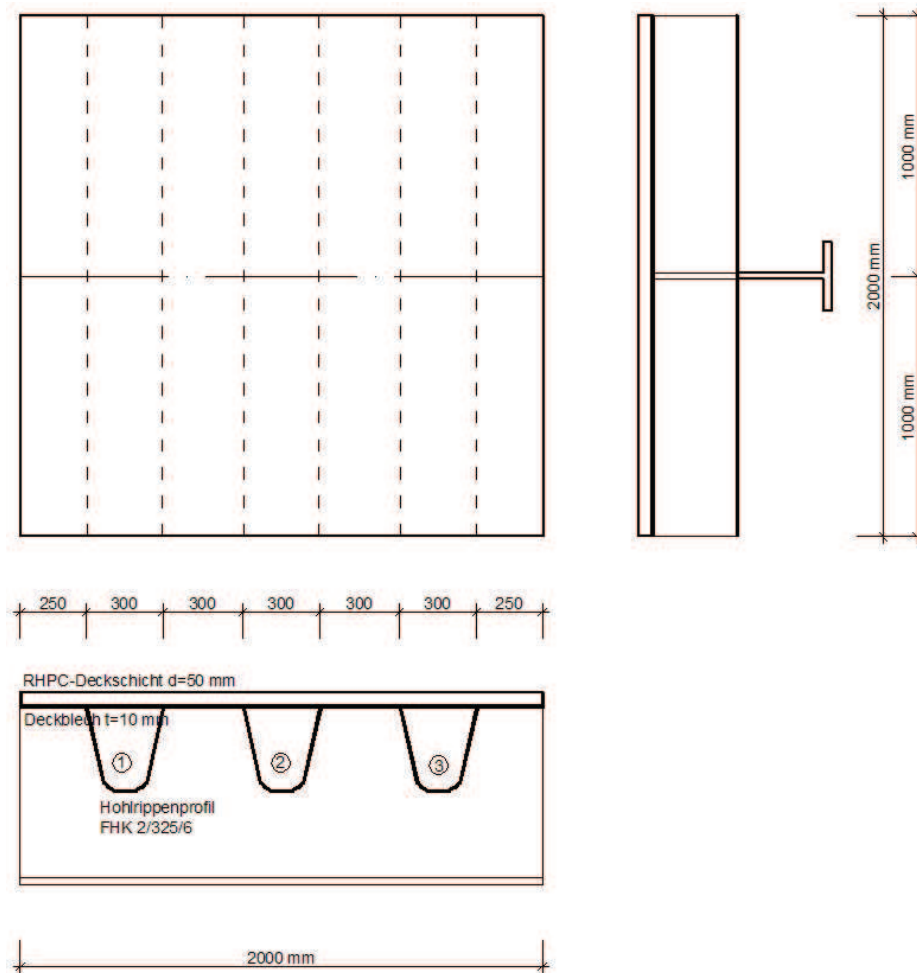
Im Vorfeld des Pilotprojektes an der Caland-Brücke in Rotterdam (siehe Kapitel 5.2) wurde eine Versuchsreihe über die Anwendbarkeit einer RHPC-Deckschicht auf einem orthotropen Brückendeck gestartet. An dem für diesen Zweck erstellten Testpanel wurden vor der Aufbringung der RHPC-Deckschicht bereits statische und dynamische Tests [1] durchgeführt, um das Tragverhalten und vor allem das Ermüdungsverhalten genauer betrachten zu können.

Bei diesen Tests entstanden bereits erste Ermüdungsrisse im Deckblech (6 Risse) mit einer Länge von 136 mm bis 208 mm. Diese Risse wurden vor der Aufbringung der RHPC-Deckschicht nicht repariert. Das Belassen der Risse sollte eine Antwort liefern auf die Frage, ob eine Reparatur der Deckblechrisse zwangsläufig notwendig ist. Dadurch wären deutliche zeitliche und wirtschaftliche Einsparungen bei der praktischen Anwendung der RHPC-Deckschicht möglich. [1]

#### Beschreibung des Testpanels

Das Testpanel (siehe Abbildung 6.1) hat eine äußere Abmessung von 2,0 x 2,0 m und besitzt einen mittig angeordneten Querträger. Drei Hohlrippen (FHK 2/325/6) werden mittels Ausschnitten (inkl. Freischnitt siehe Kapitel 1.3) durch den Querträger geführt. Die längs orientierten Schweißnähte, die die Hohlrippen mit dem 10 mm starken Deckblech verbinden, wurden mit einer Schweißnahtstärke von  $a = 5$  mm

ausgeführt.



**Abbildung 6.1:** Abmessungen des verwendeten Testpanels [1]

Wie bereits beschrieben, wurden die durch vorangegangene Tests entstandenen Risse nicht repariert. Bei der Aufbringung der RHPC-Deckschicht wurden dieselben Arbeitsschritte durchgeführt wie sie auch in der Praxis angewandt werden. Zunächst wurde die Stahloberfläche des Deckblechs sandgestrahlt (Reinheitsgrad Sa 2.5). In die frische Verbundschicht aus einem auf Epoxidharz basierendem Klebstoff wurde Bauxitgranulat mit einer Korngröße von 3 - 6 mm eingestreut und nach dem Aushärten sind die losen Granulate entfernt worden. Als konventionelle Bewehrung wurde eine 3-lagige Bewehrung (Typ A) mit  $\text{Ø}8$  mm in einem Abstand von 50 mm verlegt (siehe Abbildung 6.2). Der verwendete, mit Stahl- und Kunststofffasern verstärkte, hochfeste Beton (Festigkeitsklasse C110) erhielt nach seinem Einbau und seiner Verdichtung eine "Power-Floating"-Oberflächenbehandlung, um eine möglichst dichte Oberfläche zu erhalten. Weiters wurde für 6 Wochen eine Kunststoffolie auf die fertige Betonoberfläche aufgebracht, um die Verdunstung des Anmachwassers zu unterbinden. [1]



**Abbildung 6.2:** Bewehrungslage und Einbringen des HPC [1]



**Abbildung 6.3:** Fertiges Testpanel [1]

### **Anordnung der Messeinrichtungen**

Bei den Versuchen ohne RHPC-Deckschicht waren bereits über 80 Dehnungsmessstreifen (DMS) auf der Oberseite des Deckblechs angebracht. Diese mussten jedoch wieder entfernt werden, da dadurch das notwendige Sandstrahlen nicht möglich wäre und durch die Verkabelung der einzelnen Dehnungsmessstreifen die Verbundwirkung zwischen Deckblech und RHPC-Deckschicht beeinträchtigt wäre.

Anstatt auf der Oberseite wurden die Dehnungsmessstreifen nun auf der Unterseite des Deckblechs angebracht. Um die Zugänglichkeit zur Anbringung der Dehnungsmessstreifen innerhalb der Hohlrippen zu ermöglichen, wurden die erforderlichen Bereiche ausgeschnitten (siehe Abbildung 6.4) und nach der Montage der DMS wieder verschweißt.



**Abbildung 6.4:** Herstellung der Zugänglichkeit innerhalb der Hohlrippen [1]

In Abbildung 6.5 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen am Beispiel der mittleren Hohlrippe dargestellt. Dehnungsmessstreifen wurden in der Querträgerachse möglichst nahe an den Hohlrippenstegen (DMS 2.03 und DMS 2.11) angebracht sowie in der Mitte zwischen den Stegen (DMS 2.08, DMS 2.07 und DMS 2.06). Zusätzlich wurde ein weiteres Dehnungsmessstreifenpaar an jeder der vier Risspitzen angebracht (z.B. DMS 2.04 und DMS 2.05). Hierbei wurden sämtliche Dehnungsmessstreifen senkrecht zur Schweißnaht befestigt.

An den beiden äußeren Hohlrippen wurden die Dehnungsmessstreifen nach dem gleichen Muster angebracht.

Weitere Dehnungsmessstreifen kamen auf der Oberseite der RHPC-Deckschicht zum Einsatz. Dabei wurde bei allen drei Hohlrippen je ein Messpunkt an den beiden Hohlrippenstegen und einer in der Mitte zwischen den Stegen eingerichtet (siehe Abbildung 6.6). Dabei bestand jeder Messpunkt immer aus zwei unterschiedlichen DMS-Typen, die möglichst nahe beieinander angebracht wurden. Diese unterschiedlichen Dehnungsmessstreifen wurden angeordnet, um die Zuverlässigkeit der Messung zu überprüfen. [1]



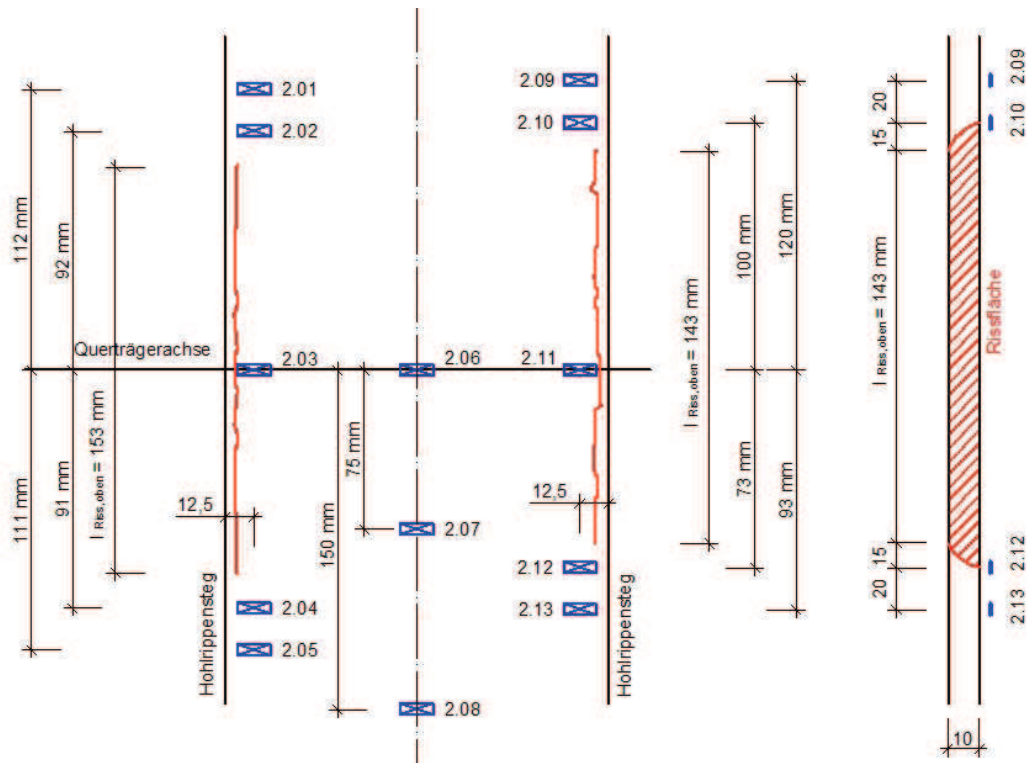


Abbildung 6.5: Anordnung der DMS am Beispiel der mittleren Hohlrippe [1]

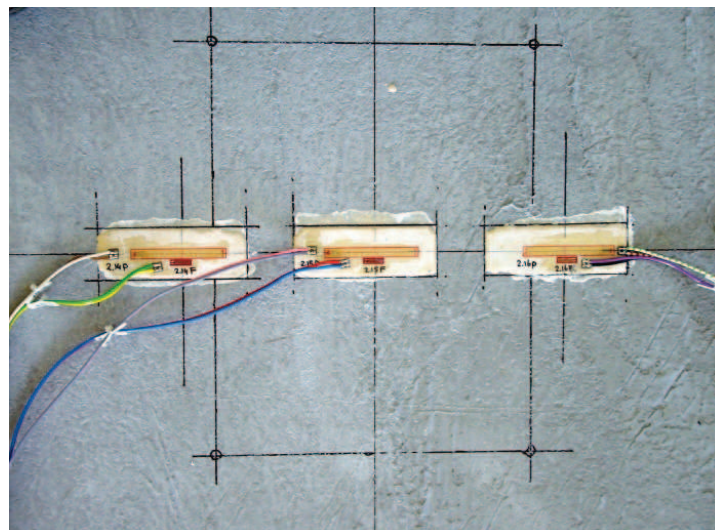
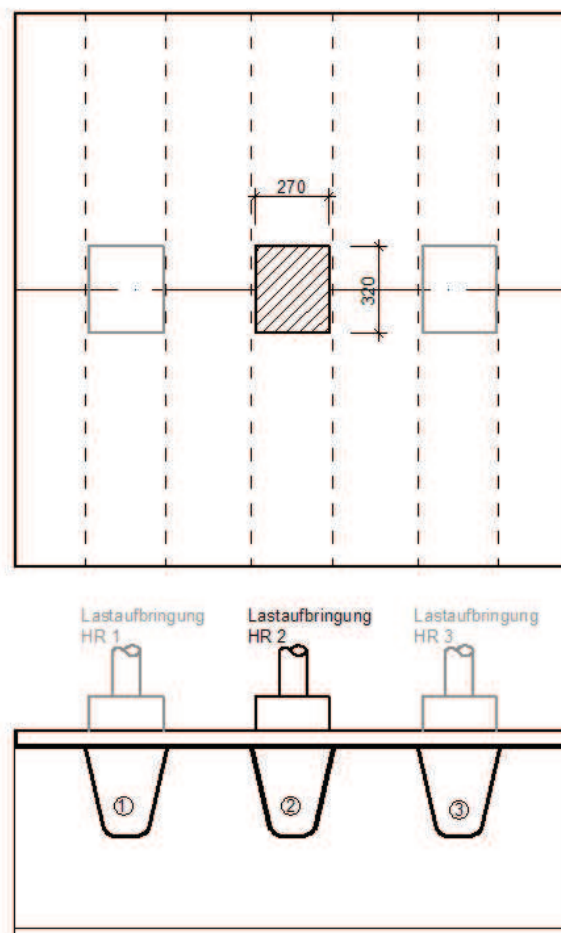


Abbildung 6.6: Anordnung der DMS auf der RHPC-Oberfläche [1]

## 6.1.2 Statische Tests

### Testablauf

An dem Testpanel wurden 3 unterschiedliche Testzyklen angewandt. Diese Testzyklen wurden jeweils an jede der drei Hohlrippen aufgebracht. Über einen 270 mm breiten und 320 mm langen Stempel (Achsentyp C) wurden die Kräfte auf das Brückendeck aufgebracht. Das aufgezeichnete Rechteck (siehe Abbildung 6.6) zeigt die genaue Position im Bezug zu den Dehnungsmessstreifen.



**Abbildung 6.7:** Position der Lastaufbringung über den einzelnen Hohlrippen

Bei allen 3 Testzyklen wird mit einer Lastaufbringungsgeschwindigkeit von 1 kN/sec gearbeitet, sowohl für die Lastaufbringung als auch für die Entlastung. Die Belastungen ( $F_{\min}$  und  $F_{\max}$ ) wurden jeweils für 5 Minuten gehalten. Damit ein Abheben des Stempels von der RHPK-Oberfläche nicht stattfindet, wurde kein vollständiges

Entlasten bei  $F_{\min}$  durchgeführt. [1]

Testzyklen:

1. **0 - 49 - 0 - 49 - 0 - 49 - 0 - 49 - 0 - 49 - 0**

Bei diesem Testzyklus kommt es zu 5 Belastungsphasen und anschließender Entlastung mit Werten von  $F_{\min} \approx 0,2$  kN und  $F_{\max} = 49$  kN.

2. **0 - 50 - 0 - 60 - 0 - ..... - 130 - 0 - 140 - 0 - 150 - 0**

Bei diesem Testzyklus kommt es zu 11 Belastungsphasen und anschließender Entlastung mit Werten von  $F_{\min} \approx 0,2$  kN und einem  $F_{\max}$ , welches sich bei jeder Belastungsphase um 10 kN erhöht, beginnend bei  $F_{\max} = 50$  kN.

3. **0 - 150 - 0 - 150 - 0 - 150 - 0 - 150 - 0 - 150 - 0**

Bei diesem Testzyklus kommt es zu 5 Belastungsphasen und anschließender Entlastung mit Werten von  $F_{\min} \approx 0,2$  kN und  $F_{\max} = 150$  kN.

### Schlussfolgerung aus den erhaltenen Ergebnissen

In diesem Abschnitt werden die wichtigsten Erkenntnisse aus den Versuchen erörtert, eine genaue Aufstellung sämtlicher Ergebnisse ist im Stevin Report 6.05.2 [50] zu finden.

Generell wurden an der Unterseite des Deckblechs, trotz der hohen Belastungen, niedrige Spannungswerte gemessen. Selbst bei den Dehnungsmessstreifen an den Anfangspunkten der Risse wurden nur Spannungswerte von max.  $10 \text{ N/mm}^2$  gemessen.

Eine Auffälligkeit wurde bei den Dehnungsmessstreifen 2.03 und 2.11 bemerkt, da an diesen Stellen Druckspannungen anstelle der gemessenen Zugspannungen zu erwarten gewesen wären. Diese Auffälligkeit ließ sich auf das Vorhandensein der Deckblechriss zurückführen.

Die größten Zugspannungen traten, wie erwartet, in den Dehnungsmessstreifen (2.06, 2.07 und 2.08) zwischen den Hohlrippenstegen auf. Die Tatsache, dass der mittige DMS 2.06 geringere Werte aufnahm als der benachbarte DMS 2.07, ließ darauf schließen, dass durch die Rissbildung das Deckblech im Bereich des Querträgers geringere Belastungen erfährt als die angrenzenden Bereiche.

Die erhaltenen Ergebnisse wurden mit jenen Ergebnissen aus den Versuchen des TNO (Netherlands Organisation for Applied Scientific Research) verglichen [51]. Bei diesen Versuchen wurde ein fast identischer Versuchskörper untersucht, jedoch im ungerissenen Zustand. Die Vergleiche zeigten, dass eine Reparatur der Deckblechriss

aus statischer Sicht nicht notwendig war. Auch ein weiteres Anwachsen der Risse muss nicht befürchtet werden. Es sollte lediglich die Tragkapazität des Deckblechs bei der Verwendung als oberer Flansch des Querträgers überprüft werden.

Für die Ermittlung eines Spannungsreduktionsfaktors wurden die gemessenen Ergebnisse und die bekannten Ergebnisse aus den Versuchen desselben Testpanels ohne RHPC-Deckschicht herangezogen. Da jedoch die Dehnungsmessstreifen aus der ersten Versuchsreihe aus technischen Gründen entfernt werden mussten, waren nur 3 Dehnungsmessstreifen der neuen Versuchsreihe (inkl. RHPC-Deckschicht) an identischen Stellen wie zuvor. Dies war exakt in der Mitte zwischen den Hohlrippenstegen an der Stelle des Querträgers (DMS 1.06, 2.06 und 3.06).

Bei den Versuchen ohne RHPC-Deckschicht befanden sich die Dehnungsmessstreifen zwar auf der Oberseite des Deckblechs, jedoch kann davon ausgegangen werden, dass sich die Spannungen auf der Ober- und auf der Unterseite des Deckblechs nur durch ihre Vorzeichen unterscheiden. Der Spannungsreduktionsfaktor wurde durch die Division der Spannung mit RHPC-Deckschicht durch die Spannung ohne RHPC-Deckschicht ermittelt. [1]

Ermittelte Spannungsreduktionsfaktoren:

DMS 1.06 - äußere HR: Spannungsreduktionsfaktor = **0,11**

DMS 2.06 - mittlere HR: Spannungsreduktionsfaktor = **0,08**

DMS 3.06 - äußere HR: Spannungsreduktionsfaktor = **0,11**

### 6.1.3 Ermüdungstests

#### Testablauf

Für den Ermüdungstest wurde das vorhin beschriebene und bereits vollständig mit Dehnungsmessstreifen ausgestattete Testpanel verwendet.

Dabei wurden die 3 Hohlrippen mit einer unterschiedlichen Anzahl an Lastzyklen belastet. Diese Lastzyklen entsprechen laut Berechnung von De Jong [52] verschiedenen Beanspruchungsdauern (siehe Tabelle 6.1). Dabei wurde einmal ein Lastmodell laut Eurocode 1991-2 verwendet und für die zweite Berechnung wurden die Verkehrszahlen der Moerdijk-Brücke, der meist befahrenen Brücke der Niederlande, herangezogen.

**Tabelle 6.1:** Errechnete Beanspruchungsdauern [52]

Hohl- rippe	Lastzyklen gesamt	Lebensdauer nach EC 1991 - 2	Lebensdauer nach LM Moerdijk-Brücke
1	10.360.000	163 Jahre	118 Jahre
2	9.450.000	157 Jahre	113 Jahre
3	8.650.000	165 Jahre	119 Jahre

Während der Ermüdungstests der einzelnen Hohlrippen wurden diese in unregelmäßigen Abständen angehalten und statische Tests (Testzyklus 3) durchgeführt. In den Tabellen 6.2, 6.3 und 6.4 sind die einzelnen Schritte des Versuchsablaufs genau angeführt. Bis auf die ersten beiden dynamischen Prüfzyklen der beiden äußeren Hohlrippen (1 und 3), die aus prüftechnischen Gründen mit einer Frequenz von 1 Hz durchgeführt wurden, wurden sämtliche Ermüdungsprüfungen mit einer Prüffrequenz von 2,7 Hz abgehalten. [1]

**Tabelle 6.2:** Ablauf des Ermüdungstests für die Hohlrippe 1

Schritt	Anzahl Zyklen	Summe Zyklen	$F_{min}$ [kN]	$F_{max}$ [kN]	$\Delta F$ [kN]
1		0	stat. Testzyklus 3		
2	2.340.000	2.340.000	10	160	150
3		2.340.000	stat. Testzyklus 3		
4	4.110.000	6.450.000	10	160	150
5	100.00	6.460.000	10	235	225
6		6.460.00	stat. Testzyklus 3		
7	3.900.000	10.360.000	10	235	225
8		10.360.00	stat. Testzyklus 3		

**Tabelle 6.3:** Ablauf des Ermüdungstests für die Hohlrippe 2

Schritt	Anzahl Zyklen	Summe Zyklen	$F_{min}$ [kN]	$F_{max}$ [kN]	$\Delta F$ [kN]
1	420.000	420.000	10	160	150
2		420.000	stat. Testzyklus 3		
3	1.600.000	2.020.000	10	160	150
4		2.020.000	stat. Testzyklus 3		
5	2.120.000	4.140.000	10	160	150
6		4.140.000	stat. Testzyklus 3		
7	1.330.000	5.470.000	10	160	150
8	3.980.000	9.450.000	10	235	225
9		9.450.00	stat. Testzyklus 3		

**Tabelle 6.4:** Ablauf des Ermüdungstests für die Hohlrippe 3

Schritt	Anzahl Zyklen	Summe Zyklen	$F_{min}$ [kN]	$F_{max}$ [kN]	$\Delta F$ [kN]
1		0	stat. Testzyklus 3		
2	2.340.000	2.340.000	10	160	150
3		2.340.000	stat. Testzyklus 3		
4	160.000	2.500.000	10	160	150
5	300.00	2.530.000	10	235	225
6		2.530.00	stat. Testzyklus 3		
7	2.040.000	4.570.000	10	235	225
8		4.570.00	stat. Testzyklus 3		
9	4.080.000	8.650.000	10	235	225
10		8.650.00	stat. Testzyklus 3		

### Schlussfolgerung aus den erhaltenen Ergebnissen

Wie auch bei den Ergebnissen der statischen Tests sind in diesem Abschnitt nur die wichtigsten Erkenntnisse angeführt. Die vollständigen Ergebnisse können im Stevin Report 6.05.2 [50] nachgelesen werden.

Eine der markantesten Erkenntnisse war der deutliche Unterschied bei den statischen Tests vor und nach den Ermüdungstests. Wie bereits erläutert, wurde während der Ermüdungstests in unregelmäßigen Abständen unterbrochen, um statische Tests (Lastzyklus 3) durchzuführen. In den Abbildungen 6.8 und 6.9 sind stellvertretend zum einen die Ergebnisse solch eines Tests vor dem Ermüdungstest (siehe Abbildung 6.8) und die Ergebnisse nach dem Ermüdungstest (siehe Abbildung 6.9) dargestellt. Bei diesen Darstellungen handelt es sich um jene Ergebnisse, die an der Hohlrippe

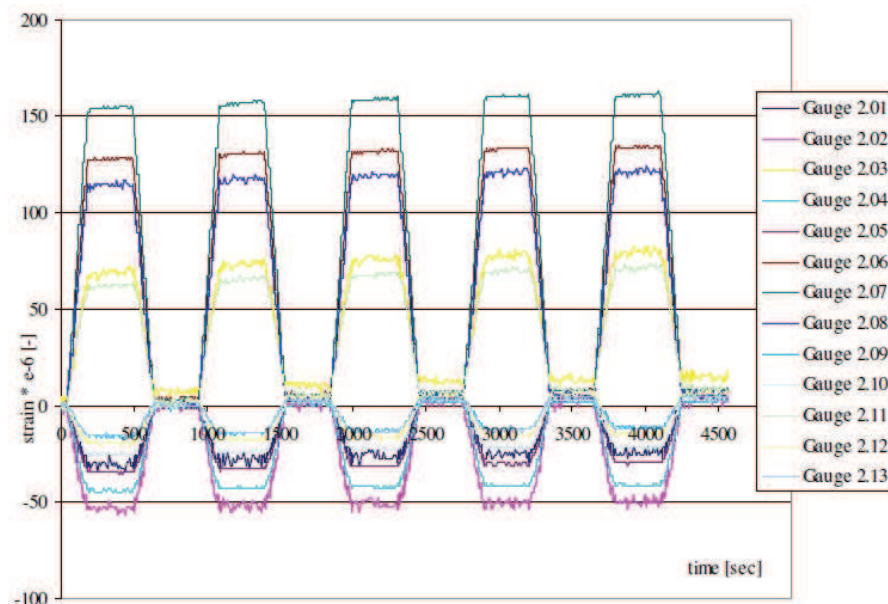
2 gemessen wurden, und zwischen ihnen liegen die in Tabelle 6.3 beschriebenen 9,45 Mio. Lastwechsel. Vor allem ist eine deutliche Steigerung der Messergebnisse im negativen Beanspruchungsbereich erkennbar.

Durch die Laststeigerung von 150 kN auf 225 kN (Faktor 1,5) wurde eine Steigerung der Beanspruchung um das 1,5-fache gemessen. Dieser Wert trat nahezu an allen Dehnungsmessstreifen auf.

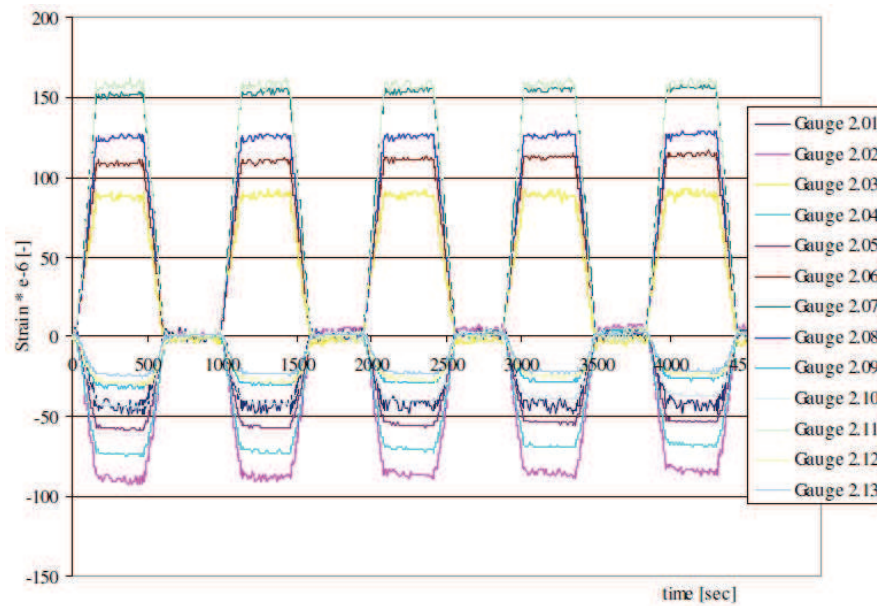
Die Dehnungsmessstreifen, die an den Enden der Risse montiert wurden (z.B. DMS 2.04 und DMS 2.05) zeigten einen Anstieg der gemessenen Beanspruchung durch die Ermüdungstests. Jedoch kann dies nicht als Indiz für ein weiteres Risswachstum gedeutet werden, da auch die Beanspruchungen an der Stelle des Querträgers (DMS 2.03 und DMS 2.11) in einem vergleichbaren Maße anstiegen.

Weiters wurde festgestellt, dass die gemessenen Beanspruchungen am Ende der Ermüdungstests niedriger als jene Werte nach dem letzten statischen Test sind. Vor allem an den Dehnungsmessstreifen an den Enden der Risse konnte dies beobachtet werden. Diese Erkenntnis lässt darauf schließen, dass der Einfluss durch die Anwendung einer RHPC-Deckschicht stark von der Belastungsfrequenz abhängig ist.

Während den ersten 500.000 Lastwechseln waren starke Schwankungen in den Ergebnissen der einzelnen Dehnungsmessstreifen erkennbar. Nach den ersten 500.000 Lastwechseln bis zum Ende des Ermüdungstests konnten kaum Schwankungen im Beanspruchungsverlauf festgestellt werden. Diese Beobachtung lässt vermuten, dass zu Beginn des Ermüdungstests eine Art Startphänomen auftritt und erst danach der wahre Einfluss der Ermüdung erkennbar ist. Eine mögliche Ursache für dieses Startphänomen könnte die Bildung von Rissen in der RHPC-Deckschicht sein.



**Abbildung 6.8:** Ergebnis des statischen Tests (Lastzyklus 3) vor dem Ermüdungstest [1]



**Abbildung 6.9:** Ergebnis des statischen Tests (Lastzyklus 3) nach dem Ermüdungstest [1]

Die Beanspruchungen der Dehnungsmessstreifen auf der RHPC-Deckschicht sind deutlich höher ausgefallen als die Ergebnisse der dazugehörigen Dehnungsmessstreifen auf der Deckblechunterseite. Während des Ermüdungstests sind einige der auf der RHPC-Deckschicht befestigten Dehnungsmessstreifen ausgefallen. An den Ergebnissen der Dehnungsmessstreifen, die nicht versagten, konnte festgestellt werden, dass es zu keinen relevanten Veränderungen der Beanspruchung während des Ermüdungstests kam.

Bei einem Vergleich mit den Ergebnissen, die die Versuche des TNO [51] lieferten, bei denen ein rissfreies Deckblech untersucht wurde, konnten keine signifikanten Unterschiede festgestellt werden. Weiters konnte während des gesamten Ermüdungstests kein Anwachsen der Risse beobachtet werden, was darauf schließen lässt, dass bei der Anwendung einer RHPC-Deckschicht eine Reparatur der vorhandenen Ermüdungsrissse nicht zwangsläufig notwendig ist. [1]



## 6.2 ORTHOPLUS

### 6.2.1 Motivation und Zielsetzung

In Frankreich wurde die erste orthotrope Stahlbrücke in den 1960er Jahren errichtet, 2005 konnten noch fast 40 Brücken dieser Bauart angetroffen werden. Diese geringe Zahl kann durch die vielen Ermüdungsschäden der in den Anfang der 1960er Jahren errichteten Brücken erklärt werden. Eine der Hauptursachen für die Häufung der Ermüdungsschäden waren falsche geometrische Verhältnisse ( $e/t$ ) zwischen Deckblechstärke und der Form sowie Dimension der Längsrippen. Wegen der leichten Bauweise von orthotropen Stahlbrücken wurden diese gerne für große Spannweiten und bewegliche Brücken eingesetzt. Die großen Verformungen und die Anfälligkeit für Ermüdungsschäden führte weltweit zu Problemen, jedoch blieb der Einfluss der Deckschicht auf den Ermüdungswiderstand lange Zeit unbeachtet.

Das französische Ministerium für Verkehr, Straßen und Brücken (SETRA) startete und verwaltete das Forschungsprojekt *ORTHOPLUS* in den Jahren 2007 bis 2011. Für diesen Zweck suchten sie private sowie auch öffentliche Einrichtungen, die sich daran beteiligten, nämlich Konstruktionsbüros (Arcadis, CTICM), Bauunternehmen (Eiffage TP, Eiffel) und Forschungseinrichtungen (ENTPE, LCPC). Das Ergebnis sollte eine Übersicht über den derzeitigen Stand der Technik für den Ermüdungsnachweis geben und die möglichen Ertüchtigungsmethoden für orthotrope Brückendecks feststellen. Die wichtigsten Ergebnisse sollten dann veröffentlicht werden, in theoretischer sowie auch in praktischer Hinsicht, um neue, optimierte Konzepte für orthotrope Stahlbrücken zu erhalten.[53]

### 6.2.2 Durchgeführte Untersuchungen

Unter Berücksichtigung der Verbundtragwirkung zwischen der Deckschicht und dem orthotropen Stahldeck wurden im Projekt unter anderem die Ermüdungsmechanismen in der Schweißnaht zwischen den Hohlrippen und dem Deckblech untersucht. Verschiedene Arten und Dicken der Deckschicht (bituminös, UHPFRC) wurden untersucht und getestet; Berechnungen an numerischen FE-Modellen, Laborversuche und auch Tests an orthotropen Platten in Bauteilgröße wurden durchgeführt.

## Experimente

Ein umfangreiches experimentelles Programm wurde gestartet. Einerseits mit dem Ziel, ein besseres Verständnis für das Materialverhalten der Deckschichten aus Beton (UHPFRC) und Asphalt zu erhalten, andererseits, um das Verhalten der Verbindung zwischen Stahlblech und der Deckschicht näher zu analysieren.

Die Parameter des linear viskoelastischen Verhaltens der bituminösen Deckschicht wurden mittels komplexer Versuche ermittelt [54]. Mit den gleichen Versuchen wurden die UHPFRC-Proben untersucht. Obwohl UHPFRC als elastisch isotropes Material gilt, zeigten diese Versuche keine viskosen Eigenschaften des UHPFRC.

Diese Versuche führten zu einer ausgiebigen Charakterisierung beider Materialien und wurden ergänzt durch Ermüdungsversuche inklusive eines 5-Punkt-Biegeversuches. Letzterer wurde ursprünglich entwickelt, um das mechanische Verhalten von bituminösen Verschleißschichten auf orthotropen Stahldeckbrücken zu testen, unter Berücksichtigung der Tatsache, dass es bei dieser bestimmten Art der Anordnung beim Auftreten von negativen Biegemomenten zu Ermüdungsrissen an der Oberfläche der Verschleißschicht kommen kann.

Zeitgleich wurden für die UHPFRC-Deckschicht zwei verschiedene Verbindungsarten untersucht. Zum einen wurde eine Verbindung mittels auf der Stahlplatte angebrachter Bewehrungsmatten untersucht und als zweite Variante wurde die Verbundwirkung mittels Kopfbolzendübel hergestellt. Für beide Varianten wurden Probenstücke in Laborgröße hergestellt. Dabei wurden die Verbindungsmittel lediglich auf einer Stahlplatte (ohne Längsrippen) angebracht. Weiters wurden jedoch auch Proben in den Größen 4,20 x 2,40 m als komplette orthotrope Brückendecks hergestellt (siehe Abbildung 6.10).



(a) Probekörper im Überblick



(b) Detail des Kopfbolzendübel

**Abbildung 6.10:** Probekörper (4,20 x 2,40 m) mit Verbundwirkung durch aufgeschweißte Kopfbolzendübel [55]

An den Probestücken in Laborgröße wurden Schubversuche und Ausziehversuche durchgeführt, um die Verbindungen nach ihrer Festigkeit und ihrer Duktilität ein-

teilen zu können, während die größeren Probekörper den statischen Lasten und den zyklischen Ermüdungslasten ausgesetzt wurden. Dabei wurden für beide Verbindungsmittel ähnliche Ergebnisse erzielt. Bei den Versuchen mit den Proben in Laborgröße zeigte sich jedoch, dass die Kopfbolzendübelverbindung eine höhere Ausziehfestigkeit und ein günstigeres duktileres Verhalten aufwies. Deshalb wurde für das weitere Projekt die Verbindung mittels Kopfbolzendübel gewählt.

Es wurden auch baugleiche Proben (4,20 x 2,40 m) mit einer bituminösen Deckschicht hergestellt und mit den gleichen statischen Lasten und Ermüdungsbeanspruchungen belastet. Danach wurden diese Ergebnisse mit den Ergebnissen bei einer UHPFRC-Deckschicht und jenen der blanken orthotropen Platte verglichen.

Da diese Versuche jedoch nicht das komplette mechanische Tragverhalten von orthotropen Deckbrücken wiedergeben, wurden auch Experimente an einer vollständigen orthotropen Deckbrücke durchgeführt. Dazu wurde eine modulare Notbrücke aus Stahl auf zwei Widerlager und mit einer Kopfbolzenverdübelung und einer Deckschicht aus UHPFRC versehen (siehe Abbildung 6.11). Mittels eines LKW, bei welchem die Dimensionen und das Gewicht exakt bekannt waren, wurden statische sowie auch dynamische Lastfälle behandelt. Als Fallstudie für die Ausführungsvariante mittels einer bituminösen Verkleißschicht wurde das Viadukt von Millau (siehe Abbildung 1.7 und 1.8) herangezogen. Durch diese Versuche, bei denen die Beanspruchung im Deckblech und in den Hohlrippen gemessen wurden, war es möglich die zu erwartenden Spannungen in den untersuchten Details sowie die Längsbiegung und die lokale Querbiegung zu errechnen.

Die Laborversuche und die Versuche vor Ort zeigten die effektive Verbundwirkung zwischen der Deckschicht und dem Deckblech.[53]



**Abbildung 6.11:** Versuchsanordnung des orthotropen Brückendecks in realer Größe [53]

## Numerische Modelle

Während man mit den experimentellen Versuchen wichtige Informationen für einen genaueren Ermüdungsnachweis sammeln konnte, war es die Aufgabe des Forschungsprojektes, neue Instrumente und Methoden zur Berechnung der Lebenszeit von orthotropen Stahlbrücken zu entwickeln. Zu diesem Zweck wurden numerische Modelle aus finiten Elementen geschaffen, um den Zusammenhang zwischen den experimentellen Ergebnissen und dem theoretischen und methodologischen Wissen zu verbessern. Eines der Modelle verwendet 3D-Elemente, um die Deckschicht auf der orthotropen Stahldeckbrücke zu modellieren, wohingegen bei dem zweiten Modell 2D-Elemente verwendet werden, um ein zweischichtiges Modell zu erzeugen, welches das Deckblech und die dazugehörige Deckschicht abbildet. Bei beiden numerischen Modellen wurden Systeme in einer Größe von 4,20 x 2,40 m erzeugt, wie sie auch bei den experimentellen Versuchen verwendet wurden.

Die Materialeigenschaften, die für diese numerischen Modelle angewandt wurden, ergaben sich aus den vorangegangenen Laborversuchen. Die Verbindung zwischen der Deckschicht und dem Deckblech wurde als starrer Verbund angenommen. Dies stellte sich später als nicht exakt heraus, jedoch hatte es auf die Berechnung der Lebensdauer in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit im Bereich des Anschlusses zwischen Hohlrippe und Deckblech keinen relevanten Einfluss.

Die mit diesen FE-Modellen errechneten Beanspruchungen wurden mit den Ergebnissen aus den experimentellen Versuchen verglichen und es zeigte sich, dass diese Modelle eine gute Abbildung des tatsächlichen Tragverhaltens der gesamten Struktur liefern. Dies kann nun herangezogen werden, um eine realistische Aussage über den Spannungsverlauf im Anschlussbereich zwischen Hohlrippen und Deckplatte zu treffen.

Das "Zweischicht-Modell" wurde weiters für eine Parameterstudie herangezogen. Dabei wurde mit unterschiedlichen Dicken des Deckblechs, der Hohlrippen und der Deckschicht der Einfluss der Verbundwirkung zwischen dem Deckblech und der Deckschicht auf ihre Ermüdungsfestigkeit hin untersucht.[53]

### 6.2.3 Neue Werkzeuge und Entwürfe

Das "Zweischicht-Modell" erwies sich als hilfreiches, theoretisches Werkzeug für eine Parameterstudie, doch die Zeit, die jede Berechnung in Anspruch nimmt, verhindert es, dass sich dieses Modell als effektives Werkzeug für den Ingenieur beim Entwurf von Brücken durchsetzt. So wurde es zum Referenzmodell um "homogenere Modelle" zu erstellen, welche einen wesentlich geringeren Zeitaufwand bei der Berechnung benötigen und trotzdem die Verbundwirkung zwischen dem Deckblech und der Deckschicht berücksichtigen.

Das "homogene FE-Modell" setzt voraus, dass das System "Deckblech + Deckschicht" ein isotropes System ist und im Modell als einzelne Schicht dargestellt werden kann, während die orthotropen Eigenschaften des gesamten Brückendecks, welche durch die Hohlrippen entstehen, separat modelliert und dann hinzugefügt werden. Die einzelne Schicht, gennant "homogenisierte äquivalente Schicht", wird mit folgenden mechanischen Eigenschaft definiert: Elastizitätsmodul  $E_{\text{eqv}}$ , Dicke  $H_{\text{eqv}}$ , Lage des Schwerpunktes und der Querdehnzahl. Diese werden durch einen numerischen iterativen Algorithmus berechnet. Betrachtet man das Plattentragverhalten für Längs- und Querverformungen, erscheint es nicht relevant, eine analytische Homogenisierungs-Methode anzuwenden. Ist eine Berücksichtigung eines Teilverbundes zwischen Deckblech und Deckschicht erforderlich, ist ebenso eine numerische Homogenisierung erforderlich.

Mehrere Kombinationen von unterschiedlichen Deckblechdicken und Deckschichtstärken wurden miteinander homogenisiert. Mithilfe der Materialeigenschaften, die aus diesen Homogenisierungen erhalten wurden, erstellte man die bereits erwähnten "homogenen Modelle" (4,20 x 2,40 m). Zur Beurteilung der Lebensdauer wurden mit Hilfe der "Rainflow-Methode" und unter der Annahme des Lastmodells 4 (LM4) nach EN 1991-2 (Einwirkungen auf Tragwerke - Verkehrslasten auf Brücken) Schadenswerte in den verschiedenen Detailpunkten ermittelt (siehe Tabelle 6.5).

Ein weiteres Ziel des Forschungsprojektes "ORTHOPLUS" war es, aus den Ergebnissen der experimentellen und der theoretischen (FE-Modelle) Versuche neue Konstruktionsrichtlinien für orthotrope Brückendecks zu erarbeiten. Diese Konstruktionsrichtlinien sollten eine konzipierte Lebensdauer von 100 Jahren ermöglichen.

Auf den ersten Blick erscheinen die Schadenswerte für die zwei unterschiedlichen Aufbauten sehr ähnlich (siehe Tabelle 6.5). Es können jedoch die Deckblechstärke als auch die Deckschichtstärke wesentlich geringer gewählt werden, wenn eine Deckschicht aus UHPFRC angewendet wird. In der Tabelle 6.5 sind einige Schadenswerte über 1,0, dies würde bedeuten, dass in den betroffenen Detailpunkten ein Versagen bereits vor den angestrebten 100 Jahren auftritt.

Eine erneute Berechnung, bei der die Deckblechstärke  $t$  sowie die Längssteifenstärke  $t_R$  erhöht wurde, ergab für den Detailpunkt D1 einen Schadenswert von 1,1 und für den Detailpunkt D2 einen Schadenswert von 1,2. Bereits diese ersten Variantenstudien ließen erkennen, dass bei der Verwendung einer 35 mm starken UHPFRC-Deckschicht in Kombination mit 8 mm starken Hohlrippen und einem 12 mm dicken Deckblech ein schon wesentlich günstigeres Ermüdungsverhalten auftrat, als dies bei den im Eurocode 3 beschriebenen Aufbauten der Fall ist (siehe Kapitel 1.3).

In weiteren Untersuchungen wurde das Verhalten mit einer bituminösen Deckschicht genauer untersucht. Dabei wurde der Fokus auf Materialeigenschaften des Asphalts gelegt, da diese durch das viskoelastische Verhalten stark zwischen Sommer (warm) und Winter (kalt) variieren können. Zum Beispiel kann der E-Modul sich zwischen 5 kN/mm<sup>2</sup> (Sommer) und 10 kN/mm<sup>2</sup> (Winter) schwanken. Bei den Untersuchungen wurde festgestellt dass eine Verringerung des E-Moduls um die Hälfte kaum Aus-

**Tabelle 6.5:** Schadenswerte bei unterschiedlichen Konstruktionen[53]

Detailpunkt	Deckschicht d: UHPFRC 35 mm Deckblech t: 10 mm Hohlrippen $t_R$ : 6 mm	Deckschicht d: Asphalt 70 mm Deckblech t: 14 mm Hohlrippen $t_R$ : 6 mm	Deckschicht d: UHPFRC 35 mm Deckblech t: 12 mm Hohlrippen $t_R$ : 8 mm
Hohlrippensteg, innerhalb der Hohlrippe (D1)	1,2	1,2	1,0
Hohlrippensteg, außerhalb der Hohlrippe (D2)	1,4	1,0	1,1
Deckblech Unterseite, innerhalb der Hohlrippe (D3)	0,3	0,2	-
Deckblech Unterseite, außerhalb der Hohlrippe (D4)	0,4	0,3	-

wirkungen auf die Schadenswerte hat. Dies bedeutet, dass die Verbesserung beim Ermüdungsverhalten, die durch eine zusätzliche Deckschicht entsteht, hauptsächlich durch die Steigerung der Dicke des Systems "Deckblech + Deckschicht" hervorgerufen wird. Weiters wurde festgestellt, dass durch die Verbundwirkung zwischen Deckblech und Deckschicht und die damit verbundene enorme Steigerung der Steifigkeit das Tragverhalten des Systems "Deckblech + Deckschicht" ändert. Kann man bei einem blanken Stahlblech davon ausgehen, dass die Lagerung von Längssteife zu Längssteife erfolgt, wird die Lagerung durch die Erhöhung der Steifigkeit des Systems in eine Querträger-Querträger-Lagerung umgewandelt.

Da bei orthotropen Platten das Eigengewicht eines der wesentlichsten Kriterien darstellt, muss für ein optimales Ergebnis ein Kompromiss zwischen den beiden folgenden Extremen gefunden werden:

- Eine dünne Deckschicht, um das Eigengewicht möglichst gering zu halten,
- eine dicke und steife Deckschicht, um eine möglichst hohe Steifigkeit des Systems “Deckblech + Deckschicht“ zu erhalten. [53]

# 7 Schlussfolgerung und Ausblick

## 7.1 Schlussfolgerung

Am Ende des letzten Jahrtausends erkannte man erstmals die große Problematik der fehlenden Ermüdungsfestigkeit bei orthotropen Straßenbrücken. Die meisten Probleme traten dabei bei den Längsschweißnähten zwischen den Längssteifen (Hohlrippen) und dem Deckblech auf. In diesen Bereichen konnte häufig eine Rissbildung festgestellt werden. Lange Zeit wurden diese Risse nicht entdeckt, da sie ihren Ausgangspunkt meist im Inneren der Hohlrippen hatten und durch die fehlende Einsicht in diese Bereiche wurden diese Risse erst entdeckt, als sie bereits durch das komplette Deckblech gewachsen waren (siehe Abbildung 1.1). Als Ursache für das häufige Auftreten dieses Problems kann die in den letzten Jahrzehnten rasant ansteigende Schwerverkehrsbelastung ausgemacht werden.

Um kosten- und zeitintensive Neuerrichtungen der betroffenen Brücken zu vermeiden, wurden in den letzten 15 Jahren mehrere Sanierungsmethoden (siehe Abbildung 3.7), von denen man sich eine Lösung des Problems erhoffte, untersucht. Dabei wurden einige nur in Versuchen und mittels FE-Modellen untersucht. Andere wiederum können bereits auf praktische Anwendungen verweisen.

Eine der bis dato am häufigsten angewandten Sanierungsmethoden (siehe Kapitel 5) ist die Sanierung durch den Austausch der vorhandenen Deck-/Verschleißschicht durch eine RHPC-Deckschicht.

Wie bei jeder neuen Technologie oder Anwendung traten auch bei dieser zu Beginn Schwierigkeiten und Fehler auf. Die generelle Verwendung von hochfestem Beton als Deckschicht war bereits durch die Anwendung als Bodenbelag in Industriebauten und im Schiffsbau bekannt. Im Gegensatz zu den Anwendungen im Schiffs- und Industriebau treten bei der Ausführung dieser Sanierungsmethode zusätzlich Schwierigkeiten und Anforderungen auf.

Eines der Hauptkriterien, welches über die Effektivität der Ausführung entscheidet, ist die Qualität der Verbundschicht zwischen dem bestehenden Stahldeck und der neu aufgetragenen RHPC-Deckschicht. Durch Untersuchungen wurde festgestellt, dass sich hierfür eine Klebeschicht aus einem 2-Komponenten-Klebstoff auf Epoxidharzbasis, der mit einer Bauxiteinstreuung versehen wird, am besten eignet.



Die Wirksamkeit der Verbundschicht wird jedoch nicht nur durch die Wahl der angewendeten Variante entschieden, sondern sehr stark von der Qualität der ausgeführten Arbeiten beeinflusst. Analysiert man im Detail die Ausführungen der in Tabelle 5.5 angeführten Projekte, sind einige Entwicklungsschritte erkennbar.

Bei der Bewehrung ist erkennbar, dass eine Entwicklung von der anfangs verwendeten 3-lagigen, dicht verlegten Bewehrung (Kapitel 4.3.3 - Typ A) hin zur 2-lagigen, etwas weiter verlegten Bewehrung (Kapitel 4.3.3 - Typ B2) erfolgte. Als Begründung hierfür kann festgehalten werden, dass die eng liegende Bewehrung (lagenübergreifend 25 mm, siehe Abbildung 4.8) zu einer mangelhaften Ausbreitung des Betons unterhalb der Bewehrung führte (siehe Abbildung 5.25). Dies führte zu einem stark reduzierten Verbund zwischen dem stählernen Deckblech und der RHPC-Deckschicht in den betroffenen Bereichen.

Eine weitere Entwicklung ist die Zunahme der Schichtstärke der RHPC-Deckschicht. Um die erwünschte Steigerung der Ermüdungsfestigkeit zu erreichen, würde in den meisten Fällen eine RHPC-Deckschicht von 50 mm ausreichen. Diese geringe Schichtstärke führt mit der damit verbundenen geringen Betondeckung (ca. 18 mm) zu großen Schwierigkeiten. Bereits geringe Unebenheiten und Wölbungen im Deckblech oder Ungenauigkeiten bei der Verlegung der Bewehrung können dazu führen, dass an manchen Stellen die Bewehrung eine zu geringe oder gar keine Betondeckung mehr aufweist.

Eine weitere Schwierigkeit, die bei der Anwendung einer RHPC-Deckschicht auftrat, war die Gewährleistung der benötigten Ebenheit der Fahrbahnoberfläche. Mit der Verwendung von Stahlwinkeln, die auch den seitlichen Abschluss der RHPC-Deckschicht darstellt, wurde ein Niveau erzeugt, an dem die spätere Betonoberfläche angepasst wurde. Diese fix mit dem Deckblech verbundenen Stahlwinkel übertrugen jedoch die Unebenheiten des Deckblechs auf die endgültige Fahrbahnoberfläche, was zur Entwicklung justierbarer Konstruktionen führte (siehe Abbildung 4.11).

Über die Empfindlichkeit des Herstellungsprozesses wusste man im Vorfeld der praktischen Anwendungen bereits Bescheid, so wurden sämtliche Arbeiten auf dem Brückendeck unter einer dafür errichteten Zeltkonstruktion durchgeführt. Es wurde jedoch bei den ersten Anwendungen nicht auf Witterungseinflüsse auf die Zuschlagsstoffe geachtet, welche ohne ausreichenden Schutz im Freien gelagert wurden. So bewirkt ein zusätzliches Massenprozent an Wasser, welches durch feuchte Zuschlagsstoffe nicht in der Betonrezeptur berücksichtigt wurde, eine Steigerung des Wasser/Zement-Faktors von 0,27 auf 0,30. Bei manchen Projekten wurden sogar 3 zusätzliche Massenprozent an Wasser festgestellt. Dies führte zu einer erheblichen Veränderung der Konsistenz, was sich vor allem bei der Verwendung eines Gleitschalenfertigers auf die Qualität der fertigen Betonoberfläche auswirkt. Jedoch zeigte sich auch, dass die spezielle Rezeptur des verwendeten hochfesten Betons ansonsten sehr unempfindlich gegen äußere Einflüsse ist. So konnten keine weiteren Qualitätseinbußen durch die Probleme beim Wasser/Zement-Faktor, Wettereinflüsse (Einbautemperaturen zwischen 5 - 37 °C) oder ungeplante Stillstände festgestellt und somit als "anwenderfreundlich"

bezeichnet werden. [30]

Wurde bei Laborversuchen und auch beim Pilotprojekt an der Caland-Brücke alleinig durch ein abschließendes Sandstrahlen der HPC-Oberfläche eine ausreichende Rutschfestigkeit erzielt, so musste man bei größeren Projekten jedoch feststellen, dass eine zusätzliche dünne Verschleißschicht (siehe Abbildung 5.26) mit einer Einstreuerung aus Bauxit zweckmäßig ist, da diese nicht nur die Rutschfestigkeit gewährleistet, sondern dadurch auch noch die Möglichkeit besteht, etwaige Unebenheiten auszugleichen.

Trotz all der Schwierigkeiten, die bei der Anwendung einer RHPC-Deckschicht als Sanierungsmethode für orthotrope Straßenbrücken auftreten können, ist das Konzept des Austausches der Asphalt-Deckschicht durch eine Deckschicht aus bewehrtem ultra-hochfesten Beton eine äußerst wirkungsvolle Ertüchtigungsmethode. Durch die Verwendung kann die Spannung im Deckblech um etwa 80 % und in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Hohlrippe um etwa 60 % reduziert werden. Diese Reduktion führt zu der erwünschten Verlängerung der Lebensdauer.

Auch konnte festgestellt werden, dass eine Reparatur der bereits entstandenen Ermüdungsrisse im Deckblech nicht zwingend notwendig ist. Bei einwandfrei aufgetragenen RHPC-Deckschichten konnte kein weiteres Risswachstum festgestellt werden. [30]

## 7.2 Ausblick

Die guten Ergebnisse, die mit dieser Ertüchtigungsmethode bereits erzielt wurden, veranlassten das niederländische Verkehrsministerium dazu, noch weitere sanierungsbedürftige orthotrope Brücken auszuschreiben, bei denen die Ertüchtigung mittels einer RHPC-Deckschicht erfolgen soll. In den Niederlanden müssen bis zum Jahre 2020 noch mindestens 15 weitere orthotrope Straßenbrücken auf diese Art ertüchtigt werden. Die ersten Projekte wurden dabei bereits ausgeschrieben und vergeben. Bisher wurden vom Ministerium kaum Abweichungen beim verwendeten Material und in der Ausführung zugelassen, wodurch für neue Anbieter kaum eine Möglichkeit bestand mitzubieten. Um die Möglichkeiten des freien Marktes nutzen zu können, wurden nun durch das Ministerium die Mindestanforderungen und Testmethoden an die RHPC-Deckschicht für zukünftige Projekte festgelegt (siehe Tabelle 7.1).

Trotz der guten Ergebnisse sind bisher noch einige Punkte offen, durch die diese Methode zur Ertüchtigung von orthotropen Straßenbrücken weiter verbessert wer-

**Tabelle 7.1:** Mindestanforderungen an den HPC [30]

Eigenschaft	Anforderung
<b>Festigkeit</b>	C 90/105
<b>E-Modul</b>	50 kN/mm <sup>2</sup> ± 10 %
<b>Biegefestigkeit</b>	10 N/mm <sup>2</sup> ± 25 %
<b>autogenes Schwinden (90 Tage)</b>	<0,30 ‰
<b>Schwinden (90 Tage)</b>	<0,45 ‰
<b>Frost/Tausalz Beständigkeit</b>	<0,10 g/m <sup>2</sup>
<b>Luftporengehalt (Frischbeton)</b>	<2 %
<b>Luftporengehalt</b>	<4 %, max. Ø5 mm
<b>Korngrößen Zuschlag</b>	2 - 5 mm Beständig gegen Alkalitreiben
<b>Faserbewehrung</b>	min. 75 kg/m <sup>3</sup> Stahlfasern 0,4 x 12,5 mm

den kann. Es wäre zu untersuchen, wie die für die Verkehrssicherheit erforderliche Rutschfestigkeit ohne eine zusätzliche Verschleißschicht erreicht werden kann. Ein Ansatz dazu wäre die Verwendung von Zuschlagsstoffen mit einem größeren Korndurchmesser (5 - 8 mm), dies würde jedoch das Problem der mangelhaften Ausbreitung des Frischbetons (siehe Abbildung 5.25) unter der Bewehrung verstärken.

Um einen noch rascheren Einbau der HPC-Schicht zu ermöglichen und somit wirtschaftliche Vorteile durch geringere Lohnkosten und auch geringere Störungen des Straßenverkehrs zu erhalten, ist eine weitere Effizienzsteigerung beim Einbau notwendig. Dies kann durch einen verbesserten Einsatz von Gleitschalenfertigern erreicht werden.

In den nächsten Jahren wird die Notwendigkeit einer effizienten und kostengünstigen Ertüchtigungsmethode weiter steigen. Dabei werden nicht nur Brücken in den Niederlanden betroffen sein, sondern bereits jetzt gibt es reges Interesse an dem Know-How zu dieser Ertüchtigungsmethode aus zahlreichen anderen Ländern. [29]

# Anhang A - Datenblätter

In diesem Anhang sind folgende Datenblätter enthalten

- SIKADUR 30

## SikaDur®-30

### Armierungskleber

<b>Beschreibung</b>	SikaDur-30 ist ein thixotroper 2-Komponenten-Armierungskleber auf Epoxidharzbasis und speziellen Füllstoffen für Temperaturen zwischen +8 °C und +35 °C.
<b>Anwendung</b>	<b>Für das kraftschlüssige Verkleben von</b> - Sika CarboDur CFK-Lamellen auf Beton, Mauerwerk und Holz - Stahllamellen auf Beton
<b>Vorteile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ Sehr gute Misch- und Verarbeitbarkeit</li> <li>■ Kein Primer nötig</li> <li>■ Hohe Kriechbeständigkeit unter Dauerlast</li> <li>■ Sehr gute Haftung auf Beton, Mauerwerk, Stein, Stahl, Gusseisen, Aluminium, Holz und Sika® CarboDur® Lamellen</li> <li>■ Aushärtung wird durch Feuchtigkeit nicht beeinträchtigt</li> <li>■ Hohe mechanische Festigkeiten</li> <li>■ Standfest an vertikalen Flächen sowie über Kopf</li> <li>■ Schwindfreies Aushärten</li> <li>■ Verschieden farbige Komponenten (für Mischkontrolle)</li> <li>■ Hohe mechanische Früh- und Endfestigkeiten</li> <li>■ Hohe Abrasions- und Stoßfestigkeit</li> <li>■ Undurchlässig gegenüber Flüssigkeiten und Wasserdampf</li> </ul>

#### Atteste

<b>Prüfzeugnisse</b>	<p>Deutsches Institut für Bautechnik: C-36.12-80.18.05.2010 Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung</p> <p>IBMB, TU Braunschweig: Untersuchungsbericht Nr. 1871/0054, 1994 Zulassungsprüfung des SikaDur®-30 Epoxyklebers.</p> <p>IBMB, TU Braunschweig: Untersuchungsbericht Nr. 1734/6434, 1995 Prüfung Epoxidharz-Reprofiliermörtel SikaDur®-41 in Verbindung mit dem Epoxidharzkleber SikaDur®-30 zur Verklebung von Stahlflaschen.</p> <p>Geprüft nach EN 1504-4</p>
----------------------	---



## Produktdaten

### Art

**Aussehen / Farbton**  
 Komp. A : weiss  
 Komp. B: schwarz  
 Komp. A + B gemischt: hellgrau

### Lieferform

#### Vordosierte Einweggebinde (A + B):

Gebinde à: 6 kg (Doppelstockgebinde)  
 Palettenlieferung: 480 kg (80 × 6 kg)

#### Nicht vordosierte Grossgebinde:

Komp. A: 30 kg  
 Komp. B: 10 kg  
 Palettenlieferung: 560 kg (14 × 30 kg Komp. A und 14 × 10 kg Komp. B)

### Lagerung

#### Lagerbedingungen / Haltbarkeit

Im ungeöffneten Originalgebinde bei einer Lagertemperatur zwischen +5°C und +30°C: 24 Monate ab Produktionsdatum.  
 Trocken lagern, vor direkter Sonnenbestrahlung schützen.

### Technische Daten

**Chemische Basis** Epoxidharz

**Dichte** 1,65 kg/l ± 0,1 kg/l (Komp. A+B) bei +23°C

**Standfestigkeit** Auf vertikalen Flächen 3 - 5 mm bei +35°C nach FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte)

**Verpressbarkeit** 4000 mm<sup>2</sup> (bei +15°C, bei 15 kg nach FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte))

**Schichtdicke** Maximal 30 mm pro Arbeitsgang  
 Bei größeren Schichtdicken sind mehrere Applikationen nötig. Um eine Verkürzung der Verarbeitungszeit zu verhindern, sollten einzelne Gebindeeinheiten aufgebraucht und nie mit frisch angemachtem Material vermischt werden.

**Thermischer Ausdehnungskoeffizient** 2,5 · 10<sup>-5</sup> pro °C (-20°C bis +40°C)

**Glasumwandlungs-temperatur** Nach FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte)

Aushärungszeit	Temperatur	Glasumwandlungspunkt
7 Tage	+45°C	+62°C

Heat deflection temperature nach ASTM-D 648

Aushärungszeit	Temperatur	HDT
3 Stunden	+80°C	+53°C
6 Stunden	+60°C	+53°C
7 Tage	+35°C	+53°C
7 Tage	+10°C	+36°C

**Gebrauchstemperatur** -40°C bis +45°C (bei einer Aushärtungstemperatur > 23°C)

## Mechanische / physikalische Eigenschaften

### Druckfestigkeit

Aushärtungszeit	Nach EN 196	
	+10°C	+35°C
12 Std.	-	80 – 90 N/mm <sup>2</sup>
1 d	50 – 60 N/mm <sup>2</sup>	85 – 95 N/mm <sup>2</sup>
3 d	65 – 75 N/mm <sup>2</sup>	85 – 95 N/mm <sup>2</sup>
7 d	70 – 80 N/mm <sup>2</sup>	85 – 95 N/mm <sup>2</sup>

### Scherfestigkeit

Nach FIP (Fédération International de la Précontrainte)  
Betonbruch bei ca. 15 N/mm<sup>2</sup>

Aushärtungszeit	+15°C	+35°C
1 Tag	3 - 5 N/mm <sup>2</sup>	15 - 18 N/mm <sup>2</sup>
3 Tage	13 - 16 N/mm <sup>2</sup>	16 - 19 N/mm <sup>2</sup>
7 Tage	14 - 17 N/mm <sup>2</sup>	16 - 19 N/mm <sup>2</sup>

18 N/mm<sup>2</sup> (7 Tage bei +23°C nach DIN 53283)

### Zugfestigkeit

Aushärtungszeit	Nach DIN 53 455	
	+15°C	+35°C
1 d	18 - 21 N/mm <sup>2</sup>	23 - 28 N/mm <sup>2</sup>
3 d	21 - 24 N/mm <sup>2</sup>	25 - 30 N/mm <sup>2</sup>
7 d	24 - 27 N/mm <sup>2</sup>	26 - 31 N/mm <sup>2</sup>

### Haftzugfestigkeit

#### Auf Stahl:

> 21 N/mm<sup>2</sup> (Mittelwert > 30 N/mm<sup>2</sup>) auf fachgerecht vorbereitetem Untergrund z.B. sandgestrahlt Sa 2.5, nach DIN EN 24 624

#### Auf Beton:

Betonbruch bei ca. 4 N/mm<sup>2</sup> nach FIP

### Schwindverhalten

0,04% nach FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte)

### E-Modul

Druck: 9.600 N/mm<sup>2</sup> (nach ASTM D695)  
(nach 14 Tagen bei +23 °C)  
Zug: 11.200 N/mm<sup>2</sup> (nach ISO 527)  
(nach 14 Tagen bei +23 °C)

## Systemdaten

### Systemaufbau

Sika CarboDur System:  
Für die Verarbeitung der Sika CarboDur CFK-Lamellen mit dem Systemklebstoff SikaDur-30 ist das Technische Merkblatt von Sika CarboDur zu beachten.

### Verarbeitungshinweise

#### Untergrundbeschaffenheit

Siehe Technisches Merkblatt Sika CarboDur Lamellen

#### Untergrundvorbereitung

Siehe Technisches Merkblatt Sika CarboDur Lamellen


### Verarbeitungsbedingungen / Limiten

#### Untergrundtemperatur

Mindestens: +8°C  
Maximal: +35°C

#### Lufttemperatur

Mindestens: +8°C  
Maximal: +35°C

<b>Materialtemperatur</b>	Mindestens: +8° C Maximal: +35° C												
<b>Untergrundfeuchtigkeit</b>	Maximaler Feuchtigkeitsgehalt des Betons 4% Bei Anwendung auf feuchtem Beton (kein stehendes Wasser) Kleber gut in die Oberfläche einreiben.												
<b>Taupunkt</b>	Auf Kondenswasserbildung achten! Die Untergrundtemperatur muss während der Verarbeitung mindestens 3°C über der Taupunkttemperatur liegen!												
<b>Verarbeitungsanweisung</b>													
<b>Mischen</b>	Komp. A : Komp. B = 3 : 1 (Gew.-Teile/Vol.-Teile).  Bei nicht vordosierten Großgebinden muss das richtige Mischungsverhältnis durch Abwiegen beider Komponenten sichergestellt werden.												
<b>Mischzeit</b>	<b>Fertigpackung</b> Komp. B vollständig zu Komp. A geben. Mit elektrischem Handrührgerät mindestens 3 Minuten mischen, bis in der Masse und am Rand sowie am Boden der Dose keine Farbschlieren mehr sichtbar sind. Mit einer Mischspindel mischen, um möglichst wenig Luft einzuführen (max. 600 U/Min). Danach in ein geeignetes Gefäß umleeren (umtopfen) und nochmals für 1 Minute mischen. Nur soviel mischen wie innerhalb der Topfzeit verbraucht wird.    <b>Nicht vordosierte Großgebinde</b> Material in den Kesseln gut aufrühren. Komponenten im richtigen Verhältnis dosieren und analog den Fertigpackungen in geeigneten Mischgefäßen mischen.												
<b>Verarbeitungsmethode / -geräte</b>	Die Verarbeitung ist im Technischen Merkblatt der Sika CarboDur Lamellen im Detail beschrieben.												
<b>Gerätereinigung</b>	Arbeitsgeräte sofort mit Sika Colma Reiniger waschen. Erhärtetes Material kann nur noch mechanisch entfernt werden.												
<b>Topfzeit</b>	Nach FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) <table border="1"> <thead> <tr> <th>Temperatur</th> <th>+8°C</th> <th>+20°C</th> <th>+35°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Topfzeit</td> <td>~ 120 Minuten</td> <td>~ 90 Minuten</td> <td>~ 20 Minuten</td> </tr> <tr> <td>Offenzeit</td> <td>~ 150 Minuten</td> <td>~ 110 Minuten</td> <td>~ 50 Minuten</td> </tr> </tbody> </table>  Die Topfzeit beginnt sobald Harz und Härter gemischt werden. Sie ist kürzer bei hohen Temperaturen und länger bei tiefen Temperaturen. Je größer die gemischte Menge ist, umso kürzer ist die Topfzeit. Um längere Verarbeitungszeiten bei hohen Temperaturen zu erzielen, kann die gemischte Menge in Portionen aufgeteilt werden. Eine weitere Methode ist die Komponenten vor dem Mischen zu kühlen (nicht unter +5 °C).	Temperatur	+8°C	+20°C	+35°C	Topfzeit	~ 120 Minuten	~ 90 Minuten	~ 20 Minuten	Offenzeit	~ 150 Minuten	~ 110 Minuten	~ 50 Minuten
Temperatur	+8°C	+20°C	+35°C										
Topfzeit	~ 120 Minuten	~ 90 Minuten	~ 20 Minuten										
Offenzeit	~ 150 Minuten	~ 110 Minuten	~ 50 Minuten										
<b>Aushärtungsbedingungen</b>													
<b>Hinweise</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Die SikaDur-Harze wurden so formuliert, dass sie unter Dauerbelastung ein möglichst geringes Kriechen haben.</li> <li>- Auf Grund des Kriechverhaltens, welches alle Polymere unter Belastung haben, ist bei der Bemessung der zulässigen Last das Kriechen zu berücksichtigen.</li> <li>- Die ständige, wirkliche Last auf die Verklebung darf grundsätzlich nur 20 - 25% der Bruchlast betragen. Zusätzliche Sicherheitsfaktoren sind in diesem Fall nicht zu berücksichtigen.</li> <li>- Für die Bemessung spezieller Probleme ist mit einem Bauingenieur Kontakt aufzunehmen.</li> </ul>												



## CE-Kennzeichnung

<b>CE</b>	
0921	
Sika Schweiz AG Tüffenwies 16-22 CH-8048 Zürich 1001	
08	
<b>0921-CPD-2054</b>	
EN 1504-4	
Kleber für Bauzwecke zum Kleben von Mörtel oder Beton für andere Verwendungszwecke als solche mit geringen Leistungsanforderungen	
Haftvermögen/Adhäsion	≥ 14 N/mm <sup>2</sup>
Schrägscherfestigkeit auf Stahl	50° C ≥ 50 N/mm <sup>2</sup> 60° C ≥ 60 N/mm <sup>2</sup> 70° C ≥ 70 N/mm <sup>2</sup>
Scherfestigkeit	≥ 12 N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit	≥ 30 N/mm <sup>2</sup>
Schwinden/Quellen	≤ 0.1%
Verarbeitungszeit	85 min. bei 23°C
Wasserempfindlichkeit	bestanden
E-Modul	≥ 2.000 N/mm <sup>2</sup>
Thermischer Wärmeausdehnungskoeffizient	≤ 100 * 10 <sup>-6</sup> je K
Glasübergangstemperatur	≥ 40°C
Brandverhalten	Klasse E
Dauerhaftigkeit	bestanden
Gefährliche Stoffe	Übereinstimmung mit 5.4 keine

## Sicherheitsvorschriften

<b>Messwerte</b>	Alle in diesem Produktdatenblatt aufgeführten technischen Daten stammen aus Laborversuchen. Von uns nicht beeinflussbare Umstände können zu Abweichungen der effektiven Werte führen.
<b>Schutzmassnahmen</b>	SikaDur-30 kann Hautreizungen (Dermatose) hervorrufen! Schutzkleidung tragen (Handschuhe, Brille). Hände vor Arbeitsbeginn mit Schutzcreme einreiben. Bei Kontakt mit Augen oder Schleimhäuten gründlich mit warmem, sauberem Wasser spülen, dann sofort Arzt aufsuchen.
<b>Ökologie</b>	In unausgehärtetem Zustand ist SikaDur-30, Komp. A + B, wassergefährdend und darf deshalb nicht in die Kanalisation, in Gewässer oder ins Erdreich gelangen. Reste von Sika Colma Reiniger und SikaDur-30 müssen in jedem Fall ordnungsgemäß entsorgt werden.
<b>Wichtige Sicherheitshinweise</b>	Für detaillierte Angaben konsultieren Sie bitte das aktuelle Sicherheitsdatenblatt unter <a href="http://www.sika.at">www.sika.at</a>

## Rechtliche Hinweise

Die Angaben, insbesondere die Vorschläge für die Verarbeitung und Verwendung unserer Produkte, beruhen auf unseren Kenntnissen und Erfahrungen im Normalfall zur Zeit der Drucklegung. Je nach den konkreten Umständen, insbesondere bezüglich Untergründen, Verarbeitung und Umweltbedingungen, können die Ergebnisse von diesen Angaben abweichen. Sika garantiert für ihre Produkte die Einhaltung der technischen Eigenschaften gemäss den Produktdatenblättern bis zum Verfalldatum. Produkthanwender müssen das jeweils neueste Produktdatenblatt unter «[www.sika.at](http://www.sika.at)» abrufen. Es gelten unsere aktuellen allgemeinen Geschäftsbedingungen.



Sika Österreich GmbH  
Dorfstrasse 23  
6700 Bludenz-Bings

Tel. +43 (0)50 610 0  
Fax +43 (0)50 610 1901  
[www.sika.at](http://www.sika.at)  
[info@sika.at](mailto:info@sika.at)



# Abbildungsverzeichnis

1.1	Sichtbarer Riss im Dünnbettbelag und dem darunter liegenden Deckblech [1]	5
1.2	Querschnitt: mit Asphaltdeckschicht - mit Epoxidharz-Deckschicht . . .	6
1.3	Bezeichnung der Querschnittsabmessungen - Längssteifen aus Hohlrippen . . . . .	7
1.4	Bezeichnung der Querschnittsabmessungen - offene Längssteifen . . . . .	7
1.5	Struktur eines orthotropen Brückendecks [2] . . . . .	8
1.6	Varianten von Längssteifen . . . . .	9
1.7	Millau-Viadukt [4] [5] . . . . .	10
1.8	Orthotroper Kastenquerschnitt - Millau-Viadukt [6] . . . . .	10
1.9	Akashi-Kaikyo-Brücke [7] [8] . . . . .	11
1.10	Untersicht auf das orthotrope Brückendeck [9] . . . . .	11
1.11	Mindeststeifigkeit der Längssteifen [11] . . . . .	12
1.12	Freischnittgestaltung im Querträger [11] . . . . .	13
2.1	Risse im Deckblech [1] . . . . .	15
2.2	Phasen der Rissbildung im Deckblech an der Stelle des Querträgers [1]	15
2.3	Verformung und stat. System des Deckblechs an der Stelle eines Querträgers . . . . .	16
2.4	Verformung und stat. System des Deckblechs an der Stelle zwischen den Querträgern . . . . .	17
2.5	Eintiefung des Deckblechs aufgrund der Risse im Deckblech . . . . .	18
2.6	Risse in der Schweißnaht zw. Deckblech und Längsrippe [1] . . . . .	19
2.7	Verdrehung des Hohlrippenquerschnittes . . . . .	19
2.8	Risse im Montagestoß von Hohlrippen [1] . . . . .	21
2.9	Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, Hohlrippe zwischen Querträger eingepasst [1] . . . . .	22
2.10	Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, Hohlrippe durchlaufend, Querträgersteg angepasst [1] . . . . .	22
2.11	Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, Hohlrippe durchlaufend, Aussparrung im Querträger [1] . . . . .	23
2.12	Ermüdungsriss bei der Hohlrippen-Querträger-Verbindung, "schwimmende Konstruktion" [1] . . . . .	23
3.1	Manuell geführter Prüfkopf [13] . . . . .	25
3.2	TOFD-Verfahren bei einem fehlerfreien Prüfkörper . . . . .	26

3.3	TOFD-Verfahren bei einem fehlerhaften Prüfkörper . . . . .	26
3.4	Ersetzen des Deckblechs . . . . .	28
3.5	Unterpulverschweißen [1] . . . . .	29
3.6	Unterpulverschweißverfahren - Schema [16] . . . . .	30
3.7	Ertüchtigungsmöglichkeiten für orthotrope Brückendecks([17]) . . . . .	33
3.8	Versuchsanordnung - TU Dortmund [18] . . . . .	35
3.9	Schematischer Aufbau [20] . . . . .	36
3.10	Aufbringung des Klebstoffs im Labor [1] . . . . .	37
3.11	Querschnitt durch einen geschweißten Plattenstoß [1] . . . . .	38
3.12	Aufbau eines Sandwich-Plate-System [22] . . . . .	39
3.13	Hohlrippenfüllung . . . . .	40
4.1	Beispiel für behandelte Stahloberflächen ([24]) . . . . .	45
4.2	Kalziniertes Bauxit [26] . . . . .	47
4.3	Struktur des Zementleimes im Frischbeton [2] . . . . .	48
4.4	3-Punkt-Biegeversuch - Ermittlung der Scherfestigkeit [1] . . . . .	51
4.5	Verdichtung mittels Rüttelbohlen [28] . . . . .	54
4.6	Gleitschalenfertiger [29] . . . . .	55
4.7	Lage der Bewehrungsmatten . . . . .	56
4.8	Bewehrungsführung Typ A[2] . . . . .	56
4.9	Verlegung einer vorgefertigten Rollmatten-Bewehrung [31] . . . . .	57
4.10	Variante für ein Randdetail - D1 . . . . .	58
4.11	Variante für ein Randdetail - D2 . . . . .	59
4.12	Anwendung des Randdetails D2 [30] . . . . .	59
4.13	Variante für ein Randdetail - D3 . . . . .	60
5.1	Van Brienoord-Brücke [32] . . . . .	62
5.2	Parallelrisse an derselben Längssteife die sich an der Belagsoberseite abzeichnen, [1] . . . . .	63
5.3	Sich im dünnen Epoxidharzbelag abzeichnender Deckblechriss, [1] . . . . .	64
5.4	Caland-Brücke, Rotterdam . . . . .	66
5.5	Unterseite des beweglichen Hubgliedes [36] . . . . .	66
5.6	Aufbau der Zeltkonstruktion [37] . . . . .	67
5.7	Aufbringen des Epoxidharzes [38] . . . . .	67
5.8	Bewehrungsprinzip [2] . . . . .	68
5.9	Einbringen des Betons [2] . . . . .	68
5.10	Unterschied zwischen Power Floating und Power Troweling [39] . . . . .	69
5.11	Übersicht der Messpunkte; Querschnitt A, B und C [1] . . . . .	71
5.12	DMS nahe der Schweißnaht in den Querschnitten A,B und C - in Brückenlängsrichtung (z.Bsp. A-3l) [1] . . . . .	72
5.13	Lage DMS in den Querschnitten A und C - quer zur Brückenlängs- richtung (z.Bsp. A-3l) [1] . . . . .	72
5.14	Nummerierung DMS - Querschnitt A [1] . . . . .	73
5.15	Nummerierung DMS - Querschnitt B [1] . . . . .	74



5.16	Nummerierung DMS - Querschnitt C [1]	75
5.17	Spannungskollektiv DMS 7 - Deckblech [40]	76
5.18	Spannungskollektiv DMS 8 - Hohlrippensteg [40]	76
5.19	Tages-Spannungskollektive DMS 7 - Gussasphalt - KW16 [1]	77
5.20	Tages-Spannungskollektive DMS 7 - RHPC-Deckschicht - KW23 [1]	78
5.21	Moerdijk-Brücke [41]	80
5.22	Luftaufnahme während der Bauphase [42]	81
5.23	Einbringen des Frischbetons [42]	82
5.24	Einbau mit Rüttelbohle [42]	82
5.25	Schlechte Ausbreitung des HPC zwischen der dichten Bewehrung [30]	83
5.26	Aufbringung der Verschleißschicht [44]	84
5.27	Lek-Brücke [45]	85
5.28	Brücke Illzach [46]	88
5.29	Untersicht auf die Brücke in Illzach [47]	89
6.1	Abmessungen des verwendeten Testpanels [1]	97
6.2	Bewehrungslage und Einbringen des HPC [1]	98
6.3	Fertiges Testpanel [1]	98
6.4	Herstellung der Zugänglichkeit innerhalb der Hohlrippen [1]	99
6.5	Anordnung der DMS am Beispiel der mittleren Hohlrippe [1]	100
6.6	Anordnung der DMS auf der RHPC-Oberfläche [1]	100
6.7	Position der Lastaufbringung über den einzelnen Hohlrippen	101
6.8	Ergebnis des statischen Tests (Lastzyklus 3) vor dem Ermüdungstest [1]	106
6.9	Ergebnis des statischen Tests (Lastzyklus 3) nach dem Ermüdungstest [1]	107
6.10	Probekörper (4,20 x 2,40 m) mit Verbundwirkung durch aufgeschweißte Kopfbolzendübel [55]	109
6.11	Versuchsanordnung des orthotropen Brückendecks in realer Größe [53]	110

# Tabellenverzeichnis

4.1	Reinheitsgrade/Vorbereitungsgrade für das Sandstrahlen [23] . . . . .	46
4.2	Eigenschaften von Epoxidharz-Klebstoff am Beispiel SIKADUR 30 <sup>®</sup>	47
4.3	Eigenschaften von HPC, UHPC, HRUHPC und hochfestem Stahl ([2])	53
4.4	Betonrezeptur für die Anwendung eines Gleitschalenfertigers [27] . . .	54
5.1	Spannungsschwingbreiten [MPa] des Kollektives - Deckschicht mit Gussasphalt [40] . . . . .	77
5.2	Spannungsschwingbreiten [MPa] des Kollektives - Deckschicht mit RHPC [40] . . . . .	78
5.3	Spannungsreduktionsfaktoren [40] . . . . .	78
5.4	Betonrezeptur und mechanische Eigenschaften - Eiffage TP - BSI <sup>®</sup>	91
5.5	Vergleich der einzelnen Sanierungsmaßnahmen . . . . .	95
6.1	Errechnete Beanspruchungsdauern [52] . . . . .	104
6.2	Ablauf des Ermüdungstests für die Hohlrippe 1 . . . . .	104
6.3	Ablauf des Ermüdungstests für die Hohlrippe 2 . . . . .	105
6.4	Ablauf des Ermüdungstests für die Hohlrippe 3 . . . . .	105
6.5	Schadenswerte bei unterschiedlichen Konstruktionen[53] . . . . .	113
7.1	Mindestanforderungen an den HPC [30] . . . . .	118

# Literaturverzeichnis

- [1] DE JONG F.B.P.: Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks, TU Delft (NL), 2007
- [2] BUITELAAR P., BRAAM R., KAPTIJN N.: Reinforced High Performance Concrete Overlay System for Rehabilitation and strengthening of Orthotropic Steel bridge decks, Orthotropic Bridge Conference - Sacramento (USA), Seite 384 - 401, 2004
- [3] GREINER R., UNTERWEGER H.: Skriptum zu Stahl- und Verbundbrücken, TU Graz, 2007
- [4] MOSSOT J.: Structurae [de], <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?id=95523> , letzter Zugriff am 11.04.2013
- [5] NIZET R.: Structurae [de], <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?id=138656> , letzter Zugriff am 11.04.2013
- [6] MOSSOT J., CEVM Eiffage: Structurae [de], <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?id=14670>, letzter Zugriff am 06.06.2013
- [7] PRINZLER S.: Structurae [de], <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?id=199583>, letzter Zugriff am 11.04.2013
- [8] O'DONNELL P.: Bridgemeister, <http://www.bridgemeister.com/pic.php?pid=996>, letzter Zugriff am 11.04.2013
- [9] PRINZLER S.: Structurae [de], <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?id=199584>, letzter Zugriff am 06.06.2013
- [10] FRIEDRICH H.: Ertüchtigung im Stahlbrückenbau, Expertengespräch Stahlbrückenbau, Bergisch Gladbach (GER), 2011
- [11] SEDLACEK G., WISEL H. NENSEN W., Leitfaden zum DIN Fachbericht 103 - Stahlbrücken, Ernst u. Sohn, 2004

- [12] KOLSTEIN H., WARDENIER J.: Fatigue strength of welded joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, *Welding in the World - Budapest (HUN)*, Seite 175 - 194, 1996
- [13] ARANAS U.,  Commons, <http://commons.wikimedia.org/wiki/File:TOFD-ManuallyGuidedSensors.jpg>, letzter Zugriff am 30.08.2013
- [14] DEKRA Material Testing GmbH: [http://zwp-admin.de/dmt/leistungsprogramm/zerstoerungsfreie-werkstoffpruefung/ndt\\_tofd/tofd.html](http://zwp-admin.de/dmt/leistungsprogramm/zerstoerungsfreie-werkstoffpruefung/ndt_tofd/tofd.html), letzter Zugriff am 30.08.2013
- [15] SECTOR-Cert Gesellschaft für Zertifizierung mbH: [http://www.sectorcert.com/fileadmin/sv09/Bilder/Downloads\\_PDF/SECTOR\\_TOFDPHASED\\_2011.pdf](http://www.sectorcert.com/fileadmin/sv09/Bilder/Downloads_PDF/SECTOR_TOFDPHASED_2011.pdf), letzter Zugriff am 30.08.2013
- [16] TWI The Welding Institute: Submerged Arc Welding, <http://www.twi.co.uk/technical-knowledge/job-knowledge/submerged-arc-welding-process-005/>, letzter Zugriff am 18.05.2013
- [17] STRANGHÖNER N., LORENZ Ch., STRAUBE E., KNAUFF M.: Reparatur von Rissen am Deckblech, Expertengespräch Stahlbrückenbau, Bergisch Gladbach (GER), 2011
- [18] UNGERMANN D.: Sanierung orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Fertigteilen aus ultrahochfestem Beton, Abschlussbericht, R.Lange GmbH - Moers, 2010
- [19] PETERS N., FRIEDRICH H.: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen - Compuntersimulation, Schlussbericht, Bundesanstalt für Straßenwesen BAST, Bergisch Gladbach (GER), 2005
- [20] FRIEDRICH H., EILERS M., QUAAS B., STAECK M.: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen Optimierung der Klebetechnologie, Schlussbericht, Bundesanstalt für Straßenwesen BAST, Bergisch Gladbach (GER), 2005
- [21] KENNEDY D.J.L., DORTON R.A., ALEXANDER S.D.B.: The Sandwich Plate System for Bridge Decks, *International Bridge Conference - Pittsburgh (USA)*, 2002
- [22] NOVAK P.:  Commons, [http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/8/85/SPS-Sandwich\\_Plate\\_System-\\_Sample.jpg](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/8/85/SPS-Sandwich_Plate_System-_Sample.jpg), letzter Zugriff am 02.05.2013



- 
- [23] EN - 12944-4: Beschichtungsstoffe - Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 4: Arten von Oberflächen und Oberflächenvorbereitung, 1998
- [24] Bauen mit Stahl: <http://www.bauforumstahl.de/upload/documents/publikationen/arbeitshilfen/sta.01.2.pdf>, letzter Zugriff am 05.08.2013
- [25] WIKIPEDIA <http://de.wikipedia.org/wiki/Bauxit>, letzter Zugriff 02.05.2013
- [26] Tianjin FTZ <http://image.made-in-china.com/2f0j00pMJTtOLRCvcB/Calcined-Bauxite.jpg>, letzter Zugriff 02.05.2013
- [27] KOENDERS E.A.B.: Rijpheidsonderzoek CONTEC Ferroplan - Bepaling rijpheidscurve voor twee isotherme verhardingscondities, TU Delft (NL), 2005, (in Niederländisch)
- [28] C&C Pumping Services: <http://www.ccpumpingservices.com/pumpservices.html>, letzter Zugriff am 30.09.2013
- [29] BUITELAAR P., BRAAM R.: Application of Reinforced High Performance Concrete Overlays on Orthotropic Steel bridge Dekcs - theory and practice, 2010
- [30] BAMTEC: <http://www.bamtec.com/index.htm>, letzter Zugriff am 30.09.2013
- [31] BUITELAAR P.: Heavy reinforced high performance concrete overlay on orthotropic steel bridges in the Netherlands, 11th International Symposium on Concrete Roads - Sevilla (ESP), 2010
- [32] PANORAMIO: <http://www.panoramio.com/photo/35282870>, letzter Zugriff am 15.07.2013
- [33] KOLSTEIN H.: The Role of site measurements to improve the knowledge about the fatigue behaviour of steel orthotropic bridges, Orthotropic Bridge Conference - Sacramento (USA), Seite 626 - 646, 2004
- [34] Structurae [de]: <http://de.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0005629>, letzter Zugriff am 16.05.2013
- [35] WERKHOVEN R.L.: RWL Marine, <http://www.rlwmarine.nl/fotos.html>, letzter Zugriff am 19.03.2013
- [36] PANORAMIO: <http://www.panoramio.com/photo/33391866>, letzter Zugriff am 15.07.2013

- [37] BUITELAAR P.: Ultra high performance concrete: Developments and applications during 25 years, International Symposium on UHPC - Kassel (GER), 2004
- [38] BRAAM R, BUITELAAR P., Kaptijn N.: Reinforced high performance concrete overlay System for Steel bridges, TU Delft (NL), 2004
- [39] PETERSON C.O.: Power floating and troweling - Efficient techniques promise higher production, The Aberdeen Group, 1986
- [40] DE JONG F.B.P.: Analysis and improvement of existing deck structures with particular attention for deck plate cracks and stiffener to deck connections, 2005
- [41] PANORAMIO: <http://www.panoramio.com/photo/2886108>, letzter Zugriff am 19.04.2013
- [42] DENKINGER M.D., BUITELAAR P.: Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten von Stahlbrücken, Stahlbau - 75. Jahrgang Heft 7, Seite 602 - 604, 2006
- [43] BUITELAAR P., BRAAM R.: Heavy reinforced ultra thin white topping of high performance concrete for re-strengthening and rehabilitation of structures and pavements, 8th International Symposium on utilization of High-strength and High-Performance Concrete - Tokyo (JAP), 2008
- [44] BOLIDT Kunststoftoepassing B.V.: <http://www.bolidt.nl/de/systeme/boligrrip-und-bolidrain-verschleiss-schichten.html>, letzter Zugriff am 31.08.2013
- [45] PANORAMIO: <http://www.panoramio.com/photo/56614823>, letzter Zugriff am 16.04.2013
- [46] NUEFFER L.: Structurae [de], <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?id=80821>, letzter Zugriff am 15.03.2013
- [47] NUEFFER L.: Structurae [de], <http://de.structurae.de/photos/index.cfm?id=80822>, letzter Zugriff am 02.09.2013
- [48] SERVANT C., FAUCONNEAU F., HAJAR Z., LUANGKHOT E., RAOUL J., THIBAUX T.: Bridge in Illzach, EUROSTEEL 2011 - Budapest (HUN), Seite 1455 - 1460, 2011

- [49] DEN BLANKEN S., Präsentation: Beoordeling en versterking brugdek - Muiderbrug, Royal Haskoning ARUP, (in Niederländisch)
- [50] DE JONG F.B.P.: Static and Fatigue tests on orthotropic bridge deck with fatigue cracks and RHPC surfacing, Stevin -Report 6.05.2, Delft (NL), 2006
- [51] VAN STRAALLEN I.J.J., VIS R.: Proeven op stalen rijdekken - Levensduurverlengende oplossing met een 5 cm dikke laag beton op het rijdek, TNO-report2002-BC-R0026, Delft (NL), 2002
- [52] DE JONG F.B.P.: Fatigue test loading related to measured traffic loads, TU Delft (NL), 2006
- [53] LUANGKHOT E., DIENG L., BRISARD S., LE QUERE C., RAOUL J.: ORTHOPLUS, EUROSTEEL 2011 - Budapest (HUN), Seite 1341 - 1346, 2011
- [54] EN - 12697-26: Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt - Teil 26: Steifigkeit, 2004
- [55] DIENG L., MARCHAND P., GOMES F. TESSIER Ch. TOUTLEMONDE F.: Use of UHPFRC overlay to reduce stresses in orthotropic steel decks, Journal of constructional steel research, Seite 30 - 41, 2013