

Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 76



bast

Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems

von

Gerhard Sedlacek
Michael Paschen

Ingenieurbüro Professor Sedlacek & Partner
Aachen

Markus Feldmann
Achim Geßler
Sebastian Möller

Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau
der RWTH Aachen

Bernhard Steinauer
Karen Scharnigg

Institut für Straßenwesen
der RWTH Aachen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 76

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 15.405/2004/CRB:
Nachhaltige Instandsetzung und Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems

Projektbetreuung

Heinz Friedrich

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-86918-079-3

Bergisch Gladbach, Januar 2011

Kurzfassung – Abstract

Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagsystems

Der Bericht liefert einen Überblick über die Gefährdung von stählernen Fahrbahnplatten hinsichtlich Ermüdungsschäden, ordnet diese Gefährdungen in Gefährdungskategorien ein und gibt Strategien und Verfahren zu einer nachhaltigen Instandsetzung vor allem von Deckblechschäden und Schäden an der Verbindung zwischen Längsrippe und Deckblech an.

Im Einzelnen geht der Bericht auf die Entwicklung stählerner Fahrbahnplatten bis zur heutigen Standardlösung ein, auf deren Weg sich einige Konstruktionen als besonders schadensanfällig erwiesen haben. Eine Aufgabe ist es daher, bestehende Brücken und die heutige Standardlösung zukunftssicher zu machen.

Für die Zukunftssicherung ist besonders die Dauerhaftigkeit des Deckblechs und seiner Verbindungen zu Rippen und Querträgern wichtig. Zur Verringerung der Ermüdungsbelastung des Deckblechs gibt es Verfahren

- der direkten Deckblechverstärkung,
- der Effizienzsteigerung des Fahrbahnbelags zur Verbesserung der Verbundwirkung mit dem Deckblech.

Die vorgestellten und untersuchten Verfahren zur direkten Deckblechverstärkung sind:

- Aufbringen einer Elastomersandwichstruktur mit einem neuen zusätzlichen Stahldeckblech („SPS“ – Sandwich Plate System; Pilotprojekt in NRW),
- stahlfaserbewehrter, hochfester Beton mit Stahlbewehrungseinlagen (Pilotprojekte in den Niederlanden),
- Aufkleben von Zusatzblechen (Versuchsstadium).

Zur Effizienzsteigerung des Fahrbahnbelags ist es nötig, eine Optimierung zwischen zwei sich widersprechenden Zielsetzungen zu erreichen:

1. Dauerhaftigkeit des Belages durch ausreichende Elastizität des Belags und Reduktion der Verbundwirkung,

2. Dauerhaftigkeit des Stahlblechs und der Verbindungsnaht mit der Längsrippe durch höhere Steifigkeit des Belags und Verbesserung der Verbundwirkung.

Dazu sind Versuche mit Belägen mit modifiziertem Bitumen (PmB25A) und mit hohlraumreichem Asphaltträger mit nachträglichem Verguss (HANV) durchgeführt worden, die Tendenzen zu Verbesserungen erkennen lassen.

Für eine weitere Optimierung der beiden Varianten sind gezielte Kleinteilversuche zur Bestimmung von temperatur- und frequenzabhängigen Stoffeigenschaften, die sich für Grenzzustandsberechnungen eignen, erforderlich. Die Berechnungsmodelle müssten an bauteilähnlichen Prüfkörpern überprüft werden.

Der Bericht gibt Empfehlungen wie eine Verbesserung der Verbundeigenschaften zwischen Stahldeckblech – Asphaltbelag erreicht werden kann.

Der Originalbericht enthält als Anhang die Berechnungsansätze zur Erfassung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Fahrbahnbelag bei stählernen Fahrbahnplatten. Auf den Abdruck dieses Anhangs wurde in der vorliegenden Veröffentlichung verzichtet. Er steht auf der Homepage der Bundesanstalt für Straßenwesen (www.bast.de/Publikationen) zum kostenlosen Download zur Verfügung.

Repair and retrofitting methods for steel road bridges with consideration of the asphalt layer

The report gives an overview on the cracking hazard of orthotropic plates of roadbridges caused by fatigue. It presents a chart for hazard classification and gives strategies and methods for sustainable repair and retrofitting in particular in view of category 1 hazards. Category 1 refers to fatigue damages in the steel deckplate and at the welded connection between the longitudinal stiffeners and the deckplate.

The report describes the development of orthotropic plates on their way from the first application to the present standard solution. On this way some variants that have been built have

proved to be particularly sensitive to fatigue. An important task is therefore to make the existing bridge decks and the standard solution fit for the future.

For the fitness in future the durability of the deckplate and of its connections to the stiffeners is important. To reduce the fatigue loading of the deckplate there are two basic possibilities:

- to reinforce the deckplate directly,
- to enhance the efficiency of the asphalt layer to improve its composite action with the deckplate.

The reinforcement methods of the deckplate studied and presented are:

- strengthening the deckplate with an additional steel-plate resulting in an elastomer sandwich structure (SPS – Sandwich Plate System, pilot project in NRW),
- strengthening by steel fibre reinforced high performance concrete layer, with additional reinforcing bars (pilot projects in the Netherlands),
- strengthening by gluing additional steel plates (recent research project).

For enhancing the efficiency of the asphalt layer, an optimization has to be achieved for meeting two conflicting targets:

1. the improvement of the durability of the asphalt layer by increasing the flexibility of the asphalt layer through reducing its stiffness and the composite action with the flexible deckplate,
2. the improvement of the durability of the steel deckplate and of its connections to the stiffeners by enhancing the stiffness of the asphalt layer and hence by improving the composite action.

To this end tests have been carried out with two asphalt layers: one composed of modified bitumen (PmB 25A) the other with an open course asphalt concrete skeleton filled with a flexible epoxy resin. These tests reveal tendencies for improvements.

For the further optimization of the two variants tests with small scale components are necessary to determine the material-properties dependant on the temperature and the frequencies that can be used for limit state calculations. The calculation models should be calibrated to large-scale tests.

The report gives recommendations how the improvement of the efficiency of that composite system steel plate – asphalt layers can be achieved.

The original report contains an appendix with the basic calculations for the composite action between the steel and the road surface material where steel plates have been used. The appendix has not been included in this publication. It is available on the homepage of the Federal Highway Research Institute (www.bast.de/Publikationen) for free downloading.

Inhalt

1	Einleitung	7	3	Strategien zur nachhaltigen Instandsetzung und Verstärkung	28
1.1	Veranlassung	7	3.1	Grundsätze	28
1.2	Ziel	7	3.1.1	Allgemeines	28
1.3	Vorgehensweise	7	3.1.2	Tragsicherheits- und Dauerhaftigkeitsnachweise	29
2	Orthotrope Fahrbahnplatte	8	3.1.3	Berücksichtigung der Verkehrsentwicklung	30
2.1	Grundlagen	8	3.1.4	Berücksichtigung realistischer Steifigkeiten	32
2.2	Entwicklung der Bauweisen	9	3.1.5	Robustheit	32
2.2.1	Allgemeines	9	3.2	Zuordnung von Gefährdungskategorien und Maßnahmen	32
2.2.2	Berechnung der orthotropen Fahrbahnplatten	10	3.3	Nahtnachbehandlungsmethoden	34
2.2.3	Nachweis der Tragfähigkeit	11	3.4	Inspektionsmethoden	36
2.2.4	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	11	4	Deckblechverstärkungen	37
2.2.5	Nachweis der Ermüdungssicherheit	12	4.1	Vorbemerkungen	37
2.2.6	Beispiele für die heutige Bauweise	12	4.2	Das Sandwich Plate System (SPS)	39
2.3	Schadensanalyse	14	4.2.1	Allgemeines	39
2.3.1	Übersicht über durchgeführte Untersuchungen	14	4.2.2	Technische Regeln zur Anwendung der SPS-Technik im Schiffbau	40
2.3.2	Auswertung der Schäden	15	4.2.3	Pilotanwendung ‚Kleine Fahrbahnplatte der D-Brücke‘	40
2.3.3	Bauweisenunabhängige Schäden der Kategorie 1	17	4.2.4	Pilotanwendung ‚Große Fahrbahnplatte der D-Brücke‘	41
2.3.4	Schäden mit Bezug zu einem Detail oder einer Bauweise nach Kategorie 2	18	4.2.5	Erstanwendung der SPS-Technik bei der Schönwasserparkbrücke in der Autobahn A 57 bei Krefeld	43
2.4	Bisher durchgeführte Instandsetzungsmaßnahmen	20	4.2.6	Bewertung der Maßnahme ‚SPS‘	49
2.4.1	Allgemeines	20	4.3	Hochfester Beton mit Stahlfasern	49
2.4.2	Deckblechriefen	20	4.3.1	Allgemeines	49
2.4.3	Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech, Kategorie 1	21	4.3.2	Werkstoffeigenschaften des selbstverdichtenden hochfesten Betons	50
2.4.4	Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Querträgerstegblech, Kategorie 2	25	4.3.3	Bauweise der Verstärkung	51
2.4.5	Schweißen unter Verkehr	26	4.3.4	Versuchs- und Erprobungsprogramm	51
2.5	Schlussfolgerungen	28			

4.3.5	Erfahrungen aus der Anwendung bei der Moerdijkbrücke	54	5.4.2	Untersuchungen am Mischgut	71
4.3.6	Bewertung der Maßnahme ‚Hochfester Beton‘	54	5.4.3	Untersuchungen am Gesamtsystem	71
4.3.7	Verwandte Anwendungen	55	5.4.4	Bewertung der Maßnahme ‚HANV‘	71
4.4	Aufgeklebte Bleche	55	5.5	Weitere Maßnahmen	71
4.4.1	Bauweise	55	5.5.1	Allgemeines	71
4.4.2	Bewertung der Maßnahme ‚Aufgeklebte Bleche‘	57	5.5.2	Aufhellung der Deckschicht	72
4.5	Indirekte Deckblechverstärkungen	58	5.5.3	Einbau von Asphaltbewehrung	72
4.5.1	Ausfüllen der Längsrippen	58	5.5.4	Bewertung der weiteren Maßnahmen	73
4.5.2	Zusätzliche Versteifungen von Deckblech und Hohlrippen	58	5.6	Schlussfolgerungen	73
4.6	Schlussfolgerungen	58	5.6.1	Schutzziele und Anforderungen	73
5	Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelages	59	5.6.2	Ergebnisse im Lichte der Anforderungen	74
5.1	Grundlagen	59	5.6.3	Erkenntnisse für die weitere Forschungsplanung	74
5.1.1	Aufbau des Fahrbahnbelags	59	5.6.4	Folgerungen für die Optimierung von Belägen	76
5.1.2	Prüfanforderungen an Stoffe und Belagssystem	61	6	Versuchsgestützte Berechnungen	77
5.1.3	Zielsetzung und Untersuchungsprogramm	63	7	Zusammenfassung	78
5.2	Standard-/Referenzsystem	64	Literatur	79	
5.2.1	Allgemeines	64			
5.2.2	Untersuchungen am Mischgut	64			
5.2.3	Untersuchungen am Gesamtsystem	65			
5.2.4	Bewertung der Maßnahme	67			
5.3	Verwendung von PmB 25A als Bindemittel im Gussasphalt	67			
5.3.1	Allgemeines	67			
5.3.2	Untersuchungen am Mischgut	68			
5.3.3	Untersuchungen am Gesamtsystem	68			
5.3.4	Bewertung der Maßnahme ‚Gussasphalt mit PmB 25A‘	69			
5.4	Hohlraumreiches Asphalttraggerüst mit nachträglicher Verfüllung (HANV)	69			
5.4.1	Allgemeines	69			

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

In Deutschland werden Großbrücken, wie z. B. die Rheinüberquerungen sowie Brücken, die unter anspruchsvollen Montagebedingungen oder Gründungsbedingungen hergestellt werden müssen, als Stahlbrücken mit einer orthotropen Fahrbahnplatte gebaut. Trotz ihrer gegenüber Betonbrücken geringen Anzahl besitzen sie eine besondere Bedeutung in unserem Straßennetz.

Aufgrund des ständig steigenden Verkehrsaufkommens sind die Unterhaltung, Instandsetzung und Verstärkung solcher Brücken eine zentrale Aufgabe. Seit ca. 15 bis 20 Jahren werden verstärkt Schäden an einigen Bauweisen von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken – in Deutschland vornehmlich solche, die etwa bis 1970 gebaut wurden, im Ausland auch jüngere Brücken – festgestellt.

Diese Schäden werden zumeist durch eine ungenügende Ausführungsqualität und eine höhere Beanspruchung in Verbindung mit dem stetig steigenden Verkehrsaufkommen verursacht. In der Regel ist eine nachhaltige Instandsetzung sinnvoller und wirtschaftlicher als ein Neubau der Brückenbauwerke.

Durch die derzeitige Fahrzeug- und Reifenentwicklung im Bereich des Schwerlastverkehrs und die zukünftigen Entwicklungen ergibt sich bei den erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen von orthotropen Fahrbahnplatten die Notwendigkeit, über eine Reparatur vorhandener Schäden hinaus, die Tragfähigkeit, Ermüdungssicherheit und Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatten für die Zukunft, möglichst für die Lebensdauer der gesamten Brückenkonstruktion, sicherzustellen. Hierzu sind mögliche Lösungen für die Praxis zu erarbeiten und Empfehlungen anzugeben.

1.2 Ziel

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist die Erarbeitung von Empfehlungen für eine nachhaltige Instandsetzung und Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten für die zukünftige Verkehrsbeanspruchung.

Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens sollen daher Strategien entwickelt werden, wie eine „erfolgreiche und nachhaltige In-

standsetzung und Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten“ auszusehen hat, sodass der zukünftige Unterhaltungsaufwand auf Arbeiten an den üblichen Verschleißbauteilen (z. B. Fahrbahnübergängen) beschränkt bleibt. Bestehende Mängel oder Defizite sollen beseitigt werden und ohne weitere Folgeschäden bleiben; dies soll durch geeignete Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen erreicht werden.

1.3 Vorgehensweise

In einem ersten Schritt erfolgten eine Schadenserfassung und eine Zusammenstellung und Bewertung bisher durchgeführter Instandsetzungsmaßnahmen, die auf bauweisen- und/oder schadensspezifische Besonderheiten eingehen und in Deutschland oder in anderen europäischen Ländern bisher durchgeführt wurden.

Hierauf aufbauend wurden mögliche Alternativen und/oder Ergänzungen von Instandsetzungsmaßnahmen entwickelt.

Diese bestehen grundsätzlich entweder in

- a) einer Verbesserung der stählernen Tragkonstruktion (Deckblechverstärkungen) oder in
- b) einer Variation des Belagsystems (Effizientsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelags).

Die Bewertung der unterschiedlichen Lösungsmöglichkeiten für Instandsetzungsmaßnahmen kann, soweit möglich, hinsichtlich folgender Kriterien erfolgen:

- a) Überprüfung hinsichtlich der Verbesserung der Tragfähigkeit,
- b) Überprüfung hinsichtlich der Verbesserung der Ermüdungssicherheit,
- c) Überprüfung der Dauerhaftigkeit,
- d) Überprüfung der Wirtschaftlichkeit,
- e) Überprüfung der Praxistauglichkeit.

Die bewerteten und aufbereiteten Alternativen der Instandsetzungsmaßnahmen wurden innerhalb eines Fachgremiums präsentiert und diskutiert.

Hierdurch erfolgte eine Auswahl von Erfolg versprechenden Maßnahmen, die durch weitere detaillierte Untersuchungen und Bauteilversuche hinsichtlich ihrer Erfolgsaussichten überprüft wurden.

Ergänzt wurde dies durch Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen.

In dem vorliegenden Abschlussbericht werden die Ergebnisse und Schlussfolgerungen zusammengestellt und Empfehlungen zu geeigneten Instandsetzungsmaßnahmen hinsichtlich einer allgemeinen bauweisen-unabhängigen Verbesserung der Gebrauchseigenschaften von orthotropen Fahrbahnplatten gegeben.

Darüber hinaus werden bauweisen- und schadenspezifische Empfehlungen für bestimmte Bauweisen ausgesprochen.

2 Orthotrope Fahrbahnplatte

2.1 Grundlagen

Die heutige Bauweise der orthotropen Fahrbahnplatten ist in Bild 1 dargestellt. Die Detailausbildung, Toleranzen, z. T. auch Empfehlungen für die Fertigungsverfahren sind durch das Kapitel IV des DIN-Fachberichts 103 „Stahlbrücken“ [1] vorgegeben.

Die Einhaltung dieser „Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen“ gewährleistet nach bisheriger Auffassung eine Musterlösung mit ausreichender Ermüdungssicherheit bei Straßenbrücken. Ein rechnerischer Ermüdungsnachweis der Fahrbahn kann hierdurch bei Straßenbrücken entfallen.

Auf einzelne Empfehlungen und ihre Bedeutung hinsichtlich der Ermüdungssicherheit wird in den folgenden Kapiteln eingegangen.

Die in Bild 1 dargestellte Bauweise wurde seit ca. 1970 verstärkt beim Bau von orthotropen Platten gewählt. Diese Bauweise ist das Ergebnis von verschiedenen Entwicklungen:

- Entwicklung in der Schweißtechnik (z. B. der Einsatz von UP-Fertigungsanlagen beim Verschweißen der Längsrippen mit dem Deckblech),
- Entwicklung bei der Herstellung von Halbzeugen (Umformung der Längsrippen und Herstellung der Querträgerstege),
- Entwicklung der Berechnungsverfahren,
- Optimierung der Kosten und des Stahlgewichts bei gleichzeitiger Beachtung von Dauerhaftigkeitsgesichtspunkten.

Insbesondere das Streben nach leichten Stahlkonstruktionen (1970 entsprach der Preis für 1 t Stahl dem Monatsgehalt eines Statikers) und die daraus resultierende hohe Spannungsausnutzung einzelner Bauteile haben vor der Entwicklung der Standardlösung nach Bild 1 häufig die Gestaltung und damit die Dauerhaftigkeit der orthotropen Fahrbahnplatten beeinflusst.

Die Gestaltungsvielfalt spiegelt sich in Patentanmeldungen in Kombination mit verschiedenen fir-

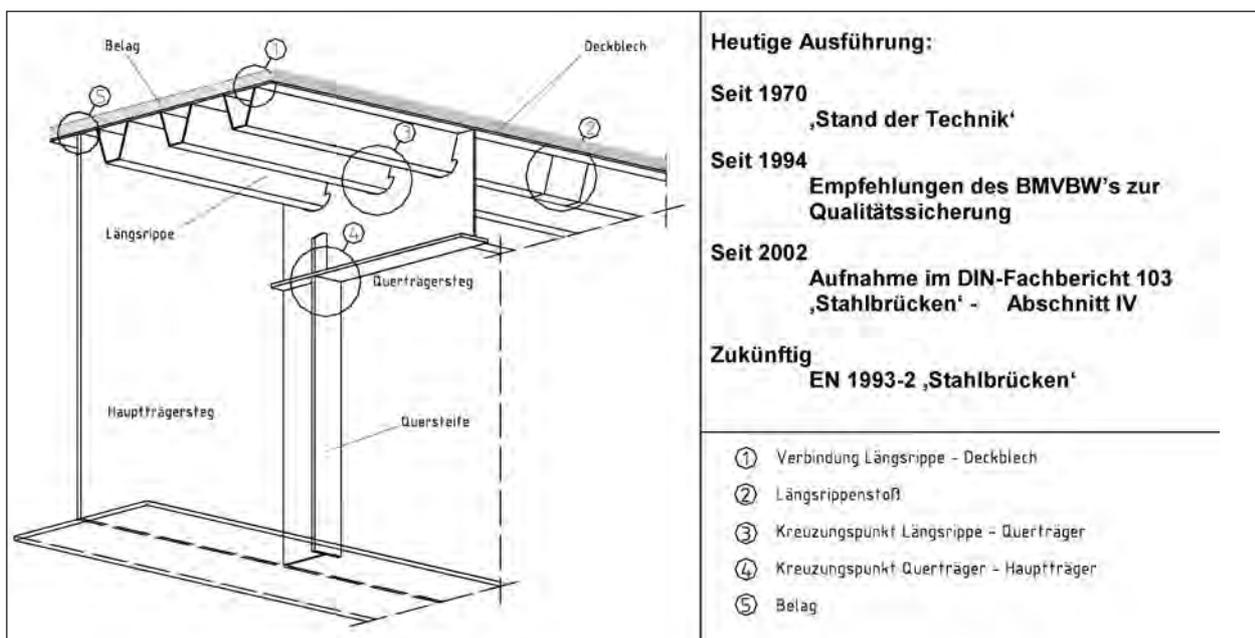


Bild 1: Heutige Standardbauweise der orthotropen Fahrbahnplatte

menspezifischen Eigenentwicklungen wider, die in der Vergangenheit eine Bandbreite von Detailausbildungen bei den orthotropen Fahrbahnplatten in Deutschland zur Folge hatten.

Ein Beispiel hierfür sind die in Bild 2 und Bild 3 dargestellten Details einer Fachwerkbrücke, bei der die beiden getrennten Überbauten (zeitlich um 8 Jahre versetzt gebaut) in den Hauptabmessungen und im Haupttragssystem völlig identisch ausgeführt wurden, die Detailausbildung und die Fertigungsreihenfolge der orthotropen Fahrbahnplatte jedoch deutliche Unterschiede aufweisen. Dies zeigt sich insbesondere in der unterschiedlichen Detailausbildung des Kreuzungspunktes ‚Längsrippe-Querträgersteg‘.

Bei beiden Überbauten wurden die Schrägbleche der Längsrippen an den Querträgern gestoßen; bei Überbau I wurde das T-Profil unterbrochen und mit einer Kontinuitätslasche der Untergurt hergestellt, beim Überbau II wurde das T-Profil durch den Querträgersteg durchgeführt.

Im Nachfolgenden wird ein kurzer Überblick über die verschiedenen Bauweisen und die jeweiligen Berechnungsverfahren gegeben.

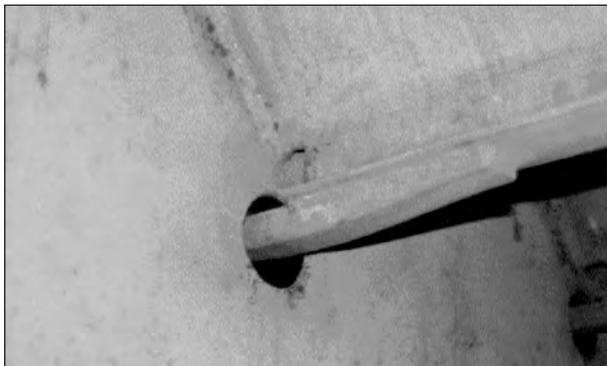


Bild 2: Überbau I



Bild 3: Überbau II

Sehr detaillierte Übersichten über bis ca. 1974 gebaute Straßenbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten sind in der Dissertation von F. R. WEITZ „Entwurfsgrundlagen und Entscheidungskriterien für Konstruktionssysteme im Großbrückenbau unter besonderer Berücksichtigung der Fertigung“ [2, 6] enthalten.

2.2 Entwicklung der Bauweisen

2.2.1 Allgemeines

Die Entwicklung der Bauweisen von orthotropen Fahrbahnplatten ist durch die folgenden Hauptmerkmale gekennzeichnet:

a) Ausbildung der Längsrippen, s. Bild 4:

Zunächst wurden nur offene Steifen verwendet, anschließend ab ca. 1960 die geschlossenen Steifen mit dem Vorteil der Reduktion der Schweißnahtlängen (Halbierung) und der Nutzung des verbesserten Tragverhaltens (Torsionswiderstand der Längsrippen).

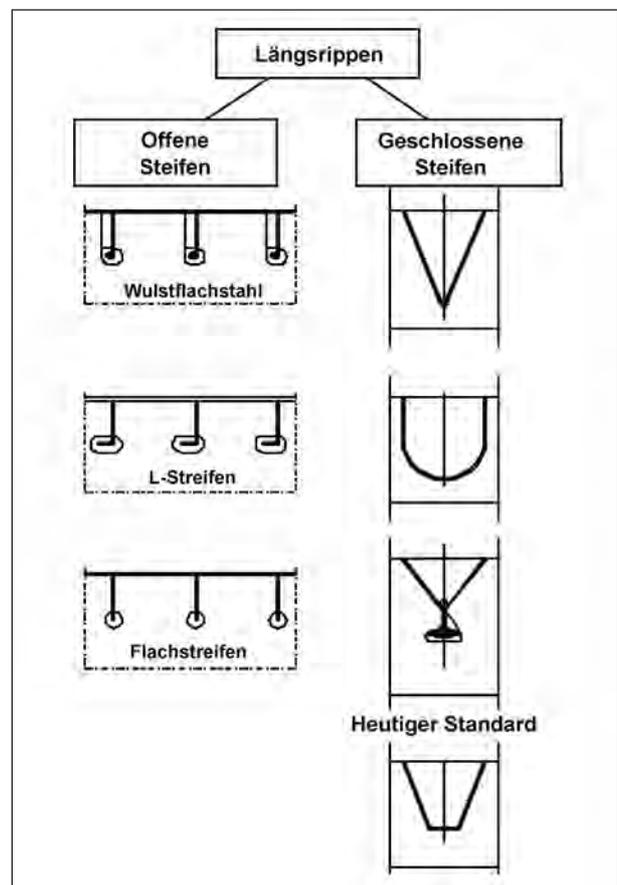


Bild 4: Ausbildung und Entwicklung der Längsrippen

- b) Ausbildung des Kreuzungspunktes zwischen Längsrippe und Querträgersteg, s. Bild 5:

In der Regel wird heute ein Freischnitt im Querträgersteg, durch den die Längsrippe hindurchgeführt wird, verwendet, bei dem es verschiedene Varianten gibt. Die Variante ‚Vollumschweißt‘ wird in der letzten Zeit in den Niederlanden angewendet. Bei nicht durch den Querträgersteg hindurchgeführten Längsrippen – das ist die Ausführungsform ‚Eingepasste Längsrippe‘ mit Querträgersteg ohne Freischnitt – sind in der Vergangenheit Probleme aufgetreten, sodass diese Lösung nur mit besonderen Auflagen angewendet werden darf.

- c) Ausbildung der Schweißnaht zwischen Längsrippe und Deckblech, s. Bild 6:

Auf Grund der unzureichenden Ermüdungsfestigkeit und bereits aufgetretener Schäden ist die Kehlnahtausführung der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech als nicht dauerfest einzustufen, sie kommt nicht mehr zur Anwendung.

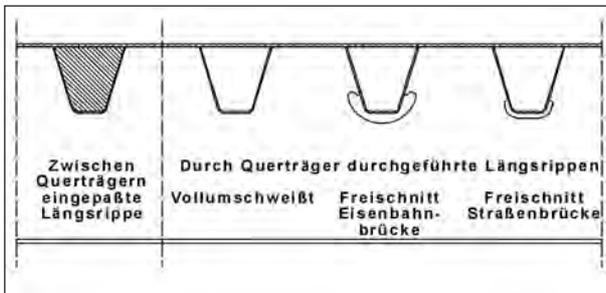


Bild 5: Verbindung Querträger – Längsrippe mit und ohne Querträgerfreischnitt [24]

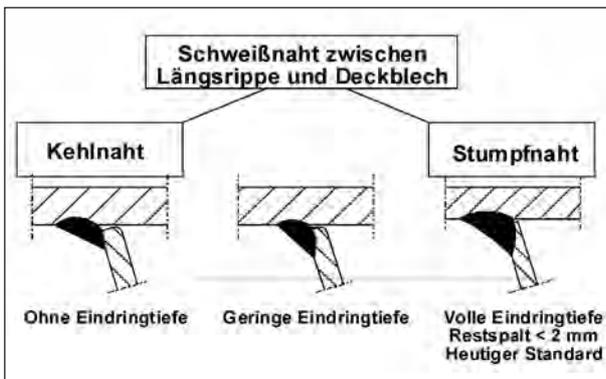


Bild 6: Ausbildungsformen der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech [24]

2.2.2 Berechnung der orthotropen Fahrbahnplatten

Um die komplexe Mitwirkung der orthotropen Fahrbahnplatte in einer Stahlbrücke bei dem Tragsicherheitsnachweis rechnerisch erfassen zu können, wird in der Regel die Gesamtstruktur der Brücke in einzelne statische Teilsysteme zerlegt. Diese Teilsysteme wurden getrennt der Reihe nach berechnet, wobei die Lagerreaktionen eines Subsystems die Beanspruchung des nächsthöheren Subsystems darstellen.

Diese Vorgehensweise der Berechnung der orthotropen Fahrbahnplatte ist in Bild 7 dargestellt. Trotz der heutigen Rechnerkapazitäten, die es ermöglichen, die orthotrope Fahrbahnplatte als gesamtes Finite Element System zu berechnen, wird diese Vorgehensweise zurzeit noch beibehalten, um einen besseren Überblick über die Einzelflüsse zu behalten.

Genauere Finite Element Untersuchungen werden bei der Schadensanalyse und gelegentlich bei Fragen der Gestaltung für eine bessere Dauerhaftigkeit eingesetzt.

Die einzelnen Bauteile der orthotropen Fahrbahnplatte werden wie folgt berechnet und bemessen:

- Längsrippe:
Verfahren nach GIENCKE oder PELIKAN-ESSLINGER zur Erfassung der Längsrippenbean-

System	Berechnung
Gesamtsystem 	Aufteilung des Gesamtsystems in Subsysteme mit anschließender Superposition der Berechnungsergebnisse für jedes Subsystem.
Subsystem S1 	'Isotrope Platte' - Deckblech mit starrer Stützung durch Längsrippen, Quer-, Längs- und Hauptträger, der Belag wird nur bei der Lastausbreitung der Radlasten und nicht als Element des Verbundkörpers Deckblech-Belag berücksichtigt
Subsystem S2 	'Orthotrope Platte' - Deckblech und Längsrippen mit starrer Stützung durch die Querträger, Berechnung nach Pelikan oder Giencke, die Biegesteifigkeit in Querrichtung ist nur durch das Deckblech gegeben
Subsystem S3 	'Trägerrost' - Rost aus Längsrippen, Querträgern und evtl. vorhandenen zusätzlichen Längsträgern, auf den Hauptträgern starr gestützt, Berechnung als Stabwerksmodell
Subsystem S4 	'Hauptträger' diskretisiert durch mitwirkende Breiten mit Elementen der orthotropen Platte als Obergurt

Bild 7: Berechnung der orthotropen Fahrbahnplatte durch Subsysteme [57]

spruchungen unter Berücksichtigung der Lastverteilung durch Deckblech und Längsrippen mit verminderter Torsionssteifigkeit bei geschlossenen Längsrippen.

- Querträger:
Trägerrostverfahren zur Berücksichtigung der Lastverteilung aus Querträger- und Längsrippensteifigkeit.

Berechnung des Querträgers als Vierendeelträger zur Berücksichtigung der Sekundäreffekte in den Querträgerstegen infolge der Querträgerstegfreischnitte

(s. hierzu auch DIN-Fachbericht 103, Kapitel IV-1 1.4.1 (*)) [1].

Rechnerische Ermüdungsnachweise von Fahrbahnplatten wurden bis 1966 in Anlehnung an die Bahnvorschriften für Eisenbahnbrücken durchgeführt, seitdem brauchen sie bei Einhaltung von Konstruktionsempfehlungen nicht mehr geführt zu werden.

2.2.3 Nachweis der Tragfähigkeit

Entsprechend DIN-Fachbericht 103, Absatz II-5.2.3.1 sind beim Nachweis ausreichender Tragfähigkeit der orthotropen Fahrbahnplatte folgende Effekte zu berücksichtigen:

- Membranspannungen in den Rippen und im Deckblech aus Biegemomenten infolge lokaler Lasten und aus Normalkräften, die durch die Wirkung als Gurt für den Hauptträger (bei Längsrippen) oder für Querträger (bei Querrippen) unter globaler Biegebeanspruchung entstehen;
- Membranspannungen in Querträgern mit Ausschnitten am Kreuzungspunkt mit den Rippen; hierdurch kann eine Berechnung des Querträgersteges mit dem Modell des Vierendeel-Trägers erforderlich sein.

Die Platten-Biegespannungen im Deckblech und in den Stegen der Rippen brauchen also beim Spannungsnachweis nicht berücksichtigt zu werden, solange konstruktive Anforderungen, die im Kapitel IV des DIN-Fachberichts 103 [1] angegeben sind, eingehalten werden.

Dazu führt der DIN-Fachbericht 103 [1] zum Nachweis der Tragfähigkeit aus:

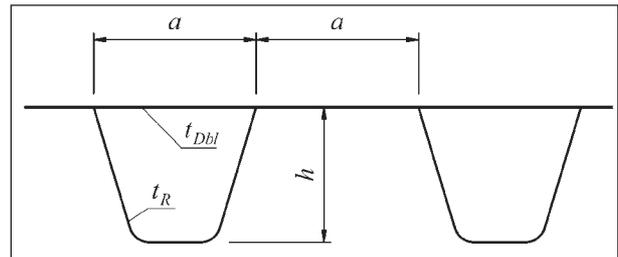


Bild 8: Anforderungen für den Tragsicherheitsnachweis nach DIN-Fachbericht 103

- Wenn im Gebrauchstauglichkeitsnachweis für Trapezhohlrippenplatten die Bedingung $\Phi_k \leq f_{y,k}/1,20$ überall eingehalten wird, braucht kein Tragsicherheitsnachweis geführt zu werden, soweit folgende Voraussetzungen erfüllt sind (siehe Bild 8):

$$t_{Dbl} \geq 12 \text{ mm}; t_R \geq 6 \text{ mm};$$

$$a/t_{Dbl} \leq 25; h \leq 300 \text{ mm}.$$

Die anzusetzende Belastung entspricht der Belastung, die auch auf das Haupttragwerk angesetzt wird, siehe hierzu DIN-Fachbericht 101 ‚Verkehrslasten auf Brücken‘ [71]. Ein Nachweis mit einer speziellen Einzelachse, entsprechend EN 1991-2 ‚Verkehrslasten auf Brücken‘ [7] ist z.zt. in Deutschland nicht vorgesehen.

Die Überlagerung der lokalen und der globalen Beanspruchungen ist in der EN 1993-2 ‚Stahlbrücken‘ [72] und im Leitfaden zum DIN-Fachbericht 103 ‚Stahlbrücken‘ [3] angegeben.

2.2.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der orthotropen Fahrbahnplatte wird u. a. durch die Einhaltung der konstruktiven Regeln nach DIN-Fachbericht 103, Absatz IV [1] erbracht, diese betreffen z. B. die Einhaltung der Mindestdeckblechdicke und den Abstand der Längsrippen untereinander nach Kapitel IV-1.2.2:

1. Fahrbahnblech im Fahrbahnbereich
 $t \geq 14 \text{ mm}$ für Belagdicke $> 40 \text{ mm}$.
2. Längsrippenabstand im Fahrbahnbereich
 $e/t \leq 25$ und $e \leq 300 \text{ mm}$.

Der DIN-Fachbericht 103 [1] setzte mit der Ausgabe März 2003 die Deckblechdicke nicht nur im Fahrstreifen für den Schwerlastverkehr, sondern im gesamten Fahrbahnbereich mit 14 mm fest, um so eine Gleichwertigkeit des Fahrbahnblechs für alle

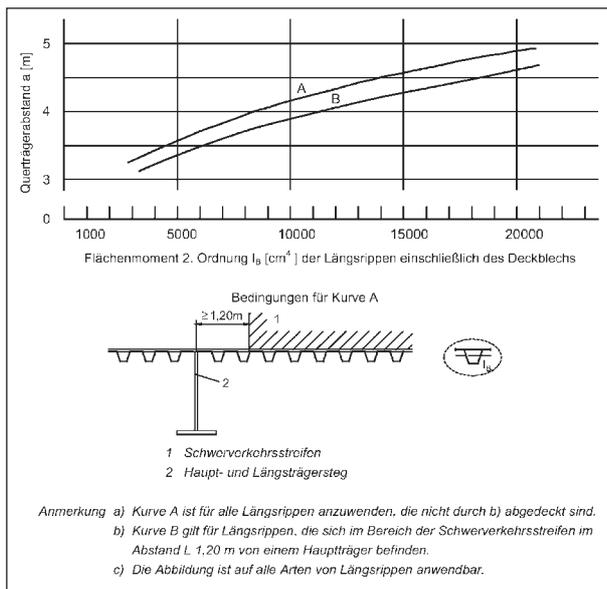


Bild 9: Anforderungen an die Mindeststeifigkeit der Längsrippen

möglichen Verkehrsanordnungen (z. B. 4/0 Verkehr) sicherzustellen.

Die Einhaltung der Mindeststeifigkeit der Längsrippen, siehe Bild 9 [45, 46, 58], hat primär das Ziel, Asphalttrisse im Belag zu vermeiden, ist aber indirekt durch die Reduktion der Differenzverformungen zwischen den Rippen auch ein Bemessungskriterium mit Wirkung auf den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdungssicherheit der orthotropen Fahrbahnplatte [24].

2.2.5 Nachweis der Ermüdungssicherheit

Entsprechend den bisherigen Anforderungen der DIN 18809 ‚Stählerne Straßen- und Wegbrücken‘ [58] war ein Ermüdungsnachweis der orthotropen Fahrbahnplatte immer zu führen. Der Ermüdungsnachweis konnte grundsätzlich in zwei Formen erfolgen:

- Nachweis durch Einhaltung von konstruktiven Detailempfehlungen,
- rechnerischer Nachweis ausreichender Ermüdungssicherheit bei von den Empfehlungen abweichenden Lösungen.

Angaben zum rechnerischen Nachweis, wie z. B. Belastung oder Berechnungsart, enthielt die Norm jedoch nicht.

Bei Instandsetzungsmaßnahmen oder Nachrechnungen konnte vor Erscheinen der Eurocodes ein



Bild 10: Detailanforderungen an die Verbindung Längsrippe – Querträger

Ermüdungsnachweis nach SEDLACEK/JACQUEMOUD [8] geführt werden.

Bei der Erstellung der DIN-Fachberichte wurde entschieden, die bewährte Vorgehensweise der Vorgabe von Konstruktionsdetails (s. z. B. Bild 10) beizubehalten und einen rechnerischen Nachweis der Ermüdungssicherheit zunächst nicht zu regeln, da die Zuverlässigkeit und allgemeine Anwendbarkeit einer solchen Regelung noch nicht erkennbar waren. Der DIN-Fachbericht 101 [72] enthält somit auch nicht die entsprechenden Ermüdungslastmodelle der EN 1991-2 [7] für Nachweise für Brückenneubauten im lokalen Fahrbahnbereich. Diese Ermüdungslastmodelle werden zurzeit zur Überprüfung und Bewertung von Instandsetzungsmaßnahmen von bestehenden Brücken [24] eingesetzt. Sie bilden auch die Grundlage für die Bewertung einzelner Instandsetzungsmaßnahmen, die in Kapitel 4 erfolgt.

Die Grundlagen für einen Ermüdungsnachweis nach heutigem Sicherheitskonzept sind in dem Heft 711 der Reihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik [9] erläutert.

2.2.6 Beispiele für die heutige Bauweise

Die heutige Bauweise orthotroper Fahrbahnplatten entspricht fast ausschließlich der in Bild 1 dargestellten Bauweise. Für Abweichungen von dieser Bauweise sind folgende Brücken als Beispiele genannt:

- Kronprinzenbrücke in Berlin:
Einbau von eingepassten Längsrippen mit einem Querrägerabstand $l \leq 2,75$ m. In der Regel sollte diese Bauweise nicht angewendet werden, da sie im Bereich der Verbindung der Längsrippe mit dem Querträger sehr anfällig für Ermüdungsschäden ist. Aufgrund der geringen ausführbaren Querträgersteghöhe und der Durchführung von Leitungen durch den Querträgersteg konnten weitere Querträgerfreischnitte

nicht realisiert werden. Die Brücke befindet sich im Innenstadtbereich und der Schwerverkehrsanteil ist relativ gering.

- Havelbrücke (Pilotprojekt DIN-Fachbericht 103) [60]:

Die Ausschreibungsunterlagen sahen zunächst eine Durchführung der Längsrippen durch den Querträgersteg ohne zusätzlichen Freischnitt

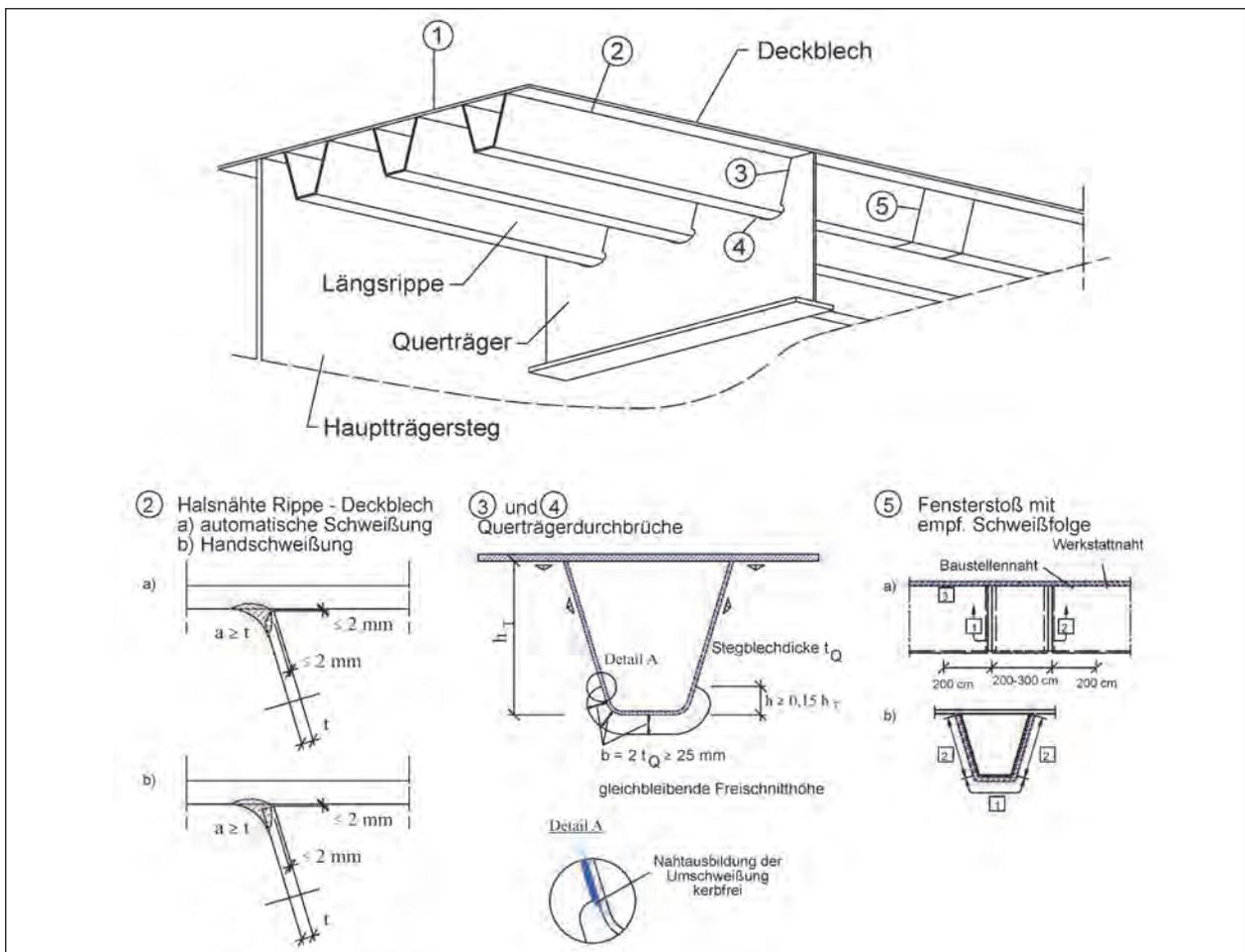


Bild 11: Innenansicht der Havelbrücke – Pilotprojekt DIN-Fachbericht 103 (Aufnahme des Brandenburgischen Autobahnamtes)

(„Vollumschweißt“) vor. Die niederländischen Behörden haben mit dieser Bauweise sehr gute Erfahrung hinsichtlich der Vermeidung von Ermüdungsschäden gemacht. Diese Ausführung bedingt Erfahrungen der ausführenden Firma mit dieser Bauweise und bedingt einen erhöhten Fertigungsaufwand mit entsprechend erhöhten Fertigungskosten. Aufgrund des von der Firma vorgebrachten erheblichen Fertigungsaufwandes und des damit verbundenen Überwachungsaufwandes wurde der übliche Freischnitt ausgeführt, s. Bild 11.

Im Bereich der Fahrstreifen für den Schwerverlastverkehr erfolgte der Einbau von 14 mm Deckblechdicke, im DIN-Fachbericht 103 wurden später die 14 mm für den gesamten Verkehrsbereich aufgenommen.

- Flughafenbrücke bei Düsseldorf:
Die Vorschriften sahen hier eine 12 mm starke Deckblechdicke vor, im Hinblick auf die zukünftige Verkehrsentwicklung und die Beanspruchun-



Tab. 2: Konstruktive Vorgaben an die orthotrope Fahrbahnplatte bei der Flughafenbrücke in Düsseldorf [40]

gen wurde der Einsatz von 14 mm Deckblechdicke im Bereich der Fahrstreifen für den Schwerlastverkehr vorgesehen. Auf die Ausführung von Freischnitten am Kreuzungspunkt Deckblech-Längsrippen im Querträgersteg wurde wegen möglicher Ermüdungsrisse verzichtet. Die weiteren Anforderungen sind in Bild 12 dargestellt.

Die Bauweisen mit durchgehenden und vollumgeschweißten Längsrippen sind im DIN-Fachbericht 103 [1] und in der EN 1993-2 (s. Bild 5) wegen der Fertigungsvorbehalte als gleichwertige Lösung gegenüber der Lösung in Bild 1 aufgenommen. In den Niederlanden wird diese Bauweise, z. B. in der Erasmus Brücke der Stadt Rotterdam, konsequent angewendet. Die Begründung hierfür ist die bessere Dauerhaftigkeit bei diesen Brücken, bei allerdings höheren Fertigungskosten im Vergleich zu den üblichen Ausführungsformen.

In Deutschland gibt es einige bestehende Brücken mit diesem Ausführungstyp in den neuen Bundesländern. Versuche, diesen Ausführungstyp bei Neubauten in Deutschland generell anzuwenden, sind an Qualitätsargumenten der deutschen Firmen gescheitert: Die Umschweißung erfordert die Einhaltung von engeren Toleranzen als durch bestehende Qualitätsmaßnahmen erzielbar. Beim Zusammenbau von vorgefertigten Querträgerstegen und abgekanteten Längsrippen von verschiedenen Zulieferbetrieben könnten angeblich die engen Toleranzanforderungen an die Passgenauigkeit nicht erfüllt werden.

2.3 Schadensanalyse

2.3.1 Übersicht über durchgeführte Untersuchungen

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden ca. 40 Brücken – im Wesentlichen im Bundesfernstraßennetz mit hoher Verkehrsbeanspruchung – hinsichtlich des derzeitigen Zustandes der orthotropen Fahrbahnplatten untersucht. Dabei wurden auch gegebenenfalls in der Vergangenheit bereits durchgeführte Instandsetzungsmaßnahmen an den Fahrbahnplatten registriert und hinsichtlich ihres Erfolges mit untersucht.

Die Tabelle 1 listet diese Brücken in anonymer Form mit einigen ausgesuchten Merkmalen auf. Bei weiteren ca. 30 untersuchten Brücken, die im Wesentlichen im untergeordneten Verkehrswegenetz

System	Baujahr	Längsrippenart	Querträger ¹⁾	Brückenfläche ²⁾
Balkenbrücke	1948	Flachsteife	2,45	437/21
Balkenbrücke	1951	T-Steife	1,91	412/31
Hängebrücke	1951	Wulstflachprofil	1,81	497/27
Balkenbrücke	1958	Trapezprofil	2,50	274/31
Schrägseilbrücke	1959	Flachsteife	2,15	691/30
Balkenbrücke	1961	V-Steife ³⁾	3,74	661/29
Fachwerkbrücke	1962	V-Steife ³⁾	3,00	375/26
Fachwerkbrücke	1962/1971	Sektkelchprofil	2,753	699/14
Balkenbrücke	1964	Wulstflachprofil	1,95	81/30
Balkenbrücke	1965	Wulstflachprofil	1,73	527/34
Schrägseilbrücke	1965	Sektkelchprofil	2,57	687/38
Hängebrücke	1965	Sektkelchprofil	2,525	803/23
Balkenbrücke	1966	Sektkelchprofil	3,60	1800/28
Balkenbrücke	1966	Wulstflachprofil	1,65	597/34
Balkenbrücke	1966	Wulstflachprofil	1,50	931/29
Schrägseilbrücke	1967	Trapezprofil	3,215	463/19
Balkenbrücke	1968	Sektkelchprofil	3,20	770/31
Balkenbrücke	1969	Wulstflachprofil	2,00	89/32
Balkenbrücke	1970	Trapezprofil	2,03	80/11
Balkenbrücke	1970	Sektkelchprofil	3,20	318/22
Schrägseilbrücke	1970	Sektkelchprofil	2,50	778/36
Balkenbrücke	1971	Trapezprofil	2,20	287/23
Fachwerkbrücke	1972	Trapezprofil	3,125	344/8
Balkenbrücke	1972	Trapezprofil	4,00	1053/30
Balkenbrücke	1972	Trapezprofil	4,00	705/31
Balkenbrücke	1972	Trapezprofil	5,00	1020/31
Balkenbrücke	1972	Sektkelchprofil	3,00	518/19
Balkenbrücke	1974	Trapezprofil	3,00	80/31
Schrägseilbrücke	1974	Trapezprofil	2,15	520/18
Schrägseilbrücke	1974	Trapezprofil	2,475	435/32
Fachwerkbrücke	1976	Trapezprofil	3,25	133/36
Fachwerkbrücke	1983	Trapezprofil	4,00	462/24
Schrägseilbrücke	1990	Trapezprofil	4,20	618/35
Balkenbrücke	1994	Trapezprofil	3,50	703/18
Hängebrücke	1995	Trapezprofil	2,625	567/26
Balkenbrücke	1995	Trapezprofil	2,75	77/13
Schrägseilbrücke	2002	Trapezprofil	3,75	729/39

1) Querträgerabstand [m]
2) Länge und Breite der Brücke [m]
3) Eingepasste Längsrippen

Tab. 1: Überblick über untersuchte Brücken

über Wasserstraßen liegen, konnten keine Auffälligkeiten/Besonderheiten festgestellt werden.

Die untersuchten Brücken stellen einen repräsentativen Querschnitt hinsichtlich Haupttragsystems und verschiedener Bauweisen der orthotropen Fahrbahnplatten dar. Bild 13 bis Bild 16 zeigen einige der untersuchten Brücken.

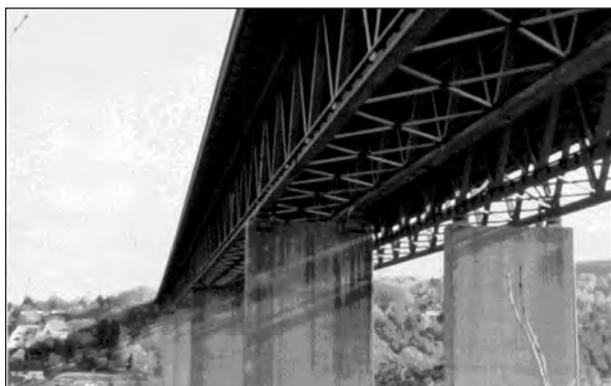


Bild 13: Fachwerkbrücke mit Sektkelchprofilen



Bild 14: Balkenbrücke mit Trapezprofilen



Bild 15: Schrägseilbrücke mit Sektkelchprofilen



Bild 16: Balkenbrücke mit eingepassten V-Steifen

Der Zustand war hierbei sehr unterschiedlich, einige Brücken wiesen eine erhebliche Anzahl von bestimmten Schäden auf, andere hatten wenige bis gar keine Schäden. Bei keiner der Brücken bestand jedoch ein unmittelbarer Handlungsbedarf zur Sicherstellung oder Wiederherstellung der Tragfähigkeit.

2.3.2 Auswertung der Schäden

Die entdeckten Schadensformen in früheren Ausführungen der orthotropen Platten können in vier Hauptkategorien je nach Lage des betroffenen Details und dessen Rolle bei der Lastabtragung klassifiziert werden (s. Bild 17 und Tabelle 2).

Diese Kategorisierung weist auf verschiedene Schwachstellen der Brückenkonstruktion in der Lastabtragung von der Fahrbahn (Kategorie 1) über die Rippen (Kategorie 2) in die Querträger und -rahmen (Kategorie 3) und schließlich die Hauptträger (Kategorie 4) hin.

Damit liefert sie einen Anhalt für die Gefährdung, was sowohl bei der Berechnung und Konstruktion neuer Brücken berücksichtigt werden sollte als auch bei der Prüfung und Bewertung bestehender Brücken, vor allem im Hinblick auf weitere Steigerungen der Verkehrsbelastung in der Zukunft.

Die Kategorisierung hat Ähnlichkeit mit dem Substrukturierungssystem in Bild 7 und folgt somit dem Lastpfad der Einwirkungen aus den Fahrzeugreifen bis in die Abtragung der Verkehrslasten durch die Hauptträger der Brücken in die Lager und Unterbauten.

Die Schäden der Kategorie 1 betreffen das Fahrbahnblech an den Verbindungen zu den Längsrippenstegen und sind zumeist ohne einen Bezug zu bestimmten Ausführungsformen der Rippen und Querträger (bauweisenunabhängige Schäden).

Diese Schäden können bei allen Bauweisen gleichermaßen auftreten. Bei diesen Schäden ist oftmals die Ausführungsqualität für die Häufigkeit der Schäden entscheidend.

Die Schäden der Kategorie 1b und 1c sind vor allem in den Niederlanden an hochbelasteten orthotropen Fahrbahnplatten aufgetreten und haben dort zu entsprechenden Instandsetzungsmaßnahmen geführt. In Deutschland treten solche Schäden bislang nur an Fahrbahnen von Brückengeräten auf, wo relativ dünne Fahrbahnbleche (9 oder 10

mm) und Kunststoff-Dünnbeläge als Fahrbahnbelag eingesetzt wurden. Dass in Deutschland Schäden der Kategorie 1 bisher nicht festgestellt wurden,

wird dem dickeren Deckblech, der Verbundwirkung des dickeren Fahrbahnbelages mit diesen Deckblechen, den Stumpfnähten zwischen Deckblech und

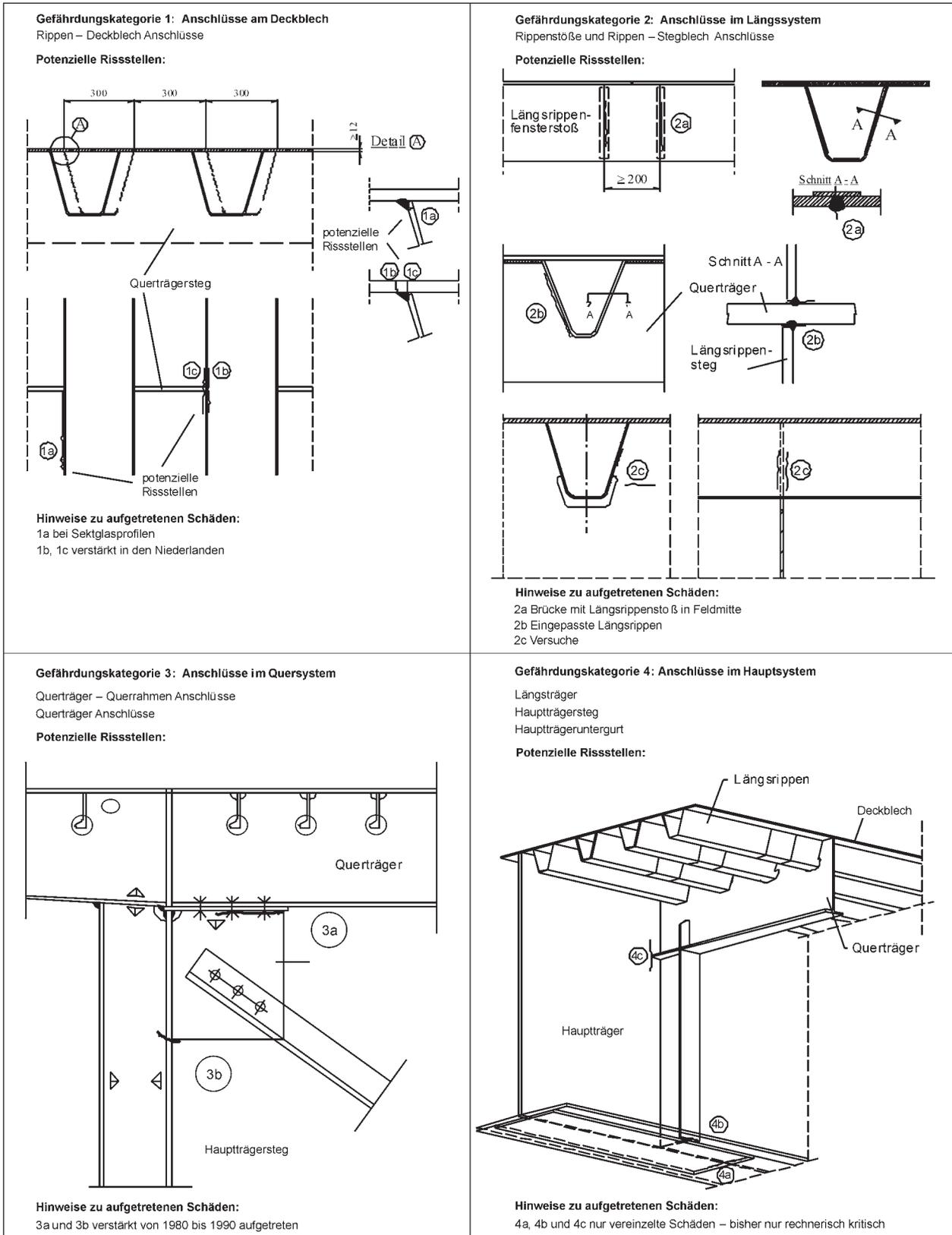


Bild 2: Beispiele für Schäden in den verschiedenen Gefährdungskategorien [24]

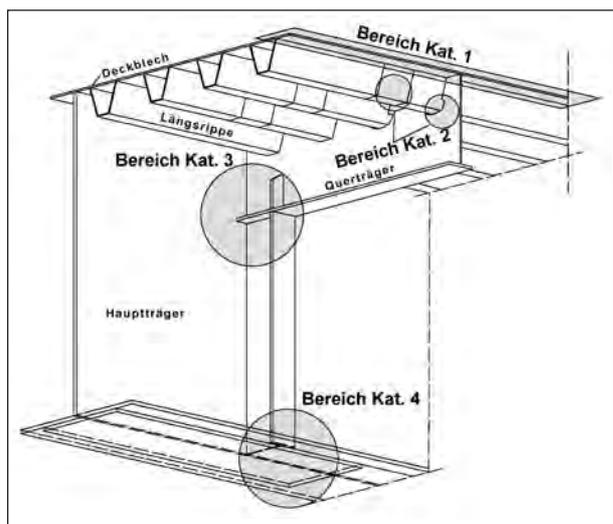


Bild 17: Gefährdungsbereiche [24]

Rippenstegen und den geringeren Differenzdurchbiegungen zwischen den Fahrbahnrippen durch die Mindeststeifigkeitsregeln für die Längsrippen zuge-schrieben.

Die Schäden der Kategorie 2 haben in der Regel einen Bezug zu einem bestimmten Detail oder einer Bauart der orthotropen Fahrbahnplatte (bauweisenbedingte Schäden).

Solche Schäden sind z. B.:

- Risse in den Querträgerstegen bei der Ausführung mit offenen Steifen,
- Risse in der Schweißnaht zwischen eingepassten Längsrippen und Querträgerstegen,
- Risse in den Fensterstößen der Längsrippen.

Schäden der Kategorie 2 in Deutschland konzentrieren sich besonders auf:

1. Anschlüsse zwischen Längsrippen und Querträgern bei zwischen den Querträgern eingepassten Längsrippen, siehe Bild 5,
2. Mängel der Detailgestaltung und Ausführung der Platte mit Sektkelchprofilen, siehe Bild 4,
3. lokale Qualitätsmängel bei orthotropen Platten der standardisierten Bauart nach Bild 1.

2.3.3 Bauweisenunabhängige Schäden der Kategorie 1

Bild 18 und Bild 19 zeigen typische Schadensstellen von gerissenen Verbindungsstellen zwischen



Bild 18: Schäden der Kategorie 1: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Deckblech und Längsrippe – Sektkelchprofil



Bild 19: Schäden der Kategorie 1: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Deckblech und Längsrippe – Trapezprofil, instand gesetzte Naht zur späteren Prüfung noch ohne Beschichtung

Deckblech und Längsrippe, die unabhängig von dem gewählten Längsrippenprofil und der jeweiligen Bauweise auftreten können.

1. Fall Brückenklasse 60 – ca. 3.000 Schwerfahrzeuge/Tag Schäden: Risse zwischen Sektkelchprofilstegen und dem Deckblech im Fahrstreifen für den Schwerlastverkehr Ursache: unzureichende Nahtqualität in dem Übergangsbereich zwischen automatisch hergestellter Schweißnaht und dem Beginn der Handschweißung.
2. Fall Brückenklasse 45 – ca. 2.500 Schwerfahrzeuge/Tag Schäden: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Trapezprofil und Deckblech im Fahrstreifen für den Schwerlastverkehr bei einer temporären Brücke Ursache: unzureichende Nahtqualität, Dünnbelag (ca. 10 mm), tatsächlich höhere Brückenlasten (Verkehr entsprechend Brückenklasse 60).

Bei dieser Schadensart ist ein Zusammenhang zwischen dem Schadensort und der Verkehrsbeanspruchung und lokalen Qualitätsmängeln, z. B. Abwei-

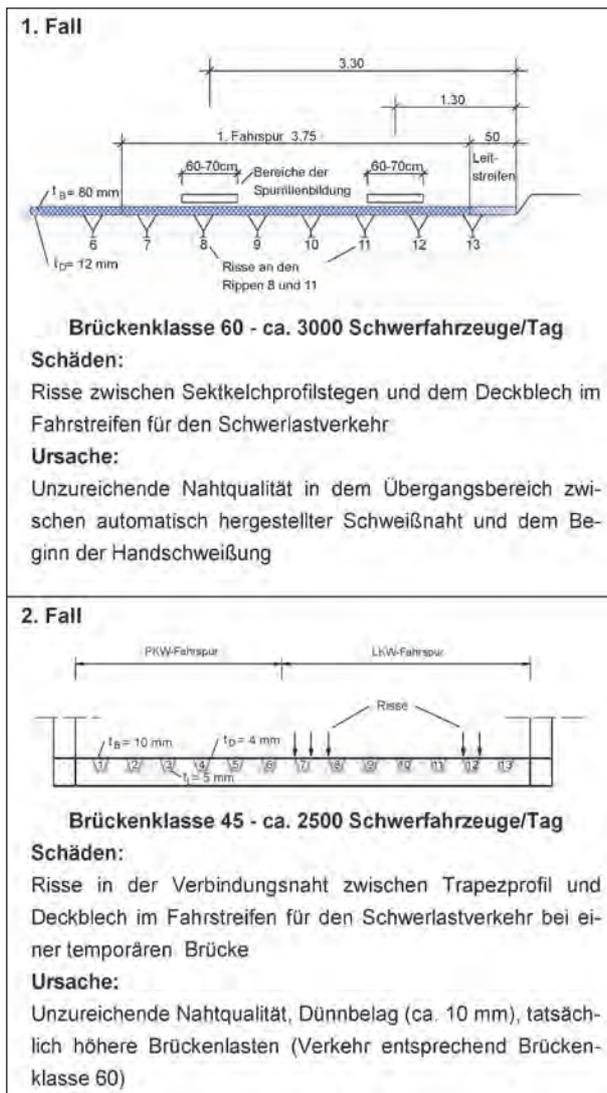


Bild 20: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech [24]

chung von der Standardanforderung nach Bild 6, zu erkennen, d. h., zumeist findet sich eine Konzentration von solchen Schäden im Bereich des Fahrstreifen mit dem Schwerlastverkehr, wo Handschweißung vorliegt. Bild 20 stellt zwei Beispiele vor.

Folgende Schlussfolgerungen können bei dieser Schadenskategorie gezogen werden:

- In Deutschland ist die Situation zurzeit nicht vergleichbar mit der Situation in den Niederlanden, da Risse durch das Deckblech bislang nicht beobachtet wurden.
- In Deutschland gibt es einige Brücken, die eine Häufung von Schäden aufweisen; diese Schäden sind aber eher aufgrund der spezifischen konstruktiven Detailgestaltung vor der allgemeinen Anwendung der Standardlösung nach Bild

12 oder aufgrund von gravierenden Fertigungsmängeln entstanden.

Die in den Niederlanden beobachtete Häufung von Schäden (Schweißnahtrisse in der Verbindung der Längsrippe mit dem Deckblech oder Deckblechrisse) stehen in direkter Verbindung mit der holländischen Bauart (10 mm Deckblech mit Kehlnahtverbindungen und Beläge in Form von Dünnbelägen) und den auftretenden Verkehrslasten.

- In der Regel sind dort fallspezifische Instandsetzungskonzepte angewendet worden.

Für die Zukunft muss aber befürchtet werden, dass die Schäden in der Verbindung Längsrippe-Deckblech bedingt durch die Vergrößerung der Höhe und Häufigkeit der verkehrsbedingten Beanspruchungen auch in Deutschland erheblich zunehmen, es sei denn, die orthotropen Fahrbahnplatten werden nachhaltig so ertüchtigt, dass diese Vergrößerung nichts ausmacht.

Die Vergrößerung der verkehrsbedingten Beanspruchung erfolgt durch Erhöhung der Fahrzeuggewichte und Verringerung der Reifenaufstandsflächen, sie berührt auch die Brücken, die bereits nach dem heutigen Qualitätsstandard gefertigt wurden und deshalb bisher als dauerhaft gelten.

Eine Dauerhaftigkeitsverbesserung von Neubauten alleine durch weitere Anhebung des Qualitätsstandards gegenüber den jetzigen Anforderungen (Naht Eindringtiefe, Toleranzen etc.) für die Verbindungsnaht zwischen den Längsrippen und Deckblech im DIN-Fachbericht 103 bzw. EN 1993-2 „Stahlbrücken“ kann mit den üblichen Fertigungsmethoden im Stahlbrückenbau nicht mehr erreicht werden.

Da gerade die Kategorie 1– Schäden die Nutzungsfähigkeit der Brücken durch Sekundäreffekte wie eingeschränkte Befahrbarkeit bei Belagsschäden und Deckblechrissen, und wegen der Folgewirkungen auf Kategorie 2 – Schäden, besonders beeinflussen und hier eine besondere Gefahr durch die zukünftige Erhöhung des Schwerverkehrs liegt, wird der Ertüchtigung zur Vermeidung dieser Schäden in diesem Bericht besondere Bedeutung eingeräumt.

2.3.4 Schäden mit Bezug zu einem Detail oder einer Bauweise nach Kategorie 2

Bild 21 bis Bild 23 zeigen einige exemplarische Schäden der Kategorie 2.

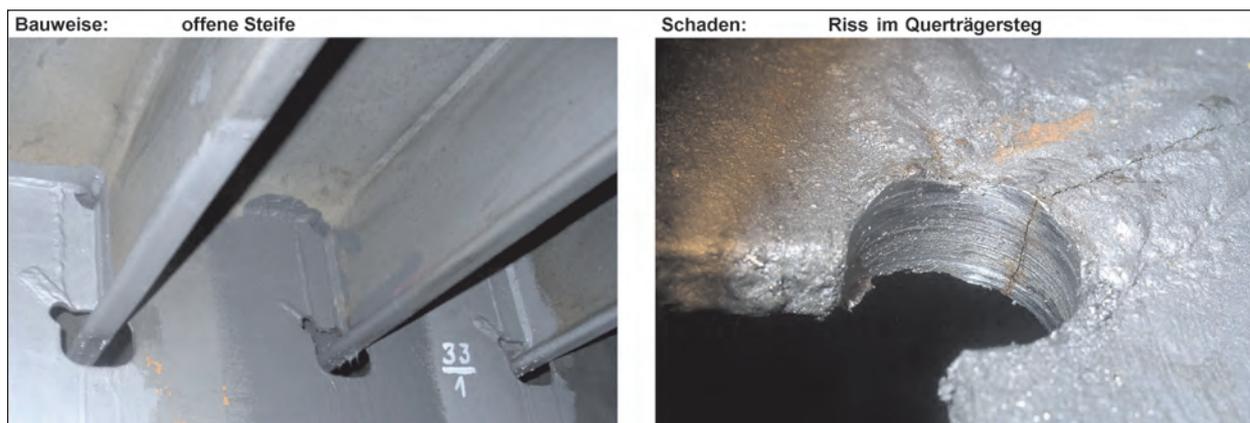


Bild 21: Bauweisenbedingter Schaden an offenen Steifen [24]

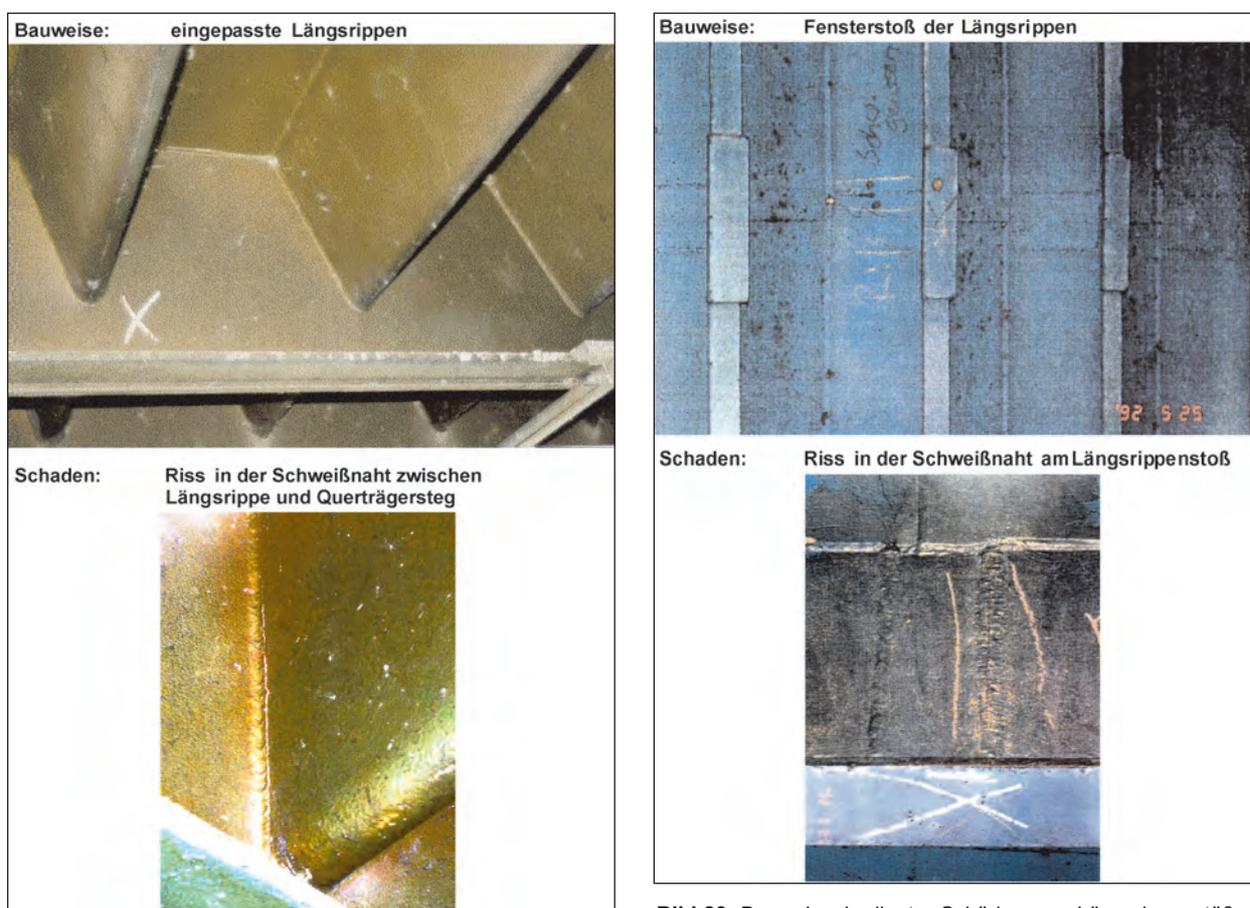


Bild 22: Bauweisenbedingte Schäden an eingepassten Längsrippen [24]

Bild 23: Bauweisenbedingte Schäden an Längsrippenstößen [24]

Zu diesen bauweisenbedingten Schäden können zunächst folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- In der Regel besteht kein Zusammenhang zwischen dem lokalen Schadensort innerhalb der Verkehrsfläche und der jeweiligen Einteilung der Fahrstreifen auf der Brücke, z. B. keine Konzentration der Schäden im Bereich der Fahrstreifen mit dem Schwerlastverkehr,

- die Anzahl von entdeckten Schäden steigt unmittelbar nach dem Austausch des gesamten Fahrbahnbelags an, s. Bild 24,
- die Schäden stehen besonders in engem Zusammenhang mit der vorgefundenen Ausführungsqualität, s. Bild 25.

Es gibt jedoch z.zt. keinen Beleg dafür, dass die Schäden nach der Belagserneuerung ausschließ-

lich durch die hohen Temperaturen beim Einbringen von Gussasphalt (teilweise mehr als 230 °C) verur-

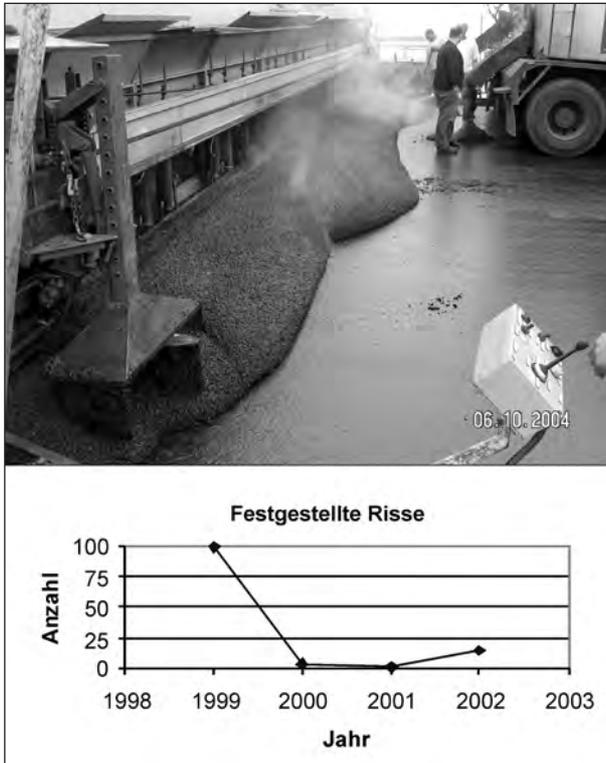


Bild 24: Zusammenhang zwischen Belagserneuerung und entdeckten Schäden – 1997 Erneuerung des Fahrbahnbelags

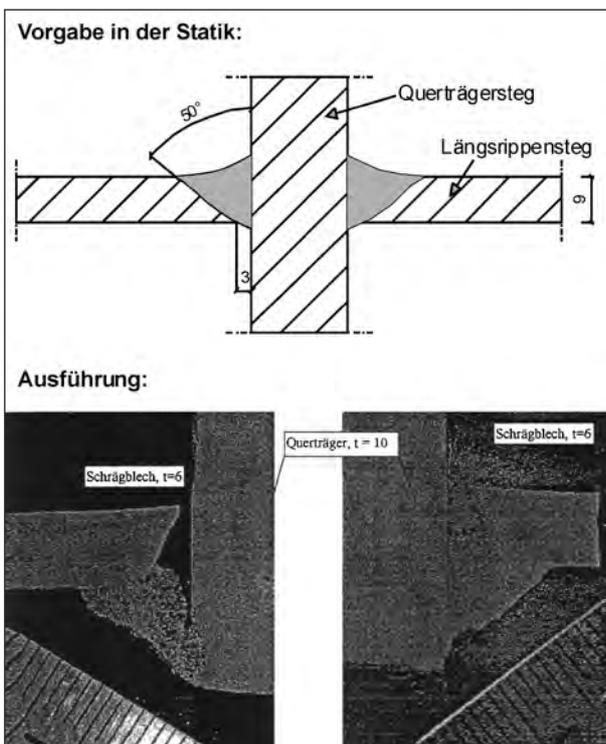


Bild 25: Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Querträgersteg

sacht werden, es werden jedoch offensichtlich bisher durch Beschichtungen verdeckte Risse durch die hohen Temperaturzwängungen sichtbar. Unzureichende Nahtqualität in Kombination mit den hohen Temperaturbeanspruchungen und den damit verbundenen Zwängungen scheint zu den Schäden zu führen.

2.4 Bisher durchgeführte Instandsetzungsmaßnahmen

2.4.1 Allgemeines

Die in Deutschland bisher durchgeführten Instandsetzungsmaßnahmen beziehen sich größtenteils auf bauweisenbedingte Schäden der Kategorie 2.

Für die Instandsetzung von bauweisenunabhängigen Schäden der Kategorie 1 gibt es aufgrund des geringen Auftretens nur vereinzelt bereits durchgeführte Maßnahmen.

Aufgrund von Erfahrungen mit bisher durchgeführten Instandsetzungsmaßnahmen ist vom DVS-Arbeitskreis AG A5 „Schweißen im Bauwesen“ ein „Merkblatt über die Instandsetzung und Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten“ [64] erarbeitet worden, das aus schweißtechnischer Sicht Empfehlungen für die Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen gibt.

Bild 26 gibt einen Überblick über den Inhalt dieses Merkblatts.

Im Folgenden wird auf einige ausgeführte Instandsetzungsmaßnahmen zu

- Schäden an der Deckblechoberfläche (Deckblechriefen),
- Rissen an der Verbindungsnaht zwischen Deckblech und Längsrippe (Kategorie 1),
- Rissen an der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Querträgerstegblech (Kategorie 2)

eingegangen und dabei auch aus dem DVS-Merkblatt zitiert.

2.4.2 Deckblechriefen

Schäden im Bereich des Deckblechs sind dadurch entstanden, dass beim Abräsen des Belags, z. B. durch Unebenheiten im Stahldeckblech, Riefen in

das Deckblech mit z. T. erheblicher Tiefe eingefräst wurden.

Bei der Instandsetzung von Deckblechriefen ist die Tiefe der Riefen (flache oder tiefe Riefen) zu berücksichtigen.

Die Definition der Grenze für tolerierbare flache Deckblechriefen ist in dem DVS Merkblatt mit 10 % von der Deckblechdicke (in der Regel also 1,2 bis 1,4 mm) angegeben. In Fachkreisen wurden 1/3 der Deckblechdicke oder maximal 5 mm diskutiert, dies kann jedoch Einschränkungen hinsichtlich der statischen Tragfähigkeit bedeuten.

Flache Deckblechriefen sind so zu beschleifen, dass keine ermüdungswirksamen Kerben, die als Ausgangspunkte für Risse dienen, im Deckblech verbleiben.

Vor dem Beschleifen ist das Deckblech auf durchgehende Risse zu überprüfen, dies gilt insbesondere auch bei tiefen Riefen.

Inhalt:

- 1 Geltungsbereich
- 2 Verweise auf Normen, Vorschriften und Richtlinien
- 3 Grundsätzliches
 - 3.1 Allgemeines
 - 3.2 Definitionen
 - 3.3 Schadensaufnahme und Sofortmaßnahmen
 - 3.4 Objektbezogene Schadensanalyse
- 4 Planung der Instandsetzung
 - 4.1 Voruntersuchung der Werkstoffe
 - 4.2 Instandsetzungs- und Verstärkungskonzept
 - 4.3 Anforderungen an das Planungsbüro
 - 4.4 Berücksichtigung des Verkehrs
- 5 Ausführung
 - 5.1 Anforderungen an die ausführenden Fachfirmen
 - 5.2 Ausführungsplanung
 - 5.2.1 Montageanweisung
 - 5.2.2 Schweißplan bzw. Schweißfolgeplan
 - 5.2.3 Korrosionsschutzplan
 - 5.2.4 Prüfplan
 - 5.3 Detailausführung
 - 5.3.1 Deckblechriefen
 - 5.3.2 Verbindung der Längsrippe mit dem Deckblech
 - 5.3.3 Verbindung der Längsrippe mit dem Querträger
 - 5.3.4 Längsrippenstoss
 - 5.3.5 Verbindung Deckblech mit dem Querträger
 - 5.3.6 Abbohren von Rissen
 - 5.3.7 Auswirkungen auf Korrosionsschutz und Asphaltbelägen
- 6 Qualitätssicherung
 - 6.1 Eigenüberwachung
 - 6.2 Fremdüberwachung
 - 6.3 Dokumentation der Qualitätssicherung
 - 6.3.1 Werkstoffe
 - 6.3.2 Zulassungen
 - 6.3.3 Personal
 - 6.3.4 Prüfberichte
- 7 Schrifttum

Bild 26: Inhaltsverzeichnis des DVS-Merkblatts über die Instandsetzung und Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten [64]

Tiefe Riefen sind durch Auftragschweißungen aufzufüllen und anschließend blecheben zu beschleifen.

Bei in Schadensfällen aufgetretenen Riefen von 9 mm Tiefe bei einem 12 mm Deckblech waren in jedem Fall zur Einstufung und Bewertung rechnerische Analysen durchzuführen.

2.4.3 Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech, Kategorie 1

Auslöser für Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech, die sich in der Längsrippe oder schlimmstenfalls ins Deckblech fortsetzen können, sind niedrige Ausführungsqualitäten, die zu geringen Ermüdungsfestigkeiten führen.

Aufgrund der Beanspruchung (s. Bild 27) kommt dem Restspalt (s. Bild 28) besondere Bedeutung zu; im DIN-Fachbericht 103 und EN 1993-2 ‚Stahlbrücken‘ ist ein Restspalt von < 2 mm definiert.

In der Praxis hat sich die Definition des Restspaltes von kleiner 2 mm als ein guter Kompromiss (s. Bild 29) zwischen der Anforderung nach möglichst geringem Restspalt und praktischer Ausführbarkeit

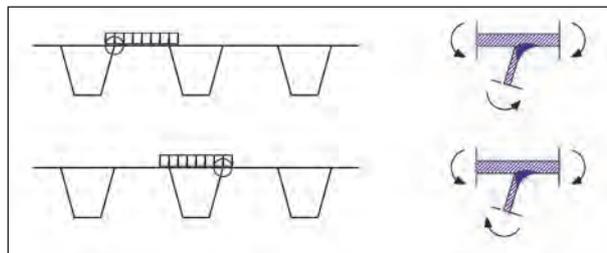


Bild 27: Beanspruchung der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech

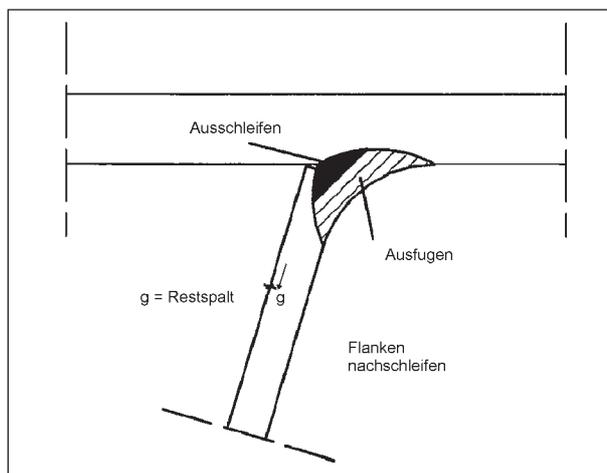


Bild 28: Ausarbeitung fehlerhafter Schweißbereiche [64]

bewährt, da hierdurch für die Fertigung ein ausreichender Freiraum besteht, eine gute Nahtqualität zu erreichen.

Eine Festlegung von Spaltmaßen kleiner als 0,5 mm, wie sie in ECSC Forschungsberichten [10]-[15] gefordert und auch mit höheren Ermüdungsfestigkeiten verbunden werden, kann mit den üblichen Fertigungsverfahren nicht durchgehend sicher erreicht werden. Die Gefahr von Erstarrungsrisen und Wurzelfehlern steigt bei den hierfür erforderlichen Schweißparametern.

Bisher sind folgende Schadenstypen (siehe Tabelle 2) aufgetreten:

- 1a) Riss in einem Abschnitt der Verbindungsnaht Längsrippe-Deckblech ohne Deckblechriss,
- 1a*) Riss in einem Abschnitt der Verbindungsnaht Längsrippen-Deckblech, der in den Längsrippensteg hinein läuft,
- 1b) oder 1c) Riss ausgehend von der Unterseite des Deckblechs im Bereich der Nahtwurzel oder Nahtflanke.

In Deutschland sind bisher bei permanenten Brücken nur lokal Risse vom Typ 1a) und 1a*) auf-

getreten, bei Behelfsbrücken in Deutschland und permanenten Brücken in den Niederlanden mit geringer Belagsdicke sind auch Risse Typ 1b) oder 1c) aufgetreten. Zunächst bleiben solche Risse in der Verbindungsnaht der Längsrippe mit dem Deckblech, bei Sonderbauweisen sind sie aber schon in den Längsrippensteg hineingelaufen.

Bei der Instandsetzung von Rissen des Typs 1a) ist die möglichst weitgehende Einhaltung der Anforderungen nach DIN-Fachbericht 103, Kapitel IV anzustreben, s. Bild 29.

Für die Durchführung der Instandsetzung empfiehlt das DVS-Merkblatt:

1. Kennzeichnung und Dokumentation der Instandsetzungsstellen,
2. Instandsetzungsbereich von Farbe, Rost, Verschmutzung säubern (Oberfläche geschliffen im Schweißbereich),
3. abschnittsweises Ausfugen der vorhandenen Naht (s. Bild 29). In der Regel sollte neben einem gerissenen Bereich der gesamte Abschnitt (von QT zu QT) ersetzt werden. Beim Ausfugen kann ein Rissfortschritt entstehen; falls dies eintritt, sind die Instandsetzungsbereiche großflächiger

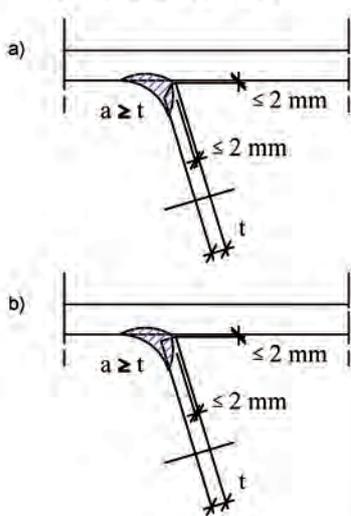
Vorgaben	Ausführungsfehler	
Anforderungen nach DIN-Fachbericht 103 und EN 1993-2	Beispiele mit ungenügender Eindringtiefe	Wurzelunregelmäßigkeit
<p>② Halsnähte Rippe - Deckblech</p> <p>a) automatische Schweißung</p> <p>b) Handschweißung</p> 	 <p>Schnitt-Vorseite</p>  <p>Schnitt-Rückseite</p>	<p>Oft in Verbindung mit „Erstarrungsrisen“, die während des Schweißvorgangs auftreten</p> 

Bild 29: Anforderungen und Mängel an der Verbindungsnaht Längsrippe – Deckblech, die durch Verfahrensprüfungen zu vermeiden sind [24]

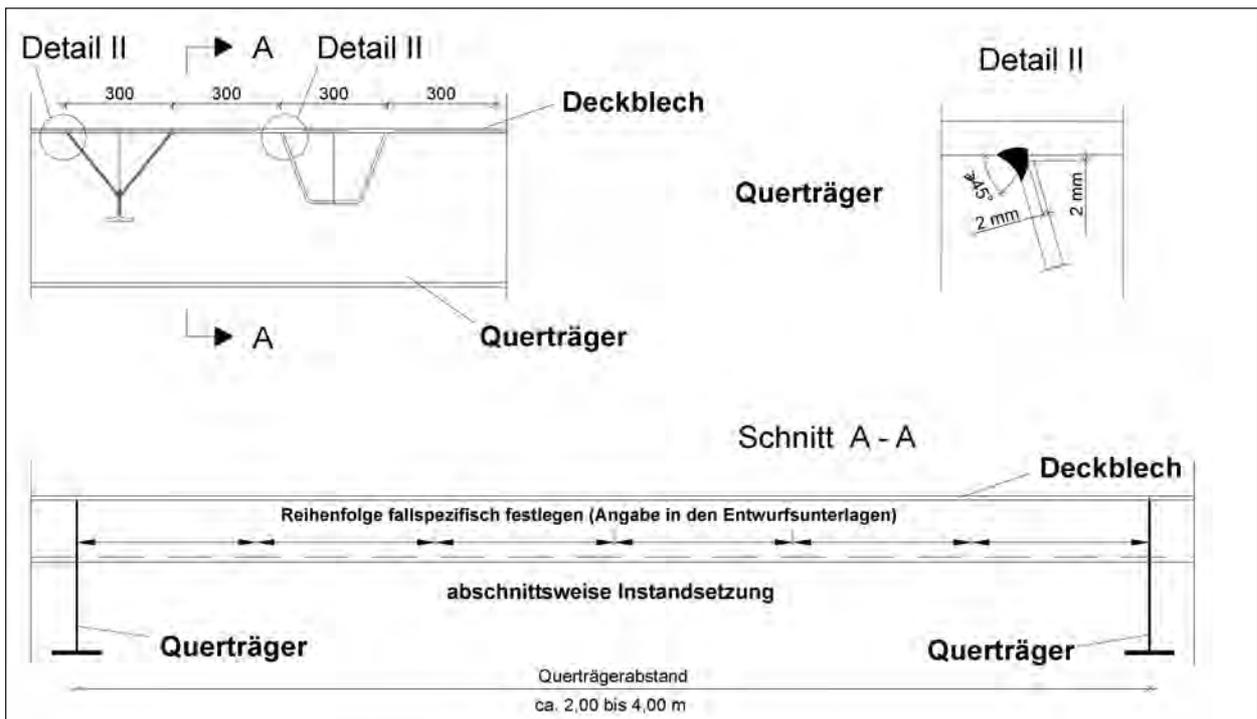


Bild 30: Instandsetzung von Rissen der Kategorie 1a) in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech [64]

vorzuwärmen und kleinere Ausfuglängen (100-200 mm) zu wählen, s. Bild 28,

4. Herstellen einer HY-Naht entsprechend den Anforderungen/Toleranzen nach DIN-Fachbericht 103, Kapitel IV, Nahtdicke entsprechend DIN-Fachbericht 103.
5. Die Vorgehensweise bei der Instandsetzung ist wie folgt (s. Bild 30):
 - Bereiche ausfugen/schleifen bis zum Rissende,
 - Vorwärmbereich und Vorwärmtemperatur je nach Werkstoff, Blechdicke und Schweißverfahren bestimmen (Mindestanforderungen für den Schweißprozess ist die Gewährleistung von Schwitzwasserfreiheit),
 - Schweißen – Viellagentechnik und Pilgerschritt anwenden,
 - Restbereiche ausfugen/schleifen und Übergangstellen zu anderen Bereichen ausfugen/schleifen,

Beim Typ 1a*) laufen die Risse in den Längsrippensteg mit hinein. Ein Ausfugen der Risse und Neuverschweißen sind wegen der unregelmäßigen Rissverläufe nicht möglich, s. Bild 31. In diesem Fall ist ein kompletter Blechaustausch vorzusehen, s. Bild 35.



Bild 31: Rissverlauf im Längsrippensteg mit Abbohrung

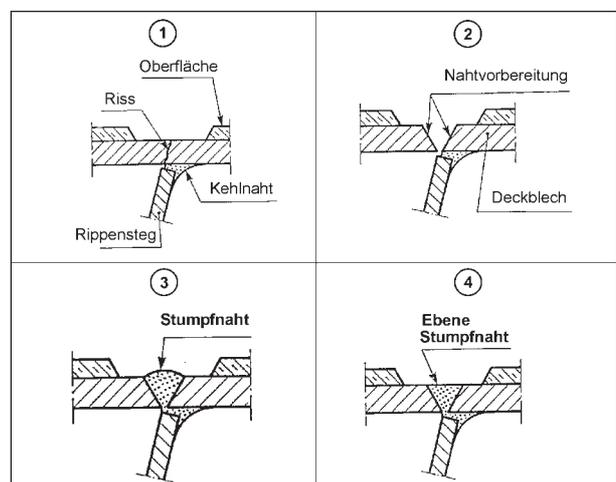


Bild 32: Instandsetzung von Rissen im Deckblech [65]

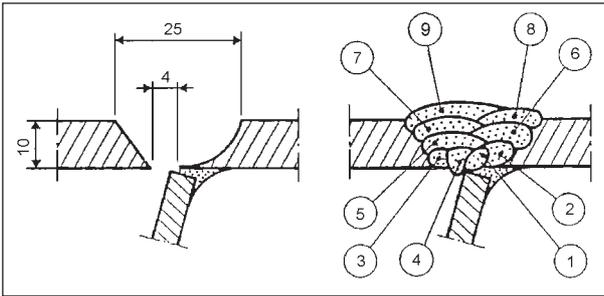


Bild 33: Kantenvorbereitung und Schweißnahtreihenfolge [65]

Beim Typ 1b) und 1c) sind verschiedene Instandsetzungstechniken, je nach Schadensart und -größe anzuwenden.

Bei einem geraden Rissverlauf sind Ausfugen und Neuverschweißen vorzusehen, s. Bild 32.

Hierbei ist ein erheblicher Schweißaufwand für die Erstellung der Stumpfnahť erforderlich mit entsprechender VerkehrsUmleitung, siehe Bild 32. Bild 34 stellt eine Ausführung dar.



Bild 34: Instandsetzung Deckblechriss

Eine schnelle Notfallreparatur ist in Bild 36 und Bild 37 dargestellt, wobei hier der Nachteil der Unzugänglichkeit für weitere Prüfungen entsteht.

In Zukunft könnte das Verkleben statt des Schweißens der Bleche eine Alternative sein.

Bei sehr tiefgehenden Rissen sollte aber der Austausch eines Deckblechausschnitts vorgenommen werden, siehe Bild 38 und Bild 39. Die in Bild 39 dargestellte Überbindelasche dient dabei der Ruhigstellung der Schnittufer, da in der Regel solche Instandsetzungen unter Verkehrsbeanspruchung der Brücke durchgeführt werden. Falls erforderlich sind

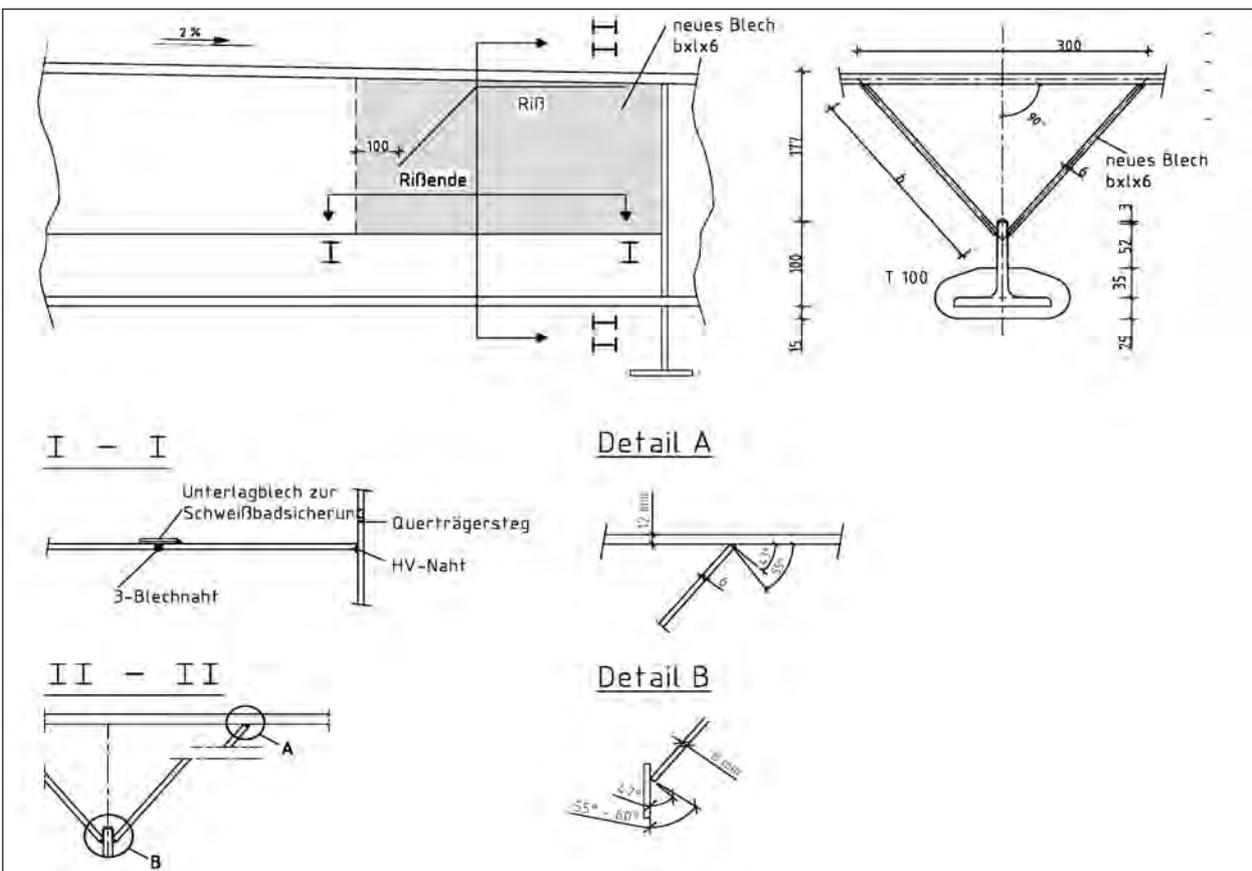


Bild 35: Instandsetzung von Rissen in dem Stegblech der Längsrippen

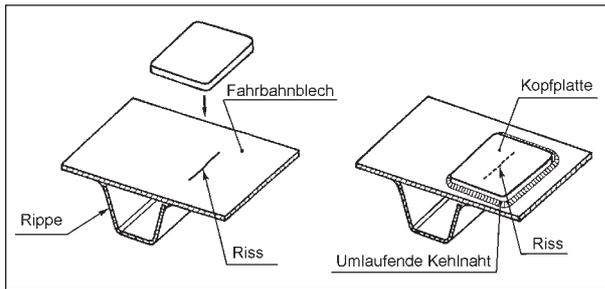


Bild 36: Vorgehen bei einer Notfallreparatur mit Zusatzblech [65]



Bild 37: Ausführung einer Notfallreparatur

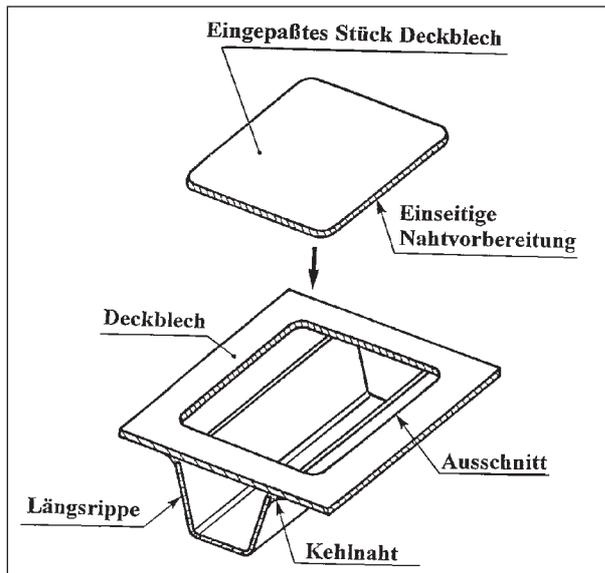


Bild 38: Austausch eines Deckblechabschnittes [65]

Abschnitte der Längsrippe direkt mit auszutauschen, siehe Bild 40.

Empfehlungen zur Durchführung solcher Instandsetzungen insbesondere hinsichtlich der Schweißtechnik werden in [64] gegeben.

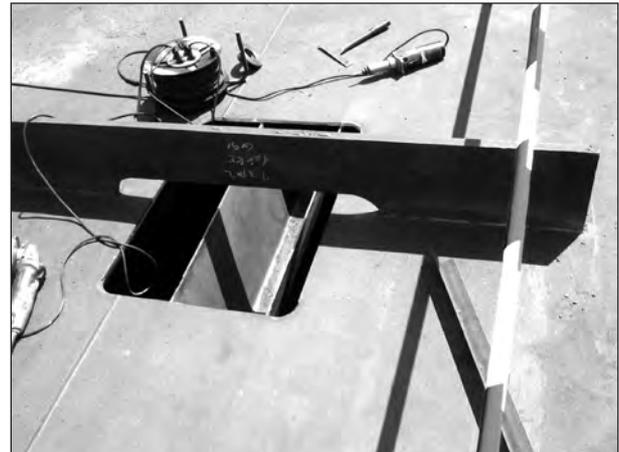


Bild 39: Ausführung mit Montagehilfe

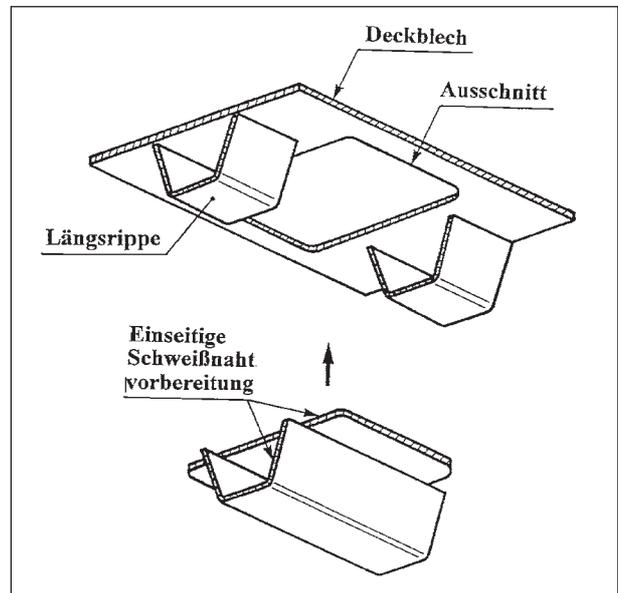


Bild 40: Austausch Deckblech mit Längsrippenabschnitt [65]

2.4.4 Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Querträgerstegblech, Kategorie 2

Häufig sind solche Risse bei der Bauweise mit eingepassten Längsrippen aufgetreten. Nach DIN-Fachbericht 103 ist heute diese Bauweise nicht mehr erlaubt, es sei denn, es wird eine Reihe von Bedingungen eingehalten:

- Die Anwendung ist auf Brücken mit leichtem Schwerverkehr beschränkt,
- der Querträgerabstand ist $\leq 2,75$ m zu wählen,
- die Stähle für die Querträgerstege sind mit entsprechender Z-Güte gemäß DIN EN 1993-1-10 oder DAST-Ri 014 auszuwählen,

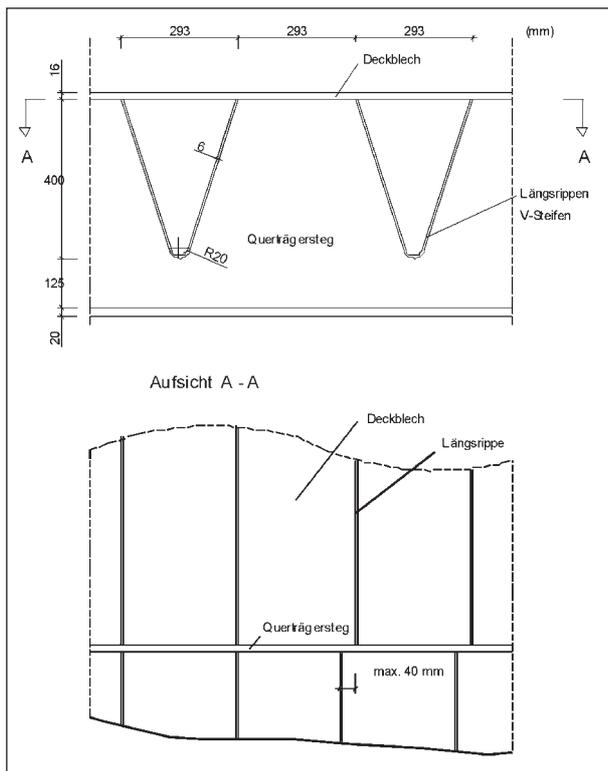


Bild 41: Gemessene Versatzmaße in der Längsrippenrichtung

- der Zusammenbau und die Schweißfolge sind Feld für Feld vorzusehen, sodass der Schweißschrumpf minimiert wird,
- der Anschluss der Längsrippen an die Stege ist mit Stumpfnähten vorzusehen, mit entsprechender Schweißnahtvorbereitung,
- der mögliche Versatz der Längsrippenabschnitte in Längsrichtung wird durch Toleranzen begrenzt.

Für eine erfolgreiche Instandsetzung solcher Schäden sind daher besondere Detailuntersuchungen und Vorbereitungen erforderlich, die folgende Punkte betreffen:

- die Materialeigenschaften des Querträgerstegs in Dickenrichtung,
- den geometrischen Versatz der eingepassten Längsrippen in Brückenlängsrichtung, siehe Bild 41,
- ausreichende Vorwärmung während der Instandsetzungsarbeiten,
- Schrumpfeffekte aufgrund der Schweißfolge und
- Behandlung übergroßer Spalte.

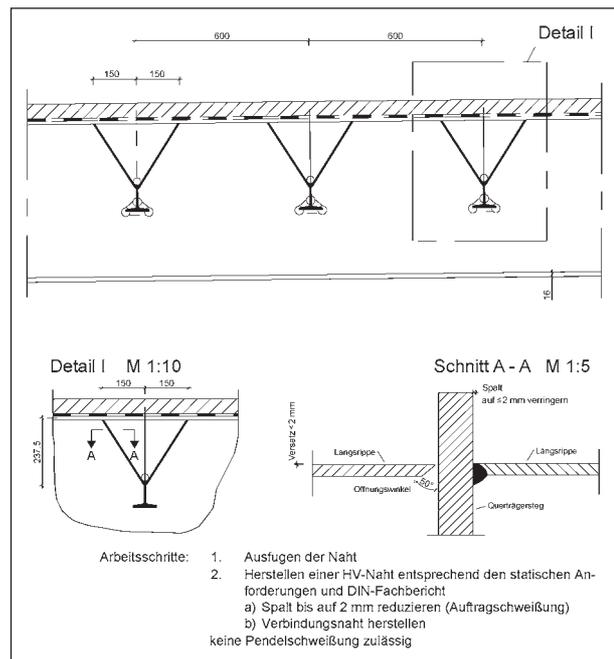


Bild 42: Instandsetzung von Schweißnahtrißen zwischen eingepassten Rippen und Querträgerstegen

In Bild 42 ist die Vorgehensweise dargestellt.

Bild 43 stellt einen Vorschlag für die Behandlung übergroßer Versatzmaße dar. Bild 44 zeigt die Instandsetzung einer Brücke, bei der die Materialgüte des Querträgerstegs eine geschweißte Lösung nicht zugelassen hat.

Der Aufwand für eine solche Lösung ist dabei nicht unerheblich, dies kann u. U. dazu führen, dass eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung zu einem Neubau der Brücke führt, falls die Schäden nicht lokal eingegrenzt werden können (z. B. im Bereich der Fahrstreifen mit dem Schwerlastverkehr).

2.4.5 Schweißen unter Verkehr

Auf Grund der entstehenden Verkehrsbeeinträchtigungen sind Vollsperrungen von Brücken zur Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen fast nicht mehr durchsetzbar.

Die Auswirkungen von verkehrsbedingten Brückenschwingungen wurden daher bei verschiedenen Baumaßnahmen untersucht, so z. B.:

- Auswertung von fahrzeugbedingten Brückenschwingungen bei der Rheinbrücke Duisburg Neuenkamp,
- Probeschweißungen bei der Rheinbrücke Rodenkirchen,

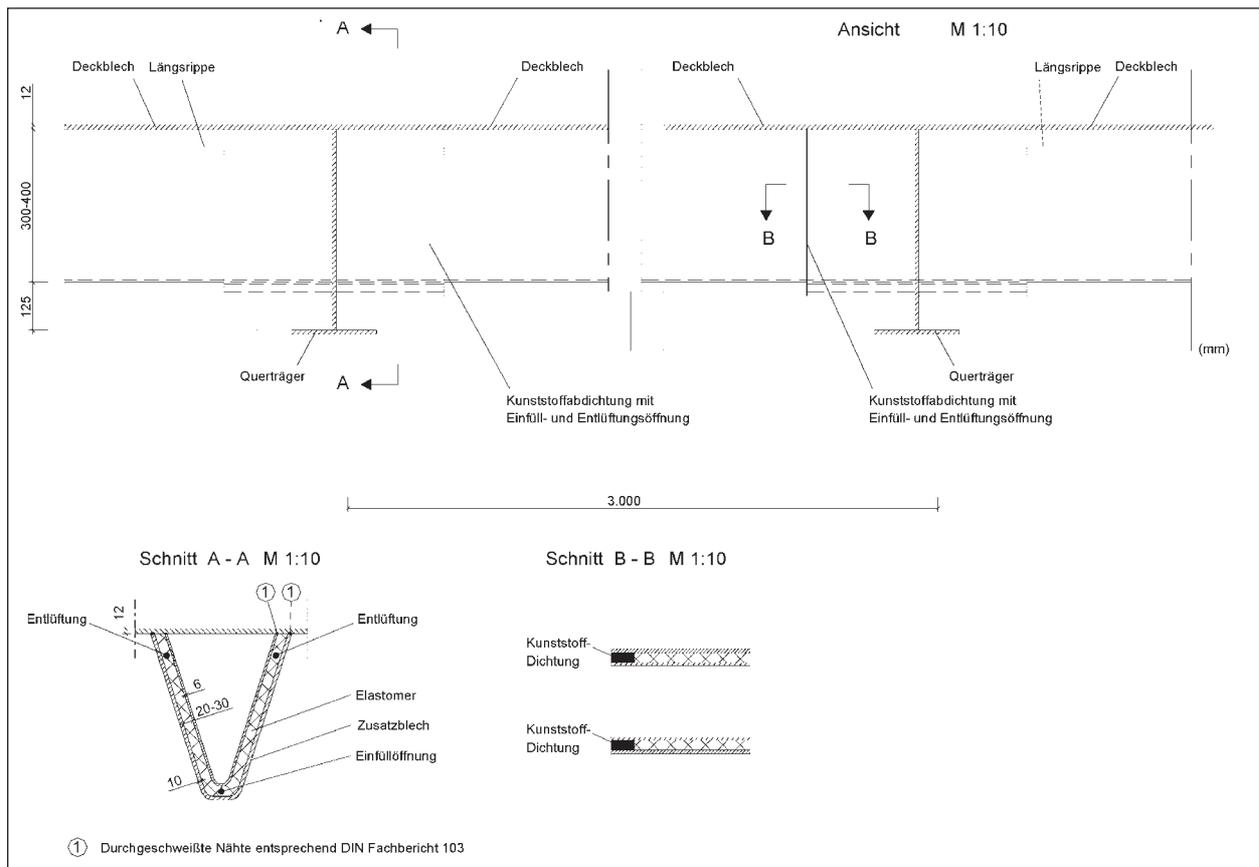


Bild 43: Möglicher Lösungsvorschlag zu herkömmlichen geschweißten Lösungen

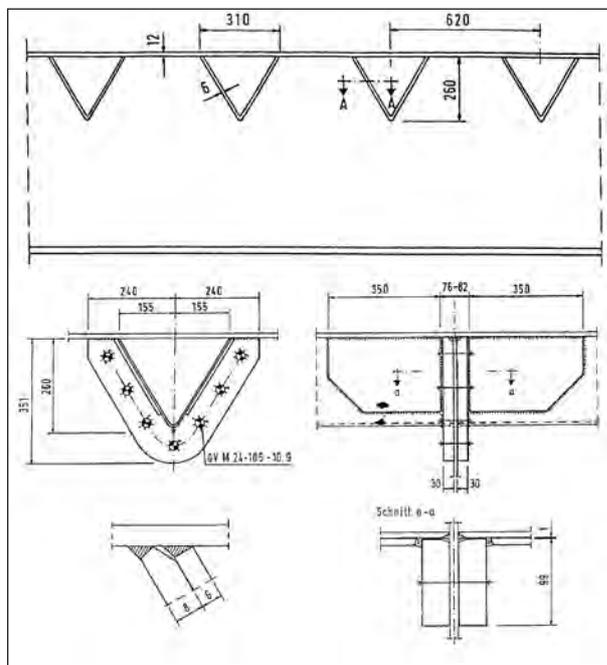


Bild 44: Durchgeführte Instandsetzung von Rissen zwischen eingepassten Längsrippen und Querträgersteg [100]

- Probeschweißungen zu verschiedenen Tages- und Nachtzeiten (einschließlich Werk- und Sonntag) bei der Rheinbrücke Leverkusen.
- Verlegung der Schweißarbeiten in verkehrsarme Zeiten (nachts oder an Wochenenden),

Bisher wurde festgestellt, dass bei Einhaltung nachfolgender Randbedingungen ein Schweißen bei gleichzeitiger Verkehrsbeanspruchung auf der Brücke ohne negative Auswirkungen auf die Schweißnahtqualität möglich ist.

Weitere Erkenntnisse erhofft man sich von einem Forschungsvorhaben, das z.z. an der TU Braunschweig [66] durchgeführt wird.

In [64] wird hierzu ausgeführt:

Untersuchungen zu Verkehrsbeanspruchungen insbesondere Schwingungen haben gezeigt, dass die Schwingungen, die bei einer Überfahrt das gesamte Brückenbauwerk betreffen, für Schweißarbeiten an lokalen Fahrbahnelementen keinen großen Einfluss haben.

Lokale Beanspruchungen, die dazu führen, dass die zu verschweißenden Schnittufer sich relativ zueinander bewegen, sind nicht zulässig. Folgende Maßnahmen sind zur Vermeidung von Relativverschiebungen der Schnittufer ggf. zu treffen:

- Sperrung oder Verlegung des jeweiligen Verkehrsstreifens,
- Anbringen von Montagehilfen (Ruhigstellung der Schnittufer).

Als Anhaltswert für die Reduktion der Verkehrsbeanspruchung sollte z. B. bei der Instandsetzung von Schäden an den Längsrippen-Deckblech-Anschlüssen (Unterseite der orthotropen Fahrbahnplatte) jeweils in einem Streifen von 1 m beidseitig von der Arbeitsstelle kein Verkehr vorbeigeführt werden.



Bild 45: Abbohren eines Risses mit Nachfolgerissen

2.5 Schlussfolgerungen

Die Erfahrungen bei bisher durchgeführten Instandsetzungen sind sehr unterschiedlich:

- **Die Instandsetzungsmethode muss robust sein**

Durch die Arbeitsbedingungen vor Ort ist es auch bei Verkehrssperrungen oder Verkehrseinschränkungen schwierig, die Qualitäten zu erreichen, die der DIN-Fachbericht 103 bei Neubauten für das jeweilige Detail vorsieht.

- **Es sind gründliche Instandsetzungsplanungen notwendig**

Schnelle Ad-hoc-Instandsetzungen oder -Entlastungsmaßnahmen haben zumeist nicht den erhofften Erfolg gebracht und führen früher oder später zu erneuten Schäden, siehe hierzu z. B. Bild 45, bei der eine Abbohrung eines Risses die Startstellen von neuen Rissen liefert. Auch Entlastungsmaßnahmen, wie z. B. der Einbau eines Zwischenquerträgers, erwirken zwar eine Entlastung hinsichtlich der Tragfähigkeit, können aber durch die eingeprägte Verformungsbehinderung neue Entlastungsrisse provozieren, siehe Bild 46.

- **Es gibt keine Patentrezepte für die Instandsetzung**

Es gibt eine Vielzahl von bauweisenbedingten Schäden, bei denen für jeden Einzelfall eine gezielte Lösung erarbeitet werden muss.

- **Es ist Spezialistenmitwirkung erforderlich**

Hilfestellungen bei der Erarbeitung von erfolgreichen Instandsetzungskonzepten werden z. B. durch das DVS-Merkblatt 1709 [64] gegeben.



Bild 46: Einbau eines Zwischenquerträgers mit Nachfolgeschäden

- **Anwendungsgrenzen von Maßnahmen**

Verstärkungsmaßnahmen zur Versteifung des Deckblechs zielen in erster Linie auf die Entlastung der Verbindung des Deckblechs mit den anliegenden Längssteifen ab. Diese Maßnahmen sind für fast alle orthotropen Fahrbahnplatten anwendbar, betreffen aber nur die Abwendung von Kategorie 1 – Schäden und je nach statischer Situation nur geringfügig weitere Schäden, z. B. nach Kategorie 2. Jedoch können, wenn Kategorie 2 oder 3 – Gefährdungen zusätzlich vorliegen, dafür maßgeschneiderte Instandsetzungskonzepte mit den allgemeinen Verstärkungsmaßnahmen gegen Kategorie 1 – Schäden kombiniert werden.

3 Strategien zur nachhaltigen Instandsetzung und Verstärkung

3.1 Grundsätze

3.1.1 Allgemeines

Die nachhaltige Instandsetzung muss das Ziel haben, den weiteren Unterhaltungsaufwand einer gefährdeten Brücke auf Arbeiten an den üblichen Verschleißbauteilen zu begrenzen. Die Erfahrun-

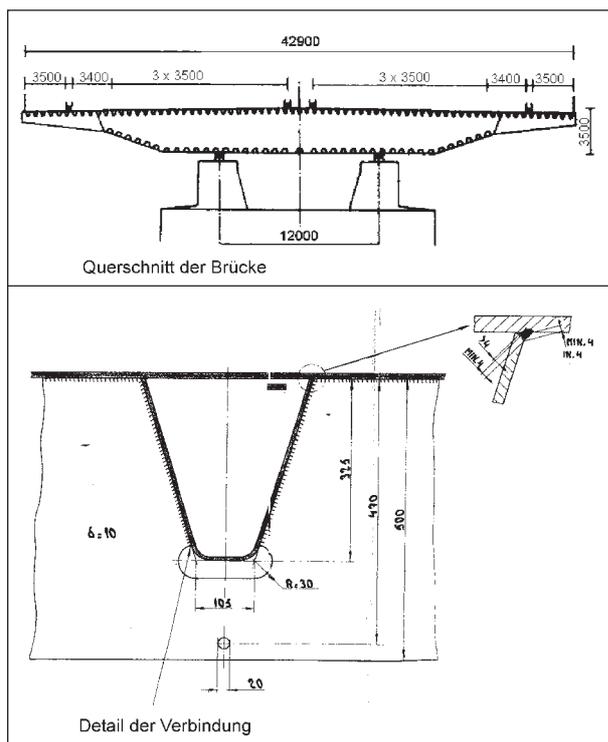


Bild 47: Brücke mit instand gesetzten Verbindungsnahten zwischen Längsrippe und Deckblech

gen aus bisher durchgeführten Instandsetzungen sind hierbei zu beachten.

Deutlich wird dies am Beispiel mehrerer durchgeführter Instandsetzungen an einer Brücke, die eine hohe Anzahl von Rissen in der Verbindungsnaht der Längsrippe mit dem Deckblech aufwies. Bild 47 stellt den Brückenquerschnitt und die entsprechende Detailausbildung dar.

Eine erste Instandsetzung der Nähte erfolgte durch Austausch aller Nähte im Bereich der Fahrstreifen für den Schwerlastverkehr (ausgetauschte Schweißnahtlänge ca. 9 km) und mit hohen Qualitätsanforderungen an die Ausführung (Probenschweißungen, Durchführung von Verfahrensprüfungen und laufende Arbeitskontrollen).

Trotz dieser umfangreichen Instandsetzungsmaßnahme sind neue Schäden an gleicher Stelle durch die sehr hohe Verkehrsbeanspruchung der orthotropen Platte bereits nach wenigen Jahren weiterer Nutzung aufgetreten. Die neu aufgetretenen Schäden waren Deckblechrisse. Risse in der Verbindung Längsrippe-Deckblech sind in den instand gesetzten Bereichen nicht wieder aufgetreten.

Dies führt zu dem Schluss, dass eine nachhaltige Instandsetzung folgende Aspekte zu berücksichtigen hat:

- Tragfähigkeit aller Details der Fahrbahnkonstruktion, nicht nur der offensichtlich geschädigten,
- Dauerhaftigkeit aller Details der Fahrbahnkonstruktion in Verbindung mit Betrachtung des Verformungsverhaltens,
- derzeitige und zukünftige Beanspruchung.

3.1.2 Tragsicherheits- und Dauerhaftigkeitsnachweise

In der Regel ist das Tragverhalten der Konstruktion ausreichend durch entsprechende rechnerische Nachweise überprüft.

Das Dauerverhalten und eventuell auftretende ermüdungswirksame Spannungen werden jedoch in der Regel nicht rechnerisch nachgewiesen. Bei der Erhöhung und Verbesserung der Dauerhaftigkeit eines Details durch Instandsetzungsmaßnahmen kann, bei entsprechender Ermüdungsbelastung, das nächste weniger gut ausgeführte Detail oder Bauteil Ermüdungsschäden zeigen. Eine nachhaltige Instandsetzung muss also in der Art ausgeführt werden, dass die orthotrope Fahrbahnkonstruktion als Gesamttragwerk mit allen ermüdungsanfälligen Details untersucht wird.

In Verbindung mit der Dauerhaftigkeitsprüfung von Details sind das realistische Verformungsverhalten der orthotropen Fahrbahnplatte bei Überfahrten und die daraus entstehenden Ermüdungsbeanspruchungen genauer zu erfassen, um nicht durch Steifigkeitserhöhung infolge von Instandsetzungsmaßnahmen unbeabsichtigt die Ermüdungsbeanspruchung zu erhöhen.

Bild 48 stellt als Beispiel für eine realistischere Erfassung den bisher nicht beachteten zeitlichen Spannungsverlauf infolge Biegung des Querträgerstegblechs aus der Ebene bei einer Achsüberfahrt im Verbindungsbereich Längsträger-Querträger dar. Bild 49 stellt die Verformungen des Längsträgerstegblechs unter der direkten Querträgerbelastung (Belastung 'in der Querträgerstegebene') dar.

Bei einer Überfahrt werden also der Querträgersteg und auch die zugehörige Verbindung zum Längsträger verschiedenartig 'in der Querträgerstegebene' und „aus der Querträgerstegebene“ belastet. Die Betrachtung nur einer Komponente genügt nicht.

Verstärkungsmaßnahmen, insbesondere geschweißte, die in diesen Bereichen eine weitere

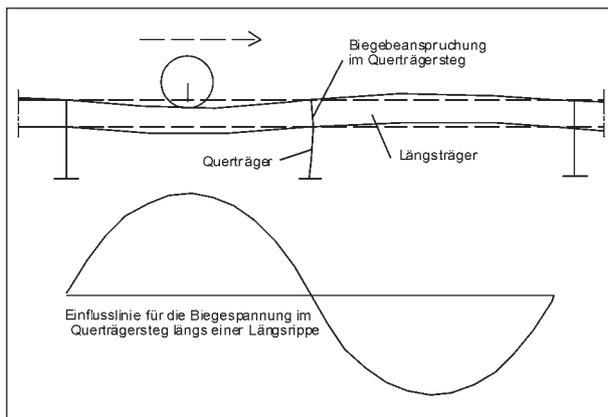


Bild 48: Verlauf der Plattenbiegespannung in dem Verbindungsbereich Querträger- Längsrippe bei einer Überfahrt [24]

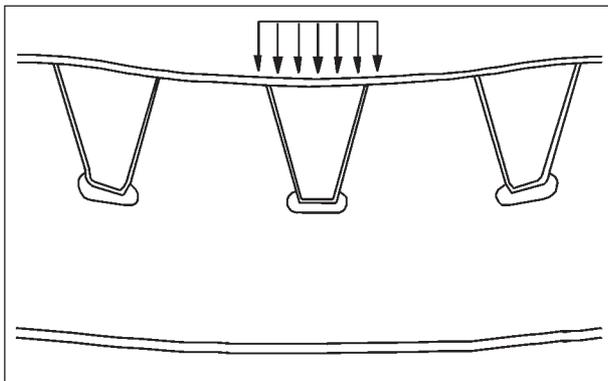


Bild 49: Verformung des Querträgerstegbleches infolge der Belastung ‚In der Querträgerstegebene‘ [24]

Steifigkeit und Verformungsbehinderung erzeugen würden, führen meist zu weiteren Schäden.

Bei der Analyse von Schäden ist daher die Ursache und bei Ausarbeitung von Instandsetzungen die Veränderungen auf das Trag- und insbesondere Verformungsverhalten zu kontrollieren.

In [64] werden folgende Vorgehensweise und das Ablaufdiagramm nach Bild 50 empfohlen:

- eindeutige Ermittlung der Schadensursachen,
- Beurteilung der Schäden hinsichtlich der Auswirkungen auf Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit,
- Überprüfung der Notwendigkeit von weiteren Sofortmaßnahmen bis zum Zeitpunkt einer endgültigen Instandsetzung und Verstärkung,
- Überprüfung, inwieweit die gewählte Instandsetzung Zwangsbeanspruchungen an anderer Stelle verursacht, die potenzielle neue Rissansatzpunkte sein können,

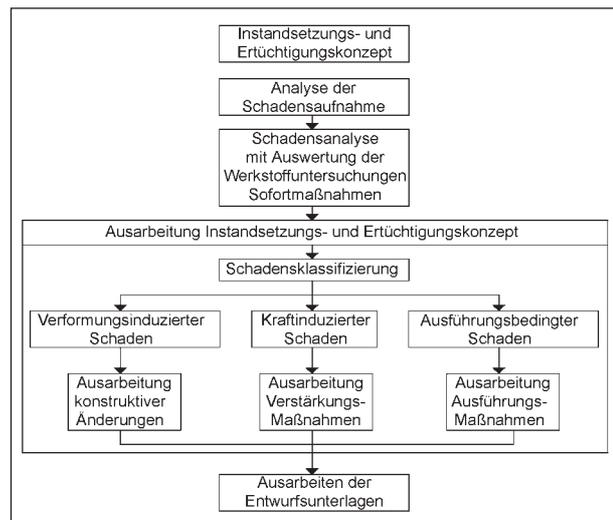


Bild 50: Ablauf bei der Erstellung des Instandsetzungskonzepts [64]

- geeignete Maßnahmen zur dauerhaften Vermeidung weiterer Schäden:
 - a) kraftinduzierte Schäden sind durch eine reine Instandsetzung in der Regel nicht abschließend behoben, durch Verstärkungsmaßnahmen sind dauerhafte Entlastungen zu erreichen,
 - b) verformungsinduzierte Schäden sind durch konstruktive Änderungen zu beheben, Verstärkungsmaßnahmen sind hinsichtlich möglicher Folgeschäden zu untersuchen,
 - c) ausfahrungsbedingte Schäden sind durch Umstellungen bei der Fertigung zu beheben.
- Beachtung der bauwerksspezifischen Besonderheiten (z. B. Korrosionsschutzsystem, Belagssystem),
- mögliche Verkehrsleitmaßnahmen bei der Durchführung der Instandsetzung.

3.1.3 Berücksichtigung der Verkehrsentwicklung

Ein weiterer wesentlicher Grundsatz für den Nachweis einer nachhaltigen Instandsetzung ist die Beachtung der derzeitigen und der zukünftigen Verkehrsentwicklung (Ermüdungssicherheit der Konstruktion).

In der Vergangenheit war dies nicht erforderlich, dies belegt z. B. eine Untersuchung von PELIKAN aus dem Jahr 1964, die nachweist, dass der Ermüdungsnachweis für den damaligen Verkehr gegen-

über dem Tragsicherheitsnachweis nicht bemessungsrelevant und somit unkritisch war. Im Vergleich zu den Bemessungslasten waren die Ermüdungslasten deutlich geringer, sodass sie keine Ermüdungsschädigung hervorriefen. Die Dauerfestigkeitsgrenze der einzelnen Details wurde nicht überschritten. Diese Annahme wurde lange Zeit durch den tatsächlich auftretenden Verkehr bestätigt.

Untersuchungen und Auswertungen des derzeitigen Verkehrs belegen, dass inzwischen die Verkehrsbeanspruchungen so hoch sind, dass bei bestimmten konstruktiven Ausbildungen der Nachweis der Ermüdungssicherheit neben dem Tragfähigkeitsnachweis die Bemessung bestimmt.

Ein Beispiel ist der Nachweis der Querträger von orthotropen Fahrbahnplatten. Bei einer Ausführung der orthotropen Fahrbahnplatte mit Querträgern der Höhe h stellen sich die Ausnutzungsgrade für den Tragfähigkeits- und Dauerhaftigkeitsnachweis nach Bild 51 [24] ein.

Ab einer Querträgerhöhe von 750 mm ergibt sich aus dem Tragfähigkeitsnachweis die Querträgerstegdicke, bei niedrigeren Querträgern aus dem Ermüdungsnachweis.

Die Entwicklung der verkehrsbedingten Ermüdungsbeanspruchung, die durch die nachhaltige Instandsetzung abgedeckt werden muss, wird durch folgende Faktoren beeinflusst:

- Erhöhung der Fahrzeuggewichte und möglicherweise auch Erhöhung der Achslasten,
- Zunahme von Schwerlasttransporten,
- veränderte Fahrzeuggeometrien,
- veränderte Reifengeometrien.

Bei der orthotropen Fahrbahnplatte sind es im Wesentlichen die Reifengeometrien, die zukünftig höhere lokale Beanspruchungen der kritischen Details der orthotropen Fahrbahnplatte bringen. Die Zunahme der Gesamtgewichte, Fahrzeuggeometrie etc. betreffen größere Bereiche der orthotropen Fahrbahnplatte mit entsprechender Lastverteilung.

Als Ersatz für die bisherige Antriebsachse mit Zwillingreifen (Breite 2×315 mm oder 2×295 mm) wird es zukünftig einen sog. ‚Widebase‘ Reifen (Breite 495 mm) geben, der seine Lasten sehr konzentriert abgibt und damit zu vergrößerter lokaler Deckblech- und Längsrippenbelastung führt.

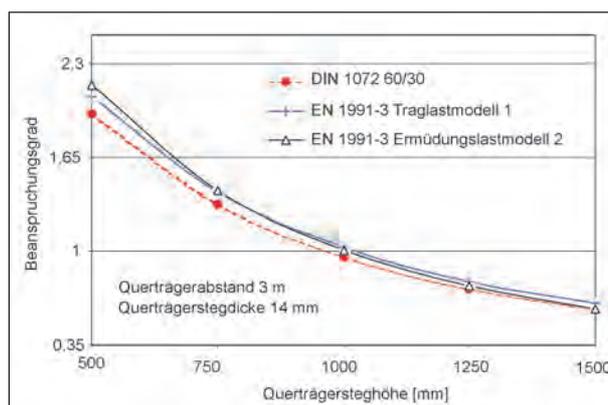


Bild 51: Verlauf der Ausnutzungsgrade [24]

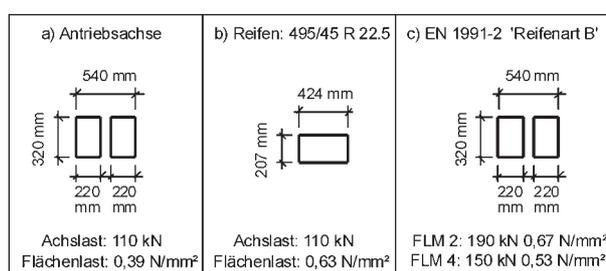


Bild 52: Vergleich der Aufstandsflächen [24]

Bild 52 vergleicht die Umrissfläche eines Rades der derzeitigen Antriebsachse (a) mit der zukünftigen Antriebsachse (b) und der in EN1991-2 geregelten Fläche (c).

Der Vergleich belegt, dass die neue Reifengeneration zu einer Belastungsgröße führt, die in etwa der Größe entspricht, die bei einem rechnerischen Dauerfestigkeitsnachweis angesetzt wird.

Rechnerische Nachweise [24] ergeben bis zu 30 % höhere Deckblechspannungen im Vergleich zu den bisherigen Lastansätzen und somit eine erhebliche Reduktion der rechnerischen Lebensdauer der Verbindung Längsrippe-Deckblech.

Die Entwicklung neuer Fahrzeuggeometrien ist für die orthotrope Fahrbahnplatte nicht von der gleichen Bedeutung wie die Entwicklung der Achslasten und der Radaufstandsflächen. Sie könnten von Bedeutung werden, falls es über die Zunahme der Gesamttonnage der Fahrzeuge und die weitere Zunahme des gesamten Schwerverkehrs zu einer Zunahme der Anzahl der Spannungsschwingspiele kommt. Bei den Details der orthotropen Fahrbahnplatte führt jede Achse zu einem Spannungsschwingspiel. Somit ist der Ermüdungsschaden aus zwei einzelnen Sattelaufliegern gleich dem eines gekoppelten Fahrzeuges.

Für die Untersuchung von Haupttragelementen ist der Abstand zwischen den einzelnen Fahrzeugen von Bedeutung und führt hier u. U. bei höheren Fahrzeuggewichten zu höheren Ermüdungsbeanspruchungen.

3.1.4 Berücksichtigung realistischer Steifigkeiten

Führt man Ermüdungsberechnungen zunächst nach den Lastmodellen der EN 1991-2 (s. Bild 53) durch, so zeigt sich, dass eine realistische Lebensdauer der Verbindung Längsrippe-Deckblech nach den guten Erfahrungen mit der Standardausführung der orthotropen Platte nur unter Berücksichtigung des Verbundes zwischen Belag und Stahlstruktur zu begründen ist, s. Bild 54. Bei Berücksichtigung der reinen Stahlkonstruktion ergeben sich rechnerisch sehr geringe Lebensdauern,

die unterhalb von 10 Jahren liegen, wobei Kapitel 3.1.3 gezeigt hat, dass die tatsächlichen Beanspruchungen noch über den Lastansätzen nach EN 1991-2 liegen.

Bei der Abschätzung der Nutzungsdauer in Bild 54 mit Berücksichtigung der Verbundwirkung wurde das jahreszeitliche temperaturabhängige Verhalten des Asphaltbelags vernachlässigt. Die Abschätzung stellt deshalb nur eine Vereinfachung für eine bestimmte Temperatur dar.

Es wird deutlich, dass bei der nachhaltigen Instandsetzung der orthotropen Fahrbahnplatte die Mitwirkung des Belages ein entscheidender Ansatzpunkt ist.

3.1.5 Robustheit

Die Wirkung von Instandsetzungsmaßnahmen auf die für die Ermüdung kritischen Stellen sollte so robust sein, dass auch ein bereits eingesetzter Risschaden, der bisher nicht entdeckt und ausgebessert wurde, an seiner weiteren Entwicklung behindert wird.

Somit ist das Spannungsniveau derart zu reduzieren, dass die bruchmechanische Beanspruchung ΔK an vorhandenen kleinen Rissen unter den Schwellenwert ΔK_{th} fällt, bei dem weiteres Risswachstum ausgeschlossen wird.

In der Regel ist dies der Fall, wenn die Spannungsschwingspiele unter der Dauerfestigkeit liegen.

Fahrzeuge	Ermüdungslastmodell 2	Ermüdungslastmodell 4
	90 kN, 190 kN, 4.5 m	70 kN, 130 kN, 4.5 m
	80 kN, 140 kN, 140 kN, 4.2 m, 1.3 m	70 kN, 120 kN, 120 kN, 4.5 m, 1.3 m
	90 kN, 180 kN, 3 x 120 kN, 3.2 m, 5.2 m, 1.3 m, 1.3 m	70 kN, 150 kN, 3 x 90 kN, 3.2 m, 5.2 m, 1.3 m, 1.3 m
	90 kN, 190 kN, 2 x 140 kN, 3.4 m, 6.0 m, 1.8 m	70 kN, 140 kN, 2 x 90 kN, 3.2 m, 6.0 m, 1.8 m
	90 kN, 180 kN, 120 kN, 2 x 110 kN, 4.8 m, 3.6 m, 4.4 m, 1.3 m	70 kN, 130 kN, 90 kN, 2 x 80 kN, 4.8 m, 3.6 m, 4.4 m, 1.3 m

Bild 53: Lastmodelle nach EN 1991-2

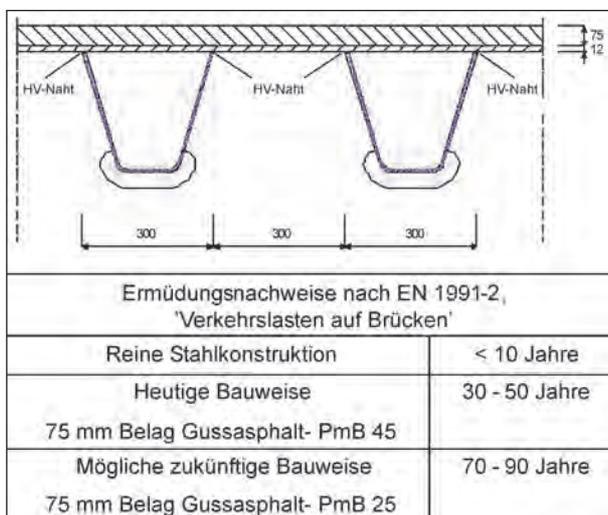


Bild 54: Rechnerischer Nachweis der Ermüdungssicherheit nach EN 1991-2 und EN 1993-2 für die Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech

3.2 Zuordnung von Gefährdungskategorien und Maßnahmen

Im Wesentlichen kann nach Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen zur Beseitigung oder Abwendung von Kategorie 1 – Schäden, siehe Tabelle 2, und nach Instandsetzungsmaßnahmen zur Beseitigung oder Abwendung von Schäden der Kategorie 2 bis 4 – bei orthotropen Platten besonders der Kategorie 2 – unterschieden werden.

Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen zu Kategorie 1 – Schäden setzen besonders an der Reduktion der Biegebeanspruchung des Deckblechs und der Rippenwände in Längsrippenquerrichtung an.

Hierzu sind Techniken der Deckblechverstärkung und Techniken zur Effizienzsteigerung der Verbund-

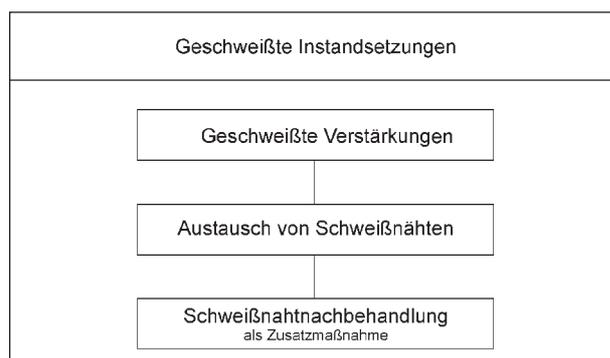


Bild 55: Instandsetzungsmaßnahmen zu Kategorie 2 – Schäden an orthotropen Platten

Deckblechverstärkung	Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelags
Sandwich Plate System (SPS) (Kap. 4.2)	Erhöhung der Steifigkeit PmB 25 (Kap. 5.3)
Hochfester Beton mit Stahlfasern (Kap. 4.3)	HANV (Kap. 5.4)
Aufgeklebte Bleche (Kap. 4.4)	Aufhellung der Decksicht (Kap. 5.5.2)
Indirekte Deckblechverstärkung (Kap. 4.5)	Asphaltbewehrung (Kap. 5.5.3)

Bild 56: Techniken zur Reduktion der Deckblechbiegung in Querrichtung bei Kategorie 1– Gefährdungen

wirkung zwischen dem unverstärkten Deckblech mit dem Belag untersucht worden, Bild 56.

Kennzeichen aller dieser Techniken ist, dass sie im Wesentlichen ohne Schweißen durchgeführt werden, um in die empfindliche orthotropen Platte keine Wärmeenergie einzubringen, die zusätzliche Schrumpfspannungen und damit Risse an bestehenden Schweißanschlüssen oder neue bisher nicht vorhandene Kerben erzeugen würde. Deshalb wird im Wesentlichen auf adhesive Verbindungen mit Klebern gesetzt.

Bei Kategorie 2 – Schäden oder Kategorie 2 – Gefährdungen von orthotropen Platten, die vor der Einführung der bewährten Standardlösung gebaut wurden, zeigen die bisher angewendeten Instandsetzungsmaßnahmen, siehe Kapitel 2.4, dass man auf Lösungen mit Schweißen angewiesen ist, Bild 55.

Einige Beispiele für Maßnahmen mit hohem Schweißeingriff wären entweder der nachträgliche Einbau von Zwischenquerträgern zwischen vorhan-

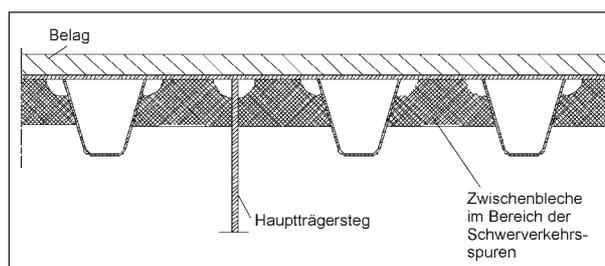


Bild 57: Zwischenquerträgerkonstruktionen, z. B. bei der Fahrbahnplatte der Rheinbrücke Rees

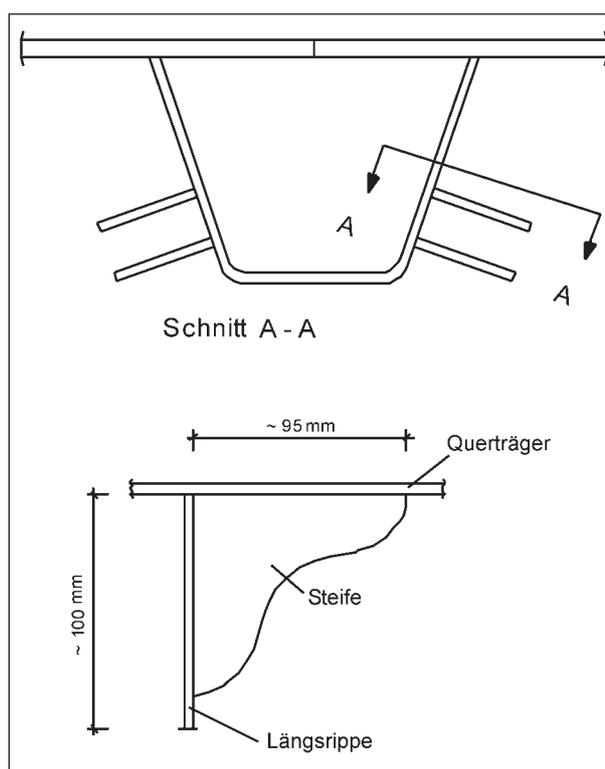


Bild 58: Geschweißte Zusatzsteifen für Längsrippenanschlüsse

denen Querträgern (ähnlich der Lösung, die bei der Rheinbrücke Rees von Anfang an beim Neubau vorgesehen wurde (s. Bild 57)), um Differenzdurchbiegungen zu verkleinern, oder geschweißte Verstärkungen der Rippenanschlüsse durch Zusatzsteifen nach Bild 58, die in Großbritannien (TRRL) auf ihre Ermüdungssicherheit geprüft wurden. Beide Lösungen sind auf Grund der Wirkungen der Schweißarbeiten nicht zu empfehlen.

Von dem Labor TRRL wurde auch eine geschraubte Variante zu der Lösung in Bild 58, siehe Bild 59, untersucht, die mit in Großbritannien nicht ungewöhnlichen Handlöchern (werden auch bei geschraubten Rippenstößen verwendet) arbeitet und der Lösung bei der Haseltalbrücke, siehe Bild 44, ähnelt.

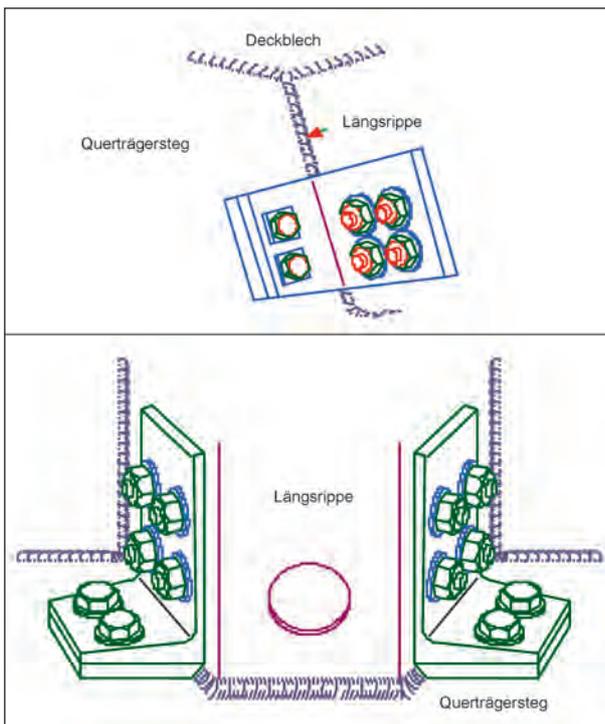


Bild 59: Geschaubte Lösung

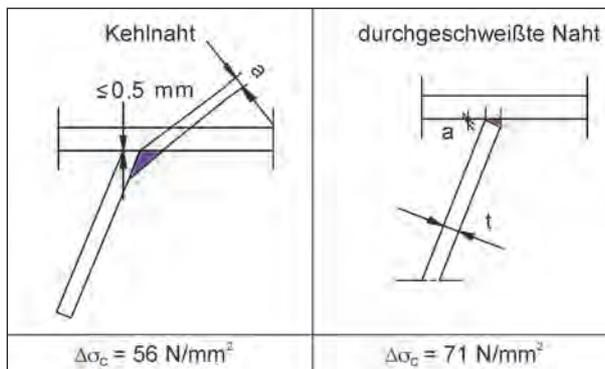


Bild 60: Ermüdungsklassifizierung der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech

Unvermeidlich sind dagegen, veranlasst aus Schäden infolge Qualitätsmängeln bei orthotropen Platten nach der standardisierten Bauart, schweißverfahrensoptimierte Schweißreparaturen gerissener Nähte, siehe Bild 55, und auch der Austausch von früher üblicherweise ausgeführten Kehl Nähten durch günstigere HV-Nähte, siehe Bild 60.

Eine interessante Lösung zur Verbesserung des Ermüdungswiderstandes von intakten Nähten ist auch eine geeignete Schweißnahtnachbehandlung mit US-Verfahren (s. Kapitel 3.3), die besonders bei niedrigen Kerbfällen wirksam ist, an orthotropen Fahrbahnplatten jedoch noch nicht getestet wurde.

Um vorhandene orthotrope Fahrbahnplatten nach der bewährten standardisierten Bauart nachhaltig

gegen mögliche Gefährdungen aus bisher unentdeckten Qualitätsmängeln und der Vergrößerung der Ermüdungsbeanspruchungen aus Veränderung der Verkehrslasten zu ertüchtigen, sind insbesondere Techniken zur Abwendung von Kategorie 1 – Schäden notwendig, siehe Bild 56.

Als eine Technik wurde das Verfahren der direkten Deckblechverstärkung durch die SPS-Auflegetechnik in Deutschland für den Brückenbau entwickelt und im ersten großtechnischen Einsatz erprobt, während die Technik mit hochfestem bewehrtem stahlfaserverstärktem Betonbelag anstelle eines Asphaltbelages in den Niederlanden mit ersten großtechnischen Einsätzen fortentwickelt wurde [84]. Die Lösung mit aufgeklebten Platten ist noch im Entwicklungsstadium mit Versuchen mit bauteilähnlichen Proben [68].

Ebenfalls im Entwicklungsstadium befinden sich Techniken mit lokaler Reduktion der Deckblechbiegungen [84], siehe Bild 56.

Auf die verschiedenen genannten Techniken wird in Kapitel 4 eingegangen.

Eine wichtige Alternative zu diesen Verstärkungstechniken ist die Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des in Deutschland verwendeten dicken Fahrbahnbelages. Um dessen offensichtlichen Beitrag zur Dauerhaftigkeit der Deckbleche im Hinblick auf Kategorie 1 – Schäden (im Gegensatz zu den in den Niederlanden verwendeten Dünnbelägen) rechnerisch nachweisen zu können und Weiterentwicklungen anzustellen, mit denen dessen Effizienz noch verbessert werden kann, sind grundlegende Untersuchungen erforderlich.

Darauf wird im Kapitel 5 eingegangen.

3.3 Nahtnachbehandlungsmethoden

Eine mögliche Ergänzung zu Schweißnahtinstandsetzungen stellt die Schweißnahtnachbehandlung dar. Hierdurch soll eine Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit erreicht werden. Die Verbesserung beruht entweder auf der Reduktion der durch die geometrischen Kerben der Nahtübergänge verursachten lokalen Spannungsspitzen durch lokale plastische Nachverformung oder auf der Erhöhung des an dieser Stelle wirksamen Rissbildungswiderstands durch Gefügeverbesserung und Einbringung eines Druckeigenspannungszustandes.

Zu den die Kerbwirkung verringernden Verfahren gehören das flächige oder lokale Überschleifen („burr grinding“) bzw. das Wiederaufschmelzen der Nahtübergänge mit einem zusatzdrahtlosen Verfahren („TIG-dressing“). Das Hämmern, das Kugelstrahlen, das Festwalzen sind als verfestigende Verfahren bekannt, die zudem Druckeigenspannungen in der Randschicht erzeugen. Darüber hinaus sind auch Kombinationen zweier Methoden möglich, z. B. kann unter bestimmten Voraussetzungen zusammen mit einer verfestigenden Oberflächenbehandlung auch eine Verringerung der Kerbschärfe erzielt werden [91]. Die nieder- und hochfrequenten Hämmerverfahren kombinieren beide Effekte, sodass eine Mehrfachbehandlung nicht notwendig wird. Als besonders erfolgsversprechende Verfahren zur Lebensdauerverlängerung bestehender und neuer Konstruktionen ist das Hochfrequenzhämmern anzusehen.

Im Gegensatz zu herkömmlichen Hämmerverfahren arbeiten die hochfrequenten Hämmerverfahren mit Frequenzen zwischen 100 Hz und 200 Hz. Gehärtete Stahlstifte (Pins) hämmern so auf den Schweißnahtübergangsbereich, dass mit jedem Schlag kleine plastische Eindrücke entstehen. Die Pins haben Durchmesser von 2 mm bis 5 mm und sind im vorderen Bereich abgerundet. Die Durchmesser der Pins werden entsprechend der Anwendung, d. h. der lokalen Geometrie und der Härte im Übergangsbereich, gewählt. Die einzelnen Verfahren unterscheiden sich in Art der Anregung und der Anzahl der Pins. Bei dem ‚High Frequency Impact Treatment‘-Verfahren handelt es sich um ein druckluftbetriebenes Gerät mit einem Pin (s. Bild 61), bei dem ‚Ultrasonic Impact Treatment‘ Verfahren (s. Bild 62) erfolgt die Anregung von 3 bis 4 Pins durch einen magnetostriktiven Ultraschallkonverter.

Zur Weiterentwicklung der Verfahren und Ermittlung der Art und Größe der Verbesserung der Ermüdungsfestigkeiten wurde ein umfangreiches Forschungsvorhaben unter dem Titel ‚REFRESH – Lebensdauerverlängerung bestehender und neuer geschweißter Stahlkonstruktionen‘ durchgeführt, das durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung gefördert wurde und inzwischen abgeschlossen ist. Die detaillierten Ergebnisse und Anwendungen sind dem Heft Nr. 9 der Zeitschrift ‚Stahlbau‘ zu entnehmen (siehe auch [91] bis [99]).

Bei der Bewertung dieser Methoden der Schweißnahtnachbehandlung ist zu beachten, dass es sich um ein Oberflächenverfahren handelt, womit nicht

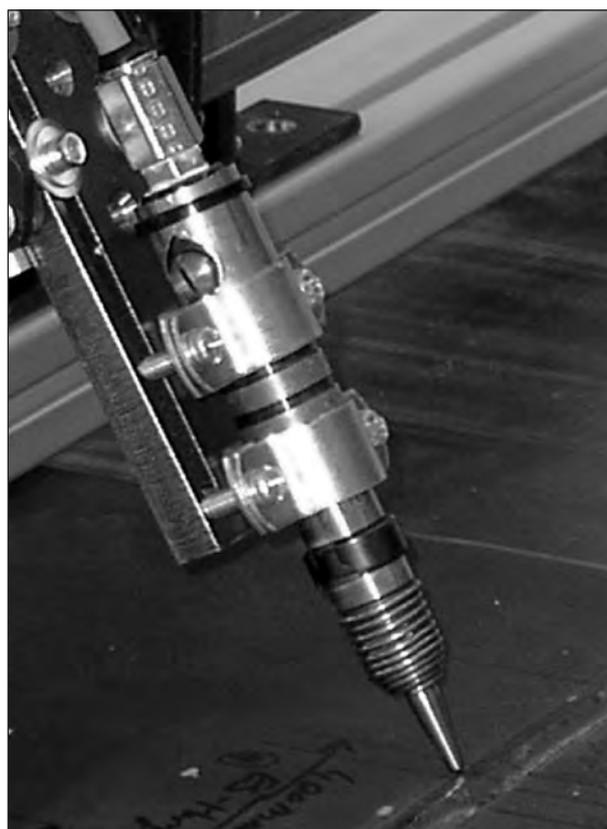


Bild 61: Anwendung des HiFIT-Verfahrens



Bild 62: Anwendung des UIT-Verfahrens

alle kritischen Detailbereiche von orthotropen Fahrbahnplatten hinsichtlich der Ermüdungsfestigkeit

verbessert werden können. Bei einer erfolgreichen Anwendung muss somit sichergestellt sein, dass die Ermüdungsrissbildung nicht zuvor an anderen kritischen Kerbstellen beginnt, die von der Nachbehandlung nicht erfasst werden oder nicht erfasst werden können, wie z. B. dem Wurzelspalt bei Kehlnähten.

Die Verfahren werden inzwischen von einzelnen Firmen unter Hersteller- und Produktnamen vertrieben, siehe hierzu ebenfalls die entsprechenden Veröffentlichungen in der Zeitschrift ‚Stahlbau‘.

3.4 Inspektionsmethoden

Entsprechend der DIN 1076 werden Brückenbauwerke regelmäßigen Inspektionen unterzogen. Bei Stahlbrücken werden hierbei zunächst Augenscheinprüfungen durchgeführt, bei Verdacht werden Schrauben oder Nieten abgeklopft um möglichst Beschädigungen an dem vorhandenen Korrosionsschutz zu vermeiden. Bei Verdacht auf Schweißnahtrisse werden Magnetpulverprüfungen oder Farb-Eindringverfahren durchgeführt, die ein gewisses Maß an Erfahrung und Vorbereitung voraussetzen. In Ausnahmefällen werden endoskopische Untersuchungen in den Längsrippen durchgeführt oder eine Prüfung auf Schweißnahtrisse durch eine vorhandene intakte Beschichtung.

In den Niederlanden liegen inzwischen Erfahrungen vor, die den Zusammenhang zwischen Asphalt Schäden und Deckblechrissen belegen.

Bei Dünnbelägen zeigen sich Deckblechrisse sehr schnell durch ein Abplatzen des Belags, s. Bild 63.

Bei Brücken mit dickem Asphaltbelag sind Deckblechrisse ebenfalls durch Beschädigungen im As-



Bild 63: Deckblechriss bei einer Brücke mit Dünnbelag

phaltbelag zu erkennen, Bild 64 zeigt ein ausgeprägtes Beispiel.

In der Regel entwickeln sich zeitgleich mit dem Deckblechriss Schäden in dem Asphaltbelag, die sich sowohl in Längs- als auch in Querrichtung entwickeln. Hierdurch unterscheiden sie sich von den steifigkeitsbedingten Asphalt Schäden, die wir in Deutschland bei einigen Stahlbrücken auf Grund der konstruktiven Gegebenheiten z. B. über dem Hauptträgersteg finden.

Weitere Verfahren zur Auffindung von Deckblechrissen sind das ‚CrackPec‘-, das ‚SlowFec‘- und ‚TOFD‘ -Verfahren. Diese Verfahren wurden z. T. mit der niederländischen Baubehörde



Bild 64: Deckblechriss bei einer Brücke mit Asphaltbelag



Bild 65: ‚CrackPec‘ – Handverfahren



Bild 66: CrackPec' – Verfahren zur gleichzeitigen Überprüfung von 8 Stellen



Bild 67: 'SlowFec'-Verfahren

'Rijkswaterstaat Bouwdienst' entwickelt und angewendet [125].

Das 'CrackPec-Pulsed Eddy Current'-Verfahren ist ein elektromagnetisches Verfahren, das durch Asphaltbeläge mit einer Dicke von 20 bis 80 mm Deckblechrisse findet. Bild 65 zeigt ein Handgerät, Bild 66 zeigt ein Großgerät zur gleichzeitigen Untersuchung.

Das 'SlowFec-Saturated LOW Frequency Eddy Current'-Verfahren ist ebenfalls ein elektromagnetisches Verfahren, das sich zurzeit in der Entwicklungsphase befindet und bei Dünobelägen bis maximal 10 mm zum Einsatz kommen soll, s. Bild 67.

Das 'TOFD-Time of Flight Diffraction'-Verfahren ist ein Ultraschallverfahren, das verdeckte Risse im Deckblech ab einer Tiefe von 3 mm entdeckt. Bei diesem Verfahren muss vorher der Asphaltbelag entfernt werden, s. Bild 68 und Bild 69.

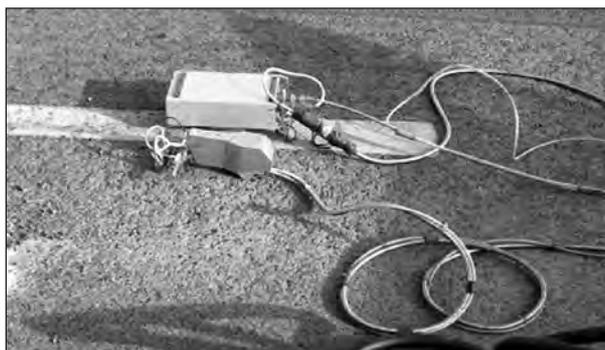


Bild 68: Ultraschallgerät für 'TOFD'-Verfahren



Bild 69: Anwendung 'TOFD'-Verfahren

4 Deckblechverstärkungen

4.1 Vorbemerkungen

In Übereinstimmung mit dem Vorgehen im DIN-Fachbericht 103 für Neubauten von Stahlbrücken die Deckblechdicke im gesamten Fahrbahnblechbereich auf 14 mm zu erhöhen, ist es auch bei den bestehenden Brücken am wirksamsten, eine Deckblechverstärkung durchzuführen. Nachfolgend werden Verfahren zur nachträglichen Deckblechverstärkung vorgestellt und bewertet.

Ein abschließender Vergleich der Maßnahmen untereinander kann zurzeit auf Grund der unterschiedlichen Entwicklungsstufen nicht durchgeführt werden. Entsprechend den in Bild 70 dargestellten Hauptkriterien wird eine vorläufige Bewertung durchgeführt.

Die Prüfung hinsichtlich der Wirksamkeit erfolgt in Anlehnung an das Kapitel 3.1.5. Die Deckblechverstärkungen haben das Ziel, die Verbindung zwischen Längsrippe und Deckblech zu entlasten. Je nach Ausführung entspricht die vorhandene Schweißnaht dem Kerbfall $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ oder $\Delta\sigma_c = 56 \text{ N/mm}^2$, s. Bild 71. Eine hohe Wirksamkeit



Bild 70: Kriterien zur Bewertung einzelner Maßnahmen

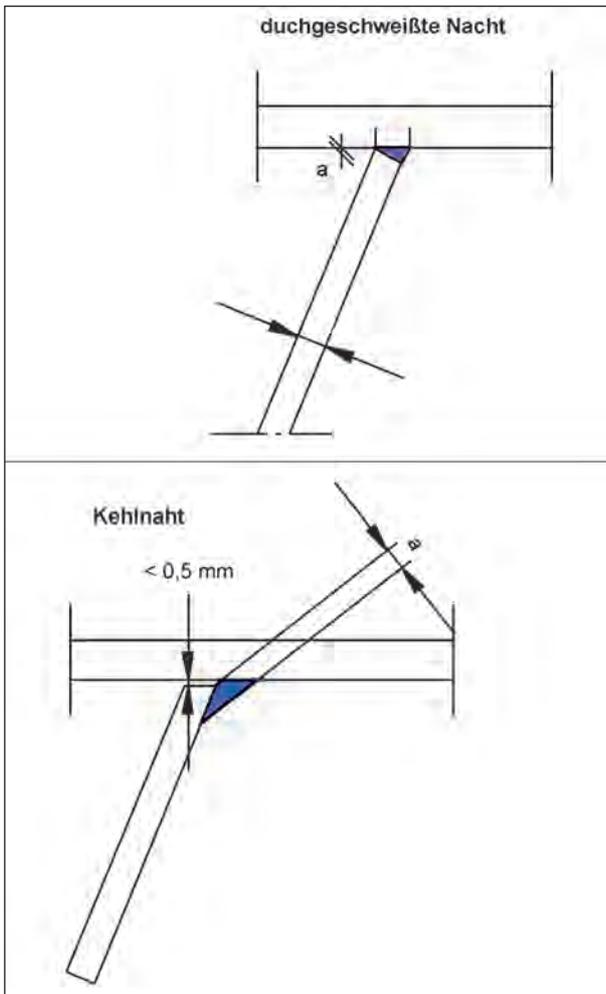


Bild 71: Nahtausführung der Schweißnaht zwischen Längsrippe und Deckblech

der Deckblechverstärkung liegt dann vor, wenn die Verbindung nach Einbau der Maßnahme unterhalb der Dauerfestigkeit beansprucht wird, d. h. die Ver-

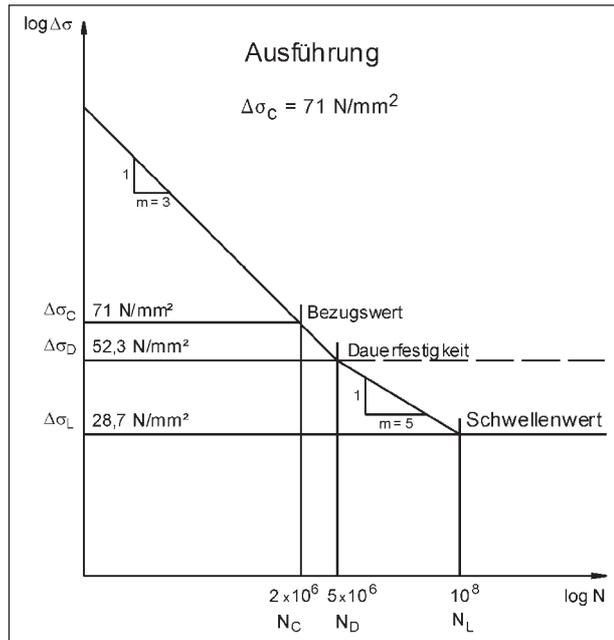


Bild 72: Dauerfestigkeit der Kerbfalleinstufung $\Delta\sigma_C = 71\text{N/mm}^2$

bindung ist dauerfest und hinsichtlich der Nutzungsdauer nicht zeitlich beschränkt, s. Bild 72. Für den Kerbfall $\Delta\sigma_C = 71\text{ N/mm}^2$ müssen die Beanspruchungen dann unterhalb der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D = 52,3\text{ N/mm}^2$ liegen.

Die Dauerhaftigkeit einer Deckblechverstärkung bestätigt sich endgültig erst nach Einbau und mehrjähriger Beanspruchung. Zu Beginn werden Untersuchungen hinsichtlich der Verträglichkeit der bestehenden Konstruktion und der neu aufgetragenen Verstärkung durchgeführt. Erst nach erfolgreicher Probeanwendung erfolgt ein Piloteinsatz mit der Annahme, eine dauerhafte Verstärkung erreicht zu haben.

Die Praxistauglichkeit einer Maßnahme wird u. a. von den Bedingungen und Toleranzen beim Einbau, den erforderlichen Zusatzmaßnahmen und der notwendigen Zeitdauer bestimmt, s. a. Bild 73.

Ein wesentlicher Aspekt ergibt sich durch die heutige Bemessungssituation bei den Brücken. In der Regel handelt es sich um Brücken, die in einem Zeitraum gebaut wurden, als die Materialpreise deutlich über den Lohnkosten lagen, somit sind die Brücken hinsichtlich der damaligen Belastungsannahmen gewichtsoptimiert hergestellt worden. Teilweise wurden sie für einen 5 cm dicken Asphaltbelag, ohne Berücksichtigung eines Mehreinbaus, bemessen; im Laufe der Nutzung der Brücke wurde jedoch oft ein 8 cm Asphaltbelag eingebaut. Ggf. sind zusätzliche Betonschutzwände oder Lärm-



Bild 73: Kriterien für die Praxistauglichkeit

schutzwände angebracht worden, Beulverstärkungen aufgrund der damaligen Bemessung nach DIN 4114 oder der Einbau von schweren Schutzeinrichtungen (H4b) haben die möglichen Tragreserven inzwischen gänzlich aufgebraucht oder zu tolerierbaren Spannungsüberschreitungen geführt. Somit ist die Möglichkeit einer zusätzlichen Aufnahme eines Mehrgewichts infolge der Deckblechverstärkung zumeist nicht sofort gegeben.

Die Wirtschaftlichkeit der Maßnahme wird zunächst bestimmt von den anfallenden Investitionskosten der Deckblechverstärkung. Nach der Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken ‚RI-WI-BRÜ‘ ist zunächst der Nachweis zu erbringen, dass die Investitionskosten der Baumaßnahme 50 % der heutigen Neubaukosten der gesamten Brücke nicht übersteigen. Höhere Kosten können erst dann wirtschaftlich vertreten werden, falls Zwangsbedingungen einen Neubau der Brücke nicht zulassen. Im Rahmen der hier durchgeführten Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen werden die Einzelkosten in Bezug zu den Kosten einer kompletten Belagsinstandsetzung gesetzt (einschließlich Vorbereitung Stahldeckblech, Aufbringen der Abdichtung und der einzelnen Gussasphaltschichten).

4.2 Das Sandwich Plate System (SPS)

4.2.1 Allgemeines

Das SPS-System (Entwickler „Intelligent Engineering“, London zusammen mit der Elastogran/BASF, Lemförde) stellt ein Stahl-Polymer-Stahl-Sandwich mit einem Kern aus Polyurethan dar, Bild 74, das in zwei Schritten hergestellt wird:

- Zusammenbau des Oberblechs und des Unterblechs mit Abstandhaltern und Randleisten, die eine luftdichte Kavität einschließen, Bild 75.

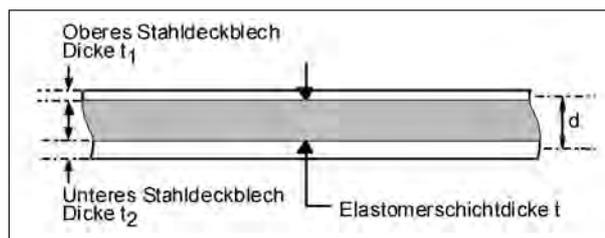


Bild 74: Geometrische Daten des SPS-Systems

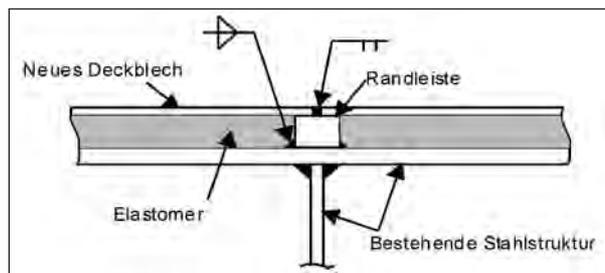


Bild 75: Abschluss einer Kavität durch aufgeschweißte Randleisten, die gleichzeitig Unterlage für den Schweißstoß der Oberbleche sind (Standardausführung im Schiffbau)

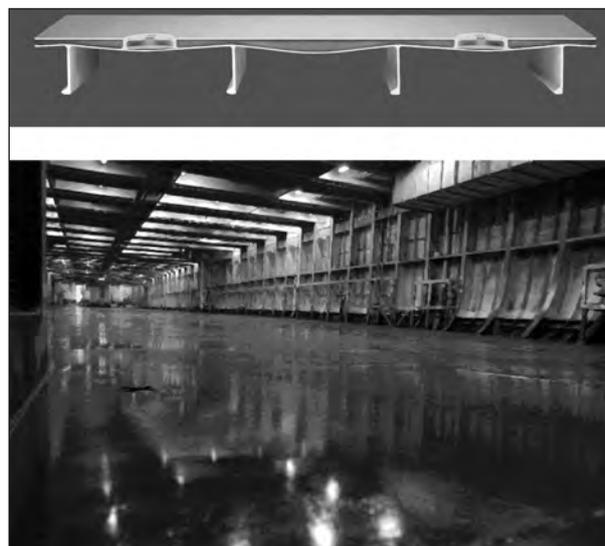


Bild 76: Querschnitt durch eine mit SPS-Auflegetechnik reparierte Stahlbahn eines Fährrschiffes

- Injektion des Polyurethans in die Kavität, das beim Erhärten, das mit Wärmewirkung und Volumenausdehnung (die durch Niederhalter unterdrückt wird) einhergeht, mit dem Oberblech und Unterblech eine zug- und schubfeste mechanische Verbindung eingeht, sodass eine tragende Verbundkonstruktion entsteht.

Das SPS ist zuerst im Schiffbau eingesetzt worden, und zwar zunächst als Auflegetechnik (SPS-Overlay), bei der das gefährdete Deckblech einer vorhandenen Fahrbahnkonstruktion (z. B. das Fahrbahnblech im Lkw-Deck eines Fährrschiffes) als Un-

terblech des Sandwiches verwendet wird, auf dem das Oberblech mit Abstand aufgelegt wird, Bild 76.

Die Bewährung und der Erfolg der SPS-Konstruktion im Schiffbau (inzwischen bestehen Zulassungen aller wichtigen Schiffsklassifikationsgesellschaften und von Lloyd's Register existieren „Vorläufige Anwendungsregeln für Sandwich-Paneel-Bauweisen im Schiffbau“, die Bedingungen für die verwendeten Werkstoffe, ihre Abnahme, den Entwurf und die Berechnung der Sandwichpaneele sowie deren Herstellung betreffen [73]) führten zu der Frage, ob analog zu der Übernahme des Grundgedankens ausgesteifter orthotroper Platten des Schiffbaus in den Stahlbrückenbau durch das MAN-Patent nicht auch die Übernahme der SPS-Technik vom Schiffbau in den Brückenbau zweckmäßig ist, da hier sowohl die Auflegetechnik für die Verstärkung vorhandener Stahlfahrbahnen als auch der Ersatz von ausgesteiften Blechfeldern durch SPS-Paneele für den Brückenneubau Vorteile bringen könnten.

4.2.2 Technische Regeln zur Anwendung der SPS-Technik im Schiffbau

Die verwendete Polyurethantechnologie sieht die Mischung der Komponenten Polyol und Isocyanat unter kontrollierten Bedingungen bei der Injektion vor, sodass die erforderlichen Elastomereigenschaften entstehen, die nach Tab. 3 geprüft werden [73].

Die für den Verbund vorgesehene Stahloberfläche ist mit dem Reinheitsgrad Sa 2.5 und einer Mindestrauigkeit von 60 μ zu strahlen; der Abstand des Oberblechs zum Unterblech ist durch Abstandhalter aus Elastomer zu sichern.

Vor der Injektion einer Kavität müssen alle Schweißarbeiten daran abgeschlossen sein.

Für die Injektion und die Entlüftung sind am Oberblech geeignete Öffnungen vorzusehen. Die Luftdichtheit ist mit Luftdruck (0,2 bar) über 1 min. zu prüfen. Dabei soll Feuchtigkeit in der Kavität ausgeschlossen sein; die relative Luftfeuchtigkeit ist zu kontrollieren.

Gegen Verformungen der Bleche aus der Volumenvergrößerung des Polyurethans sind geeignete Niederhalter vorzusehen.

Beim Aushärten darf die Temperatur der Bleche über 30 min. 50 °C nicht unterschreiten, damit ausreichende Haftung entsteht. Dies muss durch Thermoelemente überprüft werden. Abhängig von den Umgebungsbedingungen ist gegebenenfalls Wärmeschutz erforderlich.

Nach der Injektion sind zu prüfen:

- die Härte des Elastomers nach Shore Härte D, siehe Tabelle 3,
- das Vorhandensein von Hohlräumen durch Abklopfen mit einem Prüfgerät,
- Hohlräume sind durch Nachinjizieren zu beseitigen.

Nach Fertigstellung des Sandwiches sind die Öffnungen des Paneels mit geschweißten Stahlscheiben zu schließen. In Fällen möglicher hoher Temperaturbelastungen (z. B. Brand) sind Überdruckventile vorzusehen.

4.2.3 Pilotanwendung ‚Kleine Fahrbahnplatte der D-Brücke‘

Erste Pilotanwendungen der SPS-Technik im Stahlbau wurden an Fahrbahnelementen der D-Brücke

Prüfung	Standard	Kriterium
Dichte	ISO 845	$\geq 1.000 \text{ Kg/m}^3$ bei RT
Härte	DIN 53505	Shore D ≥ 65 bei RT
Schubmodul	Torsions-Schwingprüfung - 20 °C bis 80 °C DIN EN ISO 6721-2 oder ASTM E 1356-91	$G \geq 312 - 2,4 T$ (°C)
Zugfestigkeit	ISO 527 oder ASTM D 412	$\geq 20 \text{ MPa}$ bei RT $\geq 5 \text{ MPa}$ bei + 80 °C
Bruchdehnung	ISO 527 oder ASTM D 412	Min 10 % bei - 20 °C Min 20 % bei RT
Schubfestigkeit in der Haftpuge	ASTM D 429-81	$\geq 2,7 \text{ MPa}$ bei Kugelstrahlen $\geq 4 \text{ MPa}$ bei Sandstrahlen

Tab. 3: Anforderungen an die Eigenschaften des ausgehärteten Elastomers

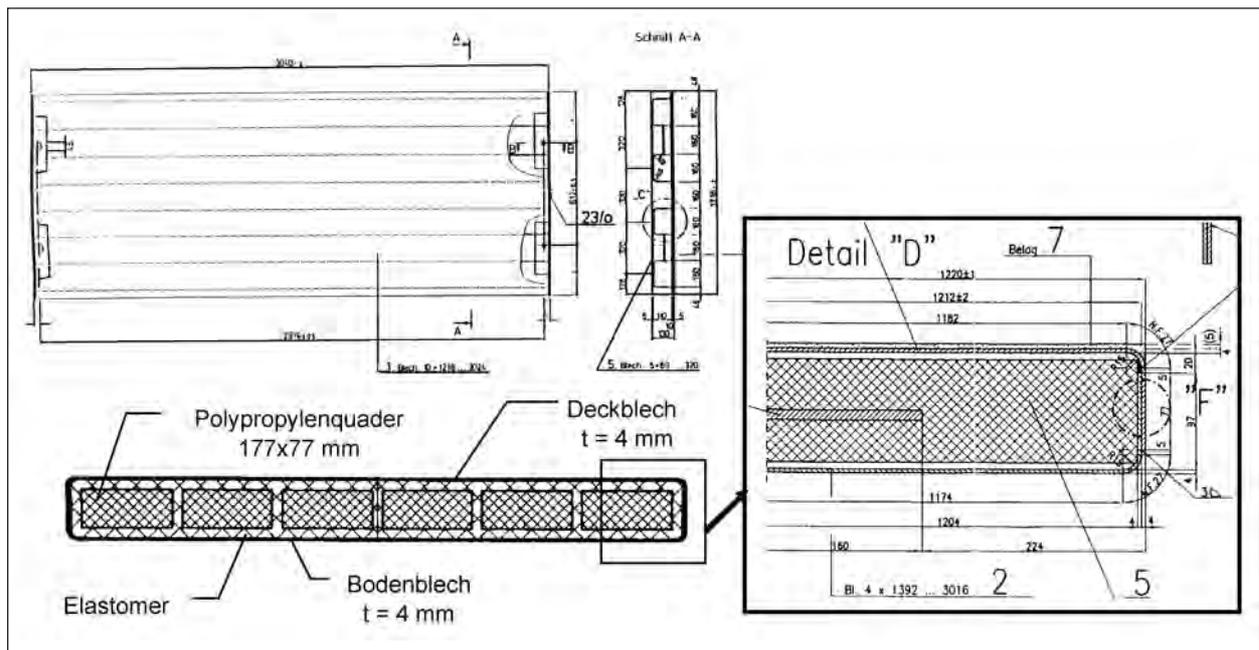


Bild 77: Neukonstruktion einer „schweißlosen“ D-Brückenfahrbahnplatte mit SPS-Technik

durchgeführt, da solche zerlegbaren Geräte wegen der Leichtbauweise erhöhten statischen- und Dauerhaftigkeitsbeanspruchungen unter Verkehr ausgesetzt sind und bedingt durch den temporären Einsatz ideale Testmöglichkeiten in der Praxis liefern.

Die erste SPS-Lösung für eine kleine D-Brückenfahrbahn 3,05 x 1,20 m war ein Paneel, das nach den Schiffbauregeln gefertigt und einem Ermüdungsversuch unter pulsierender Einzellast unterworfen wurde. Das Ergebnis der Versuche war, dass für die Ermüdung die Ermüdungsfestigkeit der Längsnähte der geschweißten Stahlhülle maßgebend ist und nicht die Haftfestigkeit des Elastomers.

Daraus wurden geeignete D-Brückenfahrbahnplatten entwickelt, die praktisch steifenlos ohne störende Schweißnähte in die Praxis geliefert wurden, Bild 77.

4.2.4 Pilotanwendung ‚Große Fahrbahnplatte der D-Brücke‘

Der zweite Schritt bestand in der Anwendung der SPS-Auflegetechnik bei der großen D-Brückenfahrbahnplatte 3,05 x 6,50 m, Bild 78. Hier ging es darum, die Tragfähigkeit der für BKL 45V eingestufte Platte auf BKL 60/30 zu erhöhen, ohne die bei üblichen Verstärkungen mit Schweißen zu erwartenden Dauerfestigkeitsprobleme durch vorzeitige Ermüdung an den Schweißstellen zu riskieren [74].

An den großen D-Brückenfahrbahnplatten waren auch Deckblechrisse längs der Schweißnähte der Längsrippen festgestellt worden, die es durch die SPS-Auflegetechnik in Zukunft zu vermeiden galt.

Die ersten Platten mit SPS-Verstärkung wurden zusammen mit Platten ohne SPS-Verstärkung vom Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau der RWTH Aachen experimentellen Untersuchungen mit statischer Belastung unterworfen, um die statische Tragfähigkeitsvergrößerung und die Reduktion der Deckblechspannungen im Hinblick auf die Kategorie 1 – Gefährdung zu messen, Bild 79. Die Versuche wurden mit FEM-Berechnungen begleitet.

Für die rechnerischen Ermittlungen wurden die Materialkennwerte des Elastomers bestimmt, die in Tabelle 4 angegeben sind [75] und die Anforderungen in Tabelle 3 erfüllen.

Die Versuchs- und Berechnungsergebnisse für die große D-Brückenfahrbahnplatte stimmen gut überein. Die erwartete günstigere Lastverteilung zwischen den Rippen aufgrund der vergrößerten Blechsteifigkeit führt zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit auf BKL 60/30, Bild 80, und zu einer Reduktion der Biegespannungen an den Anschlüssen des alten Deckblechs mit den Längsrippen auf etwa 40 %. Dadurch wird das Anwachsen alter und die Entstehung neuer Ermüdungsschäden vermieden.

Damit wurden alle Voraussetzungen geschaffen, um die SPS-Technik für ähnliche Einbaubedingun- gen wie bei der D-Brücke zur Anwendung vorzu- schlagen.

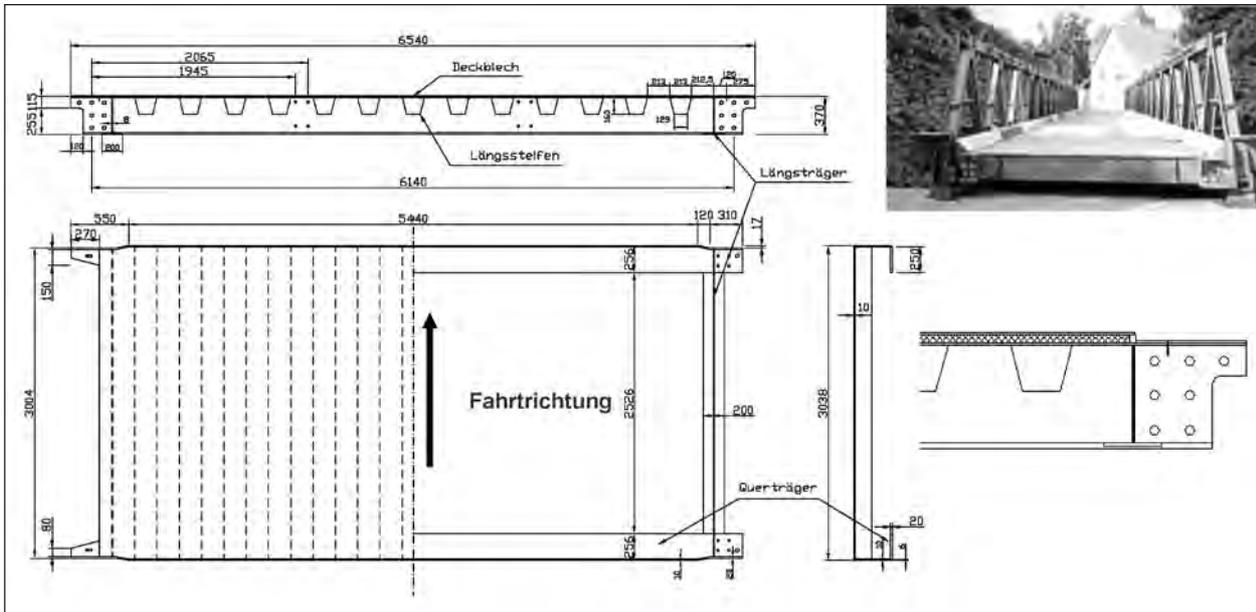


Bild 78: Anwendung der SPS-Auflegetechnik zur Erhöhung der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit großer Fahrbahnplatten der D-Brücke



Bild 79: Statische Belastung zur Untersuchung der Wirkung der Verstärkung mit SPS-Auflegetechnik

Dichte	$\delta = 1.150 \text{ kg/m}^3$
Elastizitätsmodul	E (Zug bei 23 °C) 874 N/mm ² nach DIN EN ISO 527 E (Druck bei 23 °C) 765 N/mm ² nach DIN EN ISO 604
Schubmodul	G = 285 N/mm ² (bei 23 °C) nach DIN EN ISO 6721-2
Druckfestigkeit	$f_c = 18 \text{ N/mm}^2$ bei $\epsilon = 0,2 \%$ Dehnung $f_{cu} = 32 \text{ N/mm}^2$ bei $\epsilon = 10,0 \%$ Dehnung nach DIN EN ISO 604 (bei 23 °C)
Zugfestigkeit	$f_t = 16,1 \text{ N/mm}^2$ bei $\epsilon = 0,2 \%$ Dehnung $f_{tu} = 33,9 \text{ N/mm}^2$ bei $\epsilon = 32,0 \%$ nach DIN EN ISO 527 (bei 23 °C)
Schubfestigkeit	$f_t = 18,0 \text{ N/mm}^2$ bei 23 °C

Tab. 4: Gemessene Eigenschaften des ausgehärteten Elastomers

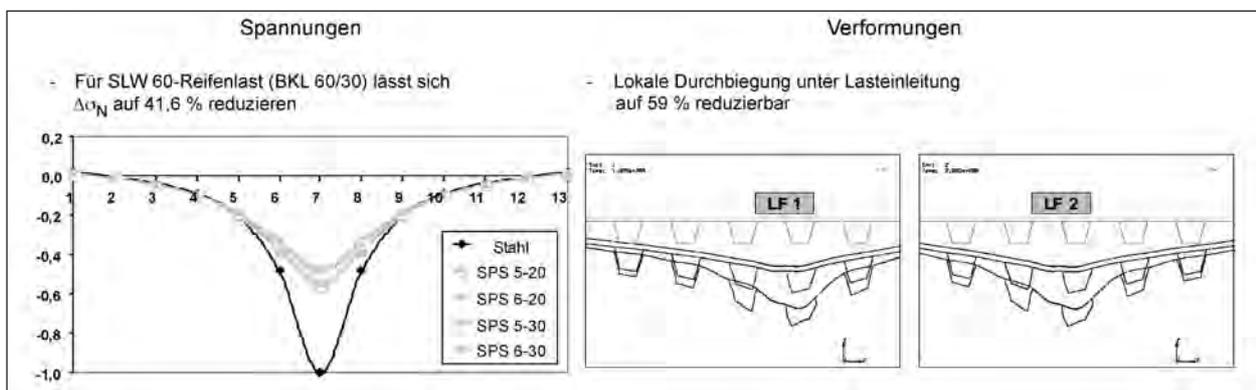


Bild 80: Wirkung der SPS-Verstärkung (unterschiedliche Sandwichtaufbauten, links) auf Durchbiegungen und Deckblechkrümmungen bei der großen D-Brückenfahrbahnplatte (Berechnung)

Darüber hinaus diente die untersuchte D-Brückenplatte auch zur Untersuchung der Eignung für weitere Einsatzbedingungen, wie sie bei Anwendung der SPS-Technik im permanenten Brückenbau mit Heißasphalteinbau gegeben sind.

Weitere Pilotanwendungen werden in [76] und [101] beschrieben.

4.2.5 Erstanwendung der SPS-Technik bei der Schönwasserparkbrücke in der Autobahn A 57 bei Krefeld

Nach den erfolgreichen Anwendungserfahrungen im Schiffbau und bei Brückengeräten initiierte das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) eine Erstanwendung der SPS-Auflegetechnik, mit der die Voraussetzungen für eine mögliche breitere Anwendung dieser Technik für die dauerhafte Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten geschaffen werden sollten.

Mit Unterstützung durch die Straßenverwaltung des Landes Nordrhein-Westfalen (Landesbetrieb Straßen NRW, Betriebssitz Gelsenkirchen und Niederlassung Krefeld) wurde ein geeignetes Bauwerk (Schnwasserpark-Brücke im Zuge der BAB 57 bei Krefeld) ausgesucht und die Verstärkung mit dem SPS-Auflegeverfahren verwirklicht (11.07.2005 bis 15.08.2005).

Die Verstärkung erfolgte durch die Firma Krupp-Stahlbau Hannover (KSH) als Lizenznehmer für die SPS-Technik zusammen mit der Firma Elastogran für die Herstellung des SPS-Kerns.

Der Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau der RWTH Aachen hat das Projekt wissenschaftlich betreut und die erforderlichen Voruntersuchungen durchgeführt [75, 77, 78, 79, 80].

Die Prüfung der Baumaßnahme erfolgte durch Prof. SEDLACEK (Ingenieurbüro PSP) als Prüfingenieur und durch Prof. HANSWILLE als Gutachter des BMVBS.

Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wurde vom BMVBS beauftragt, die fachtechnische Betreuung der Gesamtmaßnahme zu übernehmen und dabei besonders die Erstanwendung der SPS-Bauweise und die Erfassung der thermischen Beanspruchung zu berücksichtigen [81].

Die Schönwasserparkbrücke

Die Schönwasserparkbrücke überbrückt mit einer Länge von etwa 69,70 m mehrere Gleise der Deutschen Bahn, Bild 81.

Die Brücke ist etwa 33,20 m breit und umfasst zwei durch eine Mittelfuge getrennte berbauten, die jeweils zwei Fahrstreifen und einen Seitenstreifen aufnehmen.

Die Verstärkung mit dem SPS-Verfahren wurde am östlichen Überbau, Richtungsfahrbahn Goch vorgenommen. Er besteht aus zwei Hauptträgern und einer orthotropen Fahrbahnplatte nach den Empfehlungen des BMVBS, Bild 82.

Die Brücke wurde 1972 gebaut, und es sind bislang keine nennenswerten Schäden an der Stahlkonstruktion aufgetreten.



Bild 81: Untersicht unter die Schnwasserpark-Brücke (beide berbauten)

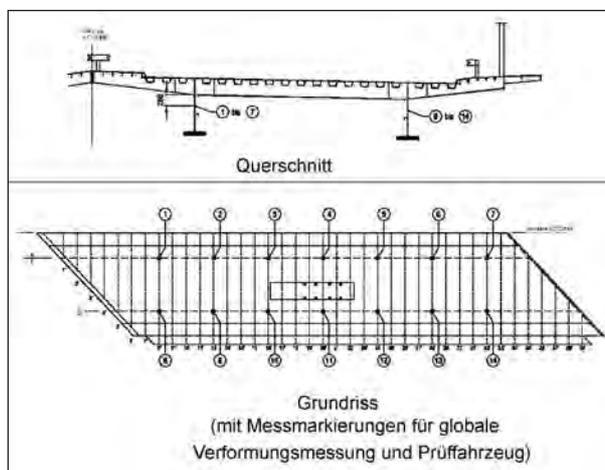


Bild 82: Querschnitt und Grundriss der mit SPS-Auflegetechnik zu verstärkenden Brücke

Die Brücke wurde auch nicht aus Gründen akuten Instandsetzungsbedarfs ausgewählt, sondern weil sie mehrere Randbedingungen für eine sinnvolle Erstanwendung erfüllte:

1. Lage im Zuge einer höchstbelasteten Autobahn mit hohem Schwerverkehrsanteil,
2. zweiteiliger Überbau, von dem einer für die Zeit der Verstärkungsmaßnahme durch eine 4/0-Verkehrsführung ganzflächig verkehrsfrei gehalten werden kann,
3. keine Bauwerksschäden (um zu vermeiden, dass sich verschiedene Einflüsse überlagern),
4. geringe Größe des Bauwerks (mit einer Fläche kleiner als 1.000 m²),
5. Da das Bauwerk infolge des 6-streifigen Ausbaus der A 57 in einigen Jahren mit großer Wahrscheinlichkeit abgebrochen werden muss, besteht die Möglichkeit, dass dann Bauteile der Brücke für weitere Untersuchungen zur Verfügung stehen.

Die wesentlichen Anforderungen für den Einsatz an der Schönwasserparkbrücke sind:

1. Wie bei den Voruntersuchungen an Brückengeräten ist der Erfolg der Maßnahme zum Ausschluss zukünftiger Kategorie 1 – Schäden der Fahrbahnplatte nachzuweisen,
2. als zusätzliche Bedingungen zu den Bedingungen der Voruntersuchungen an Brückengeräten kommen dazu, dass
 - die Gesamtkavität der Fahrbahnplatte aus durch die Injektionsgeräte und Topfzeiten des Polyurethans beschränkten Einzelkavitäten besteht, die durch Längs- und Querleisten mit Dichtung herzustellen sind,
 - die Baumaßnahme und die Injektion unter Baustellenbedingungen (nicht in der Werkstatt) durchgeführt werden (Witterungsbedingungen) und eine schnelle und zuverlässige Durchführung nachgewiesen werden muss,
 - nach der Herstellung des SPS der Heißasphalteinbau durchgeführt wird, der eine gegenüber Brückengeräten und Fertigpaneelen mit Polymerdnnbelag zusätzliche Beanspruchung für das Polyurethan bedeutet,

- das Mehrgewicht aus der SPS-Technik die Einstufung der Brücke in BKL 60/30 nicht verändern darf,
- Arbeiten (z. B. Schweißen) an der Brücke keine negativen Auswirkungen auf die Ermüdungsfestigkeit und damit Dauerhaftigkeit haben dürfen,
- eine Verbesserung der Schalldämpfung durch die Krperschalltrennung des Oberblechs von der orthotropen Platte durch den Polyurethankern erwünscht ist,
- die thermische Trennung des Oberblechs von der orthotropen Platte durch das Polyurethan keine höhere Aufheizung des Asphaltbelags im Sommer bewirkt als bei orthotropen Platten üblich.

Die Erfüllung der Anforderungen durch den Entwurf war durch die Prüfung der Entwurfsunterlagen im Rahmen des Prfufauftrages und durch Sonderuntersuchungen des Lehrstuhls für Stahlbau und Leichtmetallbau im Einvernehmen mit den beteiligten Stellen zu prüfen. Alle Ergebnisse waren in einem Endbericht des Prfingenieurs mit Vorschlag einer Musterlösung mit Bauanleitung und Begründung zusammenzufassen.

Im Folgenden werden die Planung, Durchführung und die Schlussfolgerung für die Musterlösung beschrieben.

Planung des SPS-Einbaus

Zunächst zeigten statische Berechnungen, die im Auftrag von KSH von dem Ingenieurbüro Bild, Hagen durchgeführt wurden, dass die Vergrößerung des Eigengewichts durch den Einbau der SPS-Auflegetechnik mit einer Oberblechdicke von 6 mm in einem lichten Abstand von 30 mm zum Unterblech die Tragfähigkeiten der Hauptträger (z. B. durch Erhöhung der Spannungen am Untergurt) und der Querträger nicht unzulässig reduziert und die Spannungen im Deckblech und in den Längsrippen die beabsichtigte Reduktion zur Vergrößerung der Lebensdauer haben würden. Die Berechnungen wurden durch das später beschriebene Messprogramm überprüft.

Nach Entfernung des Fahrbahnbelags musste das Raster der Stahlleisten für die Kavitäten festgelegt werden; über den Stahlleisten befinden sich die Fugen der Oberbleche, die ähnlich wie im Schiff-

bau, siehe Bild 75, durch eine Dreiblechschweißung mit der Stahlleiste geschlossen werden sollten.

Ideal wäre eine Konstruktion ohne Schweißeingriff in die bestehende Stahlbahn gewesen; jedoch lagen zum Planungszeitpunkt noch keine ausreichenden Ergebnisse zum Verkleben aller Stahlleisten mit dem Unterblech vor; deshalb wurden die Längsstahlleisten, die auch die Mitwirkung des Oberblechs mit dem Brückhauptträger bewerkstelligen sollten, mit dem Unterblech verschweißt und die Querstahlleisten verklebt, siehe Bild 83 und Bild 84.

Damit entstanden nur Längsnähte und keine ermüdungsmäßig ungünstigeren Quernähte auf dem Unterblech.

Die Orientierung der rechteckigen Kavitätsfelder erfolgte zur Beschränkung der Klebestellen längs, und die Längsleisten wurden so platziert, dass sie jeweils zwischen den Hohlrippen der Fahrbahn liegen. Somit könnte falls Ermüdungsrisse entstehen würden, eine Kontrolle und evtl. Reparatur von der Unterseite der Fahrbahn durchgeführt werden.

Allerdings waren wegen der Welligkeit des alten Fahrbahnblechs beim Schweißen Spaltüberbrückungen notwendig, und die Hitzeentwicklung hat den Korrosionsschutz-Anstrich unter dem Deckblech teilweise beschädigt.

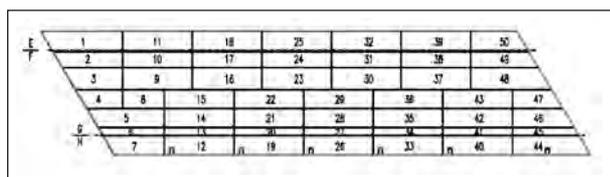


Bild 83: Unterteilung der Brückenfahrbahnfläche in Kavitätsfelder

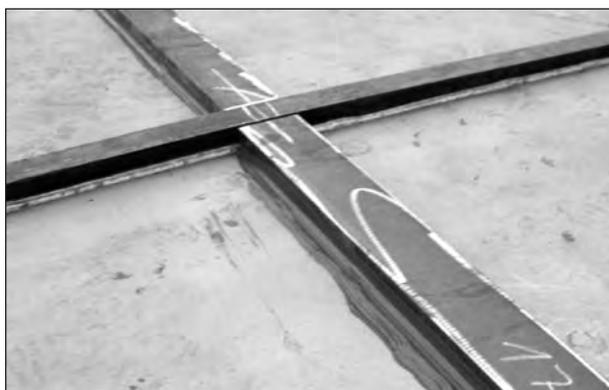


Bild 84: Stahlleisten (längs verschweißt und quer verklebt)

Für zukünftige Projekte wurden deshalb Klebeuntersuchungen für das Ankleben aller Leisten und Schweißuntersuchungen auf geklebten Leisten durchgeführt, die zeigten, dass eine vollständige Verklebung mit Spaltüberbrückung möglich ist, Bild 85 und Bild 86.

Damit würden bei zukünftigen Bauvorhaben Schweißungen an der Altkonstruktion bis evtl. auf die Schweißungen an den Schrammborden und an den Fahrbahnübergängen ganz entfallen können, und eine Kavitätenfeldorientierung ohne Rücksicht auf die Lage der Hohlprofile nicht in Längs-, sondern in Querrichtung, die für den Baubetrieb günstiger ist, wäre möglich.



Bild 85: Probekörper

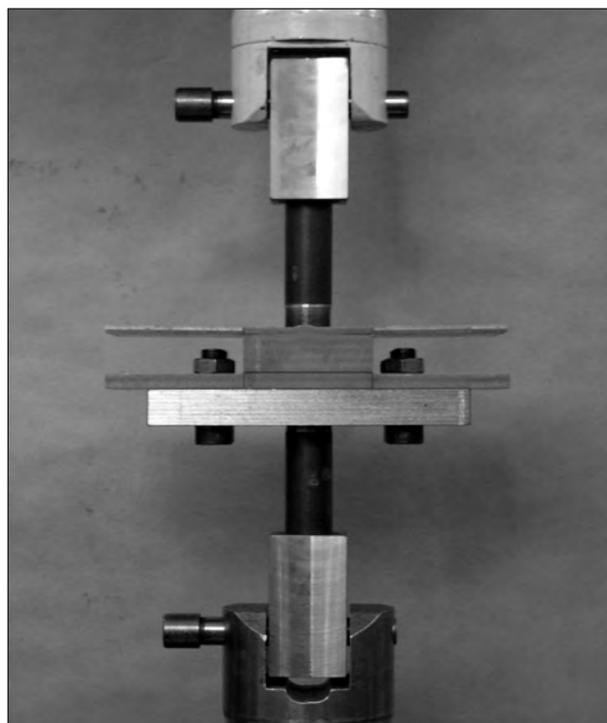


Bild 86: Festigkeitsversuche zur Verklebung aller Stahlleisten und Schweißen der Oberbleche



Bild 87: Geräte für das Injizieren und Niederhalter unter Zelt



Bild 88: Prüfung des Injektionserfolges

Alle Arbeiten erfolgten unter Zelt, da das Sandstrahlen der Oberflächen der bestehenden orthotropen Platte, das Schweißen und Verkleben der Leisten für die Kavitäten, die Positionierung der durch Magnete gehaltenen Niederhalter und das Prüfen und Injizieren witterungsunabhängig sein sollten, Bild 87 und Bild 88. Die Prüfung des Injektionserfolgs erfolgte durch Abklopfen.

Da das Deckblech der ursprünglichen Stahlbahn gegenüber der Sollgradienten zu stark nach oben gekrümmt war und diese Abweichung durch dickere Fahrbeläge zu den Fahrbelagübergängen hin ausgeglichen worden war, brauchte der Fahrbelagübergang wegen der zusätzlichen Höhe der SPS-Schicht nicht höher gelegt werden; die Resthöhe war ausreichend. In Brückenmitte war ohnehin eine Anhebung der stählernen Schrammborde erforderlich, sodass die SPS-Verstärkung alleine zu keiner Zusatzmaßnahme geführt hat.

Untersuchungen zum Heißasphalteinbau

Eine wesentliche Fragestellung für die Ausführbarkeit der SPS-Auflegetechnik im Brückenbau war, ob und wie der Heißasphalteinbau durchgeführt werden sollte.

Hierzu wurden Berechnungen und Versuche (siehe [75] und [101]) und Begleituntersuchungen (siehe [81]) durchgeführt.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen:

- eine relative Unempfindlichkeit des Polyurethans von der hohen Einbautemperatur des Heißasphalts (trotzdem wurde die Gussasphalt-Zwischenschicht vorsichtshalber in Handeinbau eingebracht),
- dass mit einem etwas dickeren Oberblech (8 mm statt 6 mm zur Vermeidung von Schäden bei einem späteren Ausbau des Fahrbelags) bei zukünftigen Bauvorhaben die Gussasphalt-Zwischenschicht maschinell eingebracht werden kann,
- dass sich infolge der geringen Wärmeleitfähigkeit des Polyurethans die Zwängungen, die infolge des Gussasphalteinbaus in die ursprüngliche Schweißkonstruktion eingebracht werden und als Mitursache späterer Kategorie 2 – Schäden angesehen werden müssen, siehe Kapitel 3, wesentlich reduzieren.

Es war weiterhin zu untersuchen, ob die isolierende Wirkung der Elastomerschicht des SPS im Sommer zu höheren Asphalttemperaturen als bei herkömmlichen orthotropen Platten führen könnte und dadurch die Spurrinnenbildung begünstigt würde [80]. Rechnerische Simulationsuntersuchungen eines heißen Sommertages zeigen, dass die Temperaturunterschiede zwischen den herkömmlichen orthotropen Platten und Platten mit SPS so gering sind, dass diese vernachlässigt werden können.

Untersuchungen zum Verstärkungseffekt der SPS-Auflegetechnik

Um den bei D-Brückenfahrbelagplatten nachgewiesenen Erfolg der SPS-Auflegetechnik auch bei der Schönwasserparkbrücke zu verifizieren, wurden an der Brücke:

- vor der Verstärkungsmaßnahme (vor Entfernen des Belages),
- zum Zeitpunkt des nackten Deckblechs (nach Entfernen des Belages),
- nach Einbau des SPS (vor Wiederaufbringung des Belages),
- nach der Verstärkungsmaßnahme (nach Wiederaufbringung des Belages),



Bild 89: Messfahrzeug 48t-Mobilkran und Positionierungshilfen

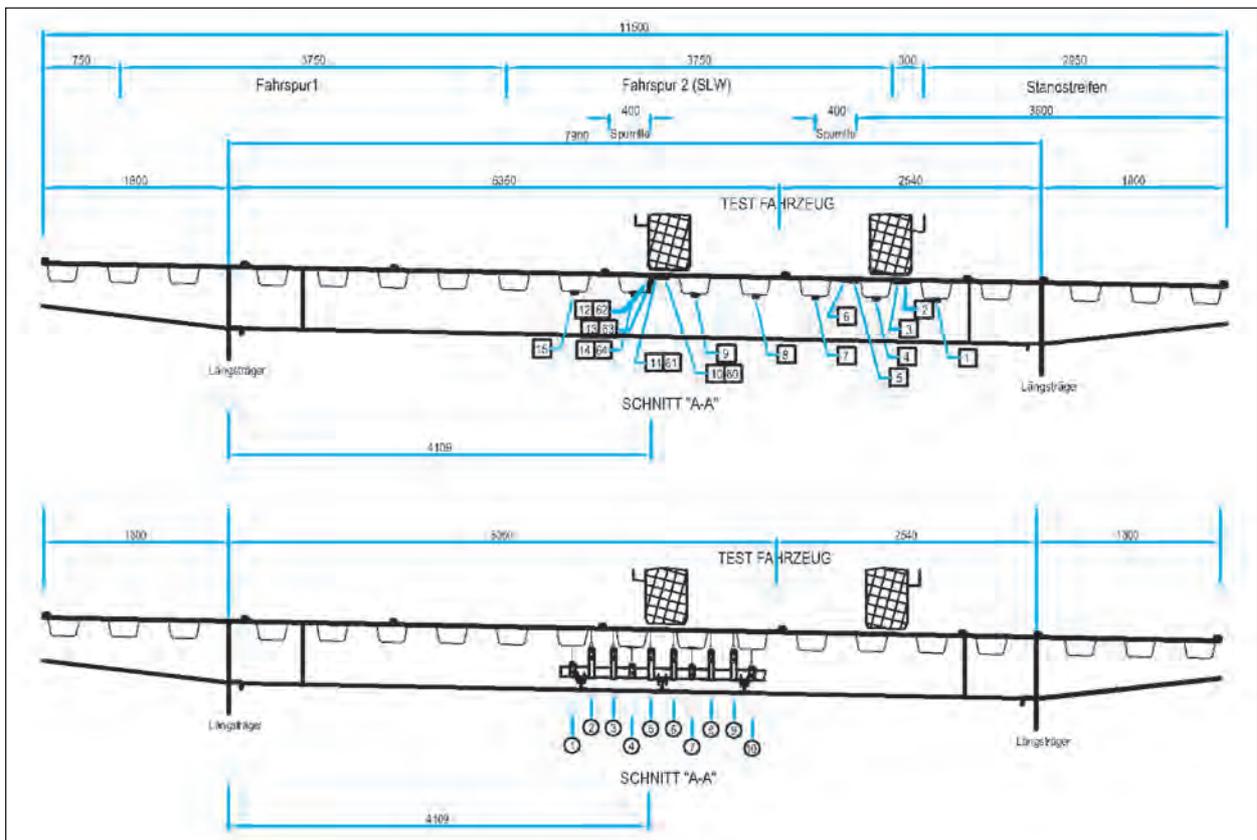


Bild 89: Messstellenanordnung für DMS und Wegaufnehmer zur Überprüfung des Verstärkungserfolges

- nach einem halben Jahr und nach einem Jahr nach der Verstärkungsmaßnahme (nach einem halben Jahr und nach einem Jahr Brückenbetrieb)

Dehnungs- und Verformungsmessungen durchgeführt, und zwar nicht nur unter Verkehr, sondern auch mit einem verwogenen Kranfahrzeug von 48 t, Bild 90 [78].

Die Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmer wurden an der Fahrbahnunterseite im Bereich

zwischen zwei Querträgern für Messungen der lokalen Reifenwirkungen auf die Blechverformungen unmittelbar im Bereich der Belastungsfahrzeuge angebracht. Für die Aufnahme der Verformungen wurden Reflektormarkierungen benutzt.

Die Positionierung des 48t-Messfahrzeuges wurde für alle Messungen am Bauwerk gleich eingenommen, Bild 89.

Die Messergebnisse zeigen:

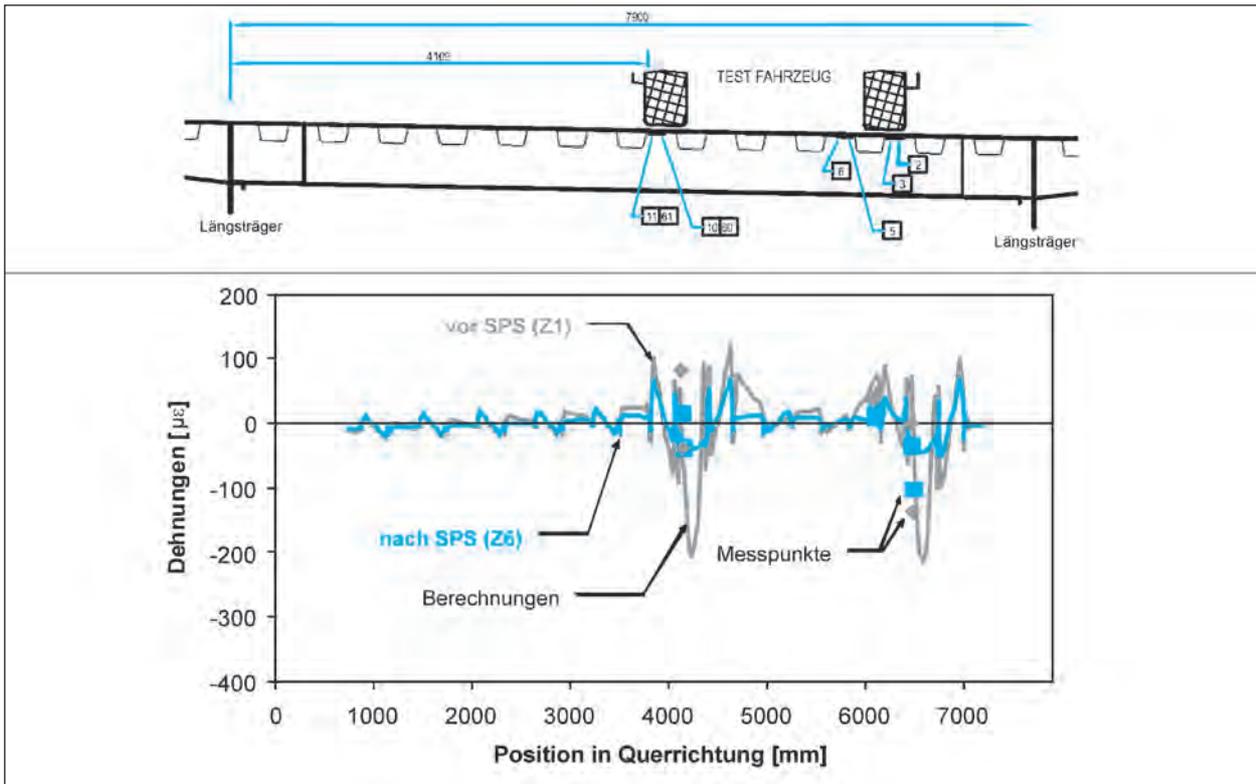


Bild 91: Messungen der Querdehnung an der Unterseite des alten Deckblechs vor SPS-Verstärkung (Z1) und ein Jahr nach SPS-Verstärkung (Z6) und Berechnungen

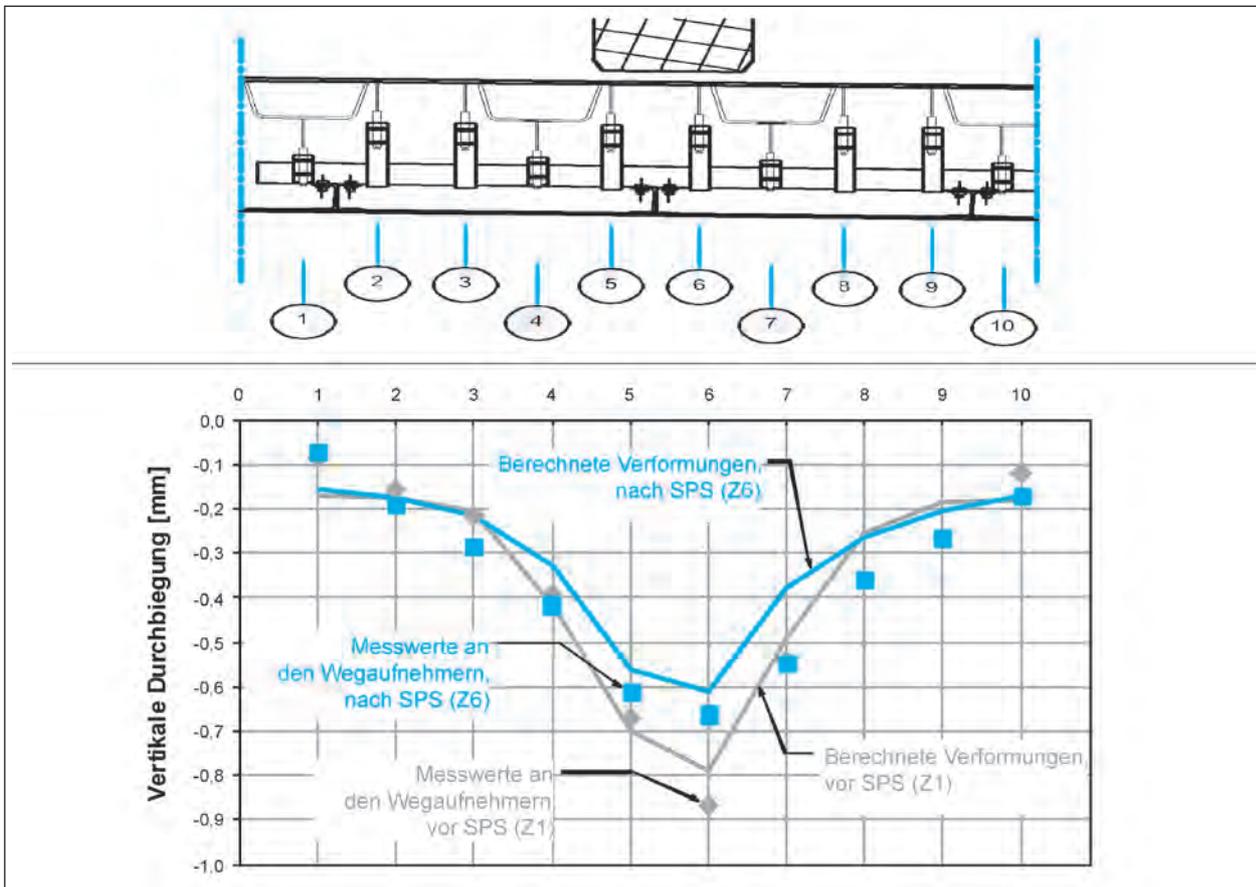


Bild 92: Messungen der lokalen Durchbiegung der Längsrippen vor SPS-Verstärkung (Z1) und ein Jahr nach SPS-Verstärkung (Z6) und Berechnungen

- die deutliche Spannungsreduktion (50 %) im Deckblech durch das SPS ähnlich wie bei den D-Brückenfahrbahnplatten, Bild 91,
- die Konstanz dieser Spannungsreduktion auch über die Zeit (1/2 Jahr und 1 Jahr),
- die Übereinstimmung der Messergebnisse mit Berechnungen, die sowohl die Verstärkungserfolge an der Fahrbahn zur Abwendung von Kategorie 1 – Schäden betrifft, als auch die rechnerischen Untersuchungen an Querträgern und Hauptträgern zur Einhaltung der Tragfähigkeitsforderungen trotz Mehrgewichts aus der SPS-Verstärkung bestätigt, Bild 92.

4.2.6 Bewertung der Maßnahme ‚SPS‘

Die durchgeführten stufenweisen Untersuchungen zur Prüfung der Wirkungen der SPS-Auflegetechnik zur Vergrößerung der Dauerhaftigkeit stählerner Fahrbahnplatten durch Beseitigung von Kategorie 1 – Gefährdungen an Brückenbauteilen und die Pilotanwendung an der Schönwasserparkbrücke zum großtechnischen Einsatz haben den Erfolg und die Verwendbarkeit dieser Technik an vorhandenen Stahlfahrbahnen nachgewiesen [101].

Die Praxistauglichkeit wurde durch das Pilotprojekt gezeigt. Hierbei sind folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- vorab durchgeführte Versuche und die Pilotanwendung mit dem Einbau von Gussasphalt und inzwischen über ein Jahr Klima- und Verkehrsbeanspruchung belegen die Temperaturbeständigkeit des Systems,
- durch den gewählten ‚Standardasphaltbelag‘ von mindestens 8 cm ist eine Belagserneuerung mit den üblichen Verfahren möglich,
- die SPS-Auflegetechnik ist witterungsabhängig und feuchteempfindlich, eine Einhausung der Arbeitsstelle somit zwingend erforderlich, dies bestimmt auch den Bauablauf und die erforderlichen Verkehrssperrungen,
- abhängig von der gewählten Höhe des Asphaltbelags und den örtlichen Gegebenheiten sind ergänzende Arbeiten an den Fahrbahnübergängen und Schrammborden erforderlich,
- durch das aufgebrachte Zusatzgewicht (je nach Wahl der Dicke des Stahldeckblechs ca.

100 kg/m²) sind Tragfähigkeitsuntersuchungen erforderlich.

Eine Verbesserung der Tragfähigkeit im lokalen Bereich wird durch die geänderte Lasteinleitung (Sandwichquerschnitt) und Lastverteilung (erhöhter Farbaufbau) erreicht, dies bewirkt eine deutliche Spannungsreduktion im Deckblech (50 %), wodurch sich die Nutzungsdauer des Deckblechbereichs der orthotopen Fahrbahnplatte erheblich erhöht.

Somit werden auch die Spannungsschwingbreiten deutlich reduziert, sodass die Verbindung Längsrippe – Deckblech sich rechnerisch im dauerhaften Bereich befindet. Abhängig von der bereits stattgefundenen Vorschädigung wird die Schadensentwicklung deutlich eingedämmt, im besten Fall werden keine neuen Schäden auftreten. Somit kann auch eine Verbesserung der Ermüdungssicherheit festgestellt werden.

Die Wirtschaftlichkeit dieser Maßnahme, die nur durch eine Stahlbaufirma vertrieben wird, kann noch nicht abschließend bewertet werden. Die Kosten für die SPS-Maßnahme bei der Pilotanwendung ‚Schönwasserparkbrücke‘ lagen bei dem 3- bis 4fachen der Kosten, die bei einer konventionellen Belagserneuerung anfallen. Hierin enthalten waren Entwicklungskosten, die bei zukünftigen Anwendungen wegfallen, sodass zurzeit von Kosten ausgegangen werden, die den 2fachen Kosten einer Belagserneuerung entsprechen. Je nach örtlichen Gegebenheiten fallen Kosten für Maßnahmen infolge der höheren Straßengradiente an.

Inzwischen ist die SPS-Maßnahme seit einigen Jahren unter Verkehr und somit auch klimatischen Wechseln ausgesetzt, ohne erkennbare Mängel, sodass zurzeit die Dauerhaftigkeit der Maßnahme als gegeben angesehen werden kann.

4.3 Hochfester Beton mit Stahlfasern

4.3.1 Allgemeines

Die Lösung mit vollständigem oder teilweise Ersetz des Asphaltbelages durch hochfesten Beton zielt darauf ab, ohne Erhöhung des Niveaus der Fahrbahnoberfläche eine dauerhafte Verstärkung für das Deckblech zu erreichen.

Diese Form der Deckblechverstärkung wurde durch die Entwicklung hochfester und ultrahochfester

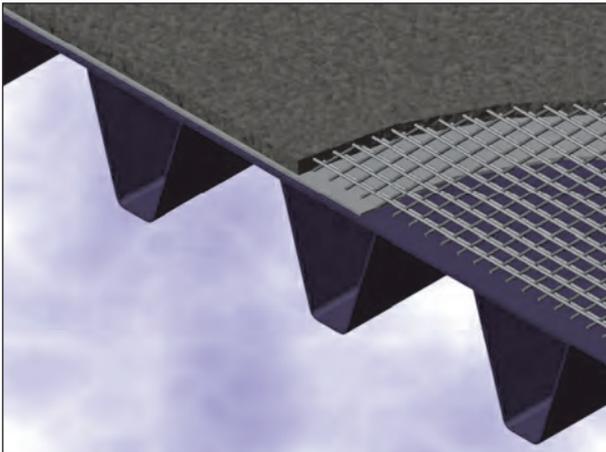


Bild 93: Ersatz des Asphaltbelages durch eine Schicht aus bewehrtem stahlfaserverstärktem Hochleistungsbeton [84]

selbstverdichtender Betone möglich. Dem Beton (Festigkeiten B65 bis B200) werden Stahlfasern zugegeben und die günstigen Eigenschaften wie Zähigkeit und Selbstverdichtung ermöglichen auch einen Einbau von Stahlbewehrungslagen.

Diese Eigenschaften machen den Einsatz für dünnwandige direkt befahrene Fahrbahnplatten mit geringer Betondeckung der Bewehrung möglich, siehe Bild 93 [87, 88, 90].

Diese Lösung ist ein Ersatz für den Asphaltbelag und übernimmt somit dessen Schutzfunktion des vorhandenen Deckblechs. In Kombination mit der Versteifung des Deckblechs zur Erhöhung der Verbundwirkung ist die Wahl einer geeigneten „Verbundfuge“ erforderlich.

4.3.2 Werkstoffeigenschaften des selbstverdichtenden hochfesten Betons

Die enorme Festigkeitssteigerung des Betons zu einem Hochleistungsbeton lag an mehreren Teilentwicklungen [89]:

1. Verwendung von Silikastaub, der als Restprodukt bei der Siliziumherstellung anfällt, als Zuschlagsstoff. Dieser Staub besteht aus Partikeln, die eine Größenordnung kleiner sind als Zementpartikel. Die Kombination Zement-Silikastaub führt zu einer großen Gefügedichte. Dabei wirkt der Silikastaub teilweise als Füller, teilweise als Bindemittel im Beton.
2. Um eine hohe Festigkeit zu erreichen, muss der Wasserzementfaktor niedrig sein. Dies wurde durch die Entwicklung von Hochleistungsverflüs-

sigern möglich. Zurzeit gibt es hierfür die sehr leistungsfähigen PCE's (Poly Carboxylic Ester).

3. Um neben einer hohen Festigkeit auch eine hohe Zähigkeit zu erreichen, werden Stahlfasern dem Beton beigemischt, wobei der Faseranteil durch die Verarbeitbarkeit bestimmt wird.
4. Herkömmliche Fasern haben in einem Beton mit derartigen Festigkeiten nur einen beschränkten Effekt, da wegen der sehr hohen Verbundfestigkeit die Fasern in einem Riss ebenfalls reißen statt schlupfen und damit einen spröden Bruch erzeugen. Es werden deshalb Stahl-Fasern mit erhöhtem Kohlestoffgehalt mit einer Zugfestigkeit von 2.000 N/mm^2 verwendet, die auch bei hoher Betonfestigkeit trotz der hohen Verbundfestigkeit schlupfen.
5. Die Zugabe von Fasern vermindert im Prinzip die Fließfähigkeit einer Betonmischung. Die Entwicklung von selbstverdichtendem Faserbeton erfordert die richtige Zusammensetzung der Betonmischung in Abstimmung mit dem Fasergehalt und der maximalen Faserlänge (z. B. bedeutet Fasertyp 45/30 das Längen-/Durchmesser-Verhältnis (L/D) bei einer Länge von 30 mm). Es zeigt sich, dass die größte Packungsdichte bei ausreichender Fließfähigkeit erreicht wird, wenn das Sand-zu-Kies-Verhältnis, das bei Beton ohne Stahlfasergehalt bei etwa 40 % liegt, auf größere Werte (bis 80 %) vergrößert wird. Größere Fasergehalte ($\sim 140 \text{ kg/m}^3$) sind realisierbar, wenn geringere L/D-Verhältnisse angesetzt werden.
6. Aus der Anwendung einer Kombination von kurzen und langen Fasern (Fasercocktails) entsteht eine Technologie, bei der die kurzen Fasern ihre größere Aktivität in der Phase der Mikrorissbildung entfalten, indem sie die Mikrorissbildung verzögern; wenn Makrorisse auftreten, werden die kurzen Fasern weniger effektiv, und die langen Fasern werden aktiviert.

Hochinteressante Anwendung dieser neuen Hochleistungsbetone im Bereich zwischen B120 und B150 liegen vor allem in der Fertigteilmontage, die schlankere, leichtere und dauerhaftere Baukomponenten liefern kann. Die Kosten pro m^3 für die neuen Betone liegen gegenüber herkömmlichen Betonen erheblich höher (Faktor ~ 4); jedoch können die Gesamtkosten der Bauteile unter Berücksichtigung der Massen, Transport- und Einbaukosteneinsparung konkurrenzfähig sein.

Für den Insitu-Einbau bei der Verstärkung von Brückenfahrbahn liegt wegen der Verarbeitbarkeit eine Grenze bei B105. Hier liegen die Vorteile in der Zugfestigkeit und Zähigkeit, der Dichtigkeit gegen Chloride und Tausalz und anderem Korrosionsangriff, der Abrissfestigkeit und ganz besonders dem temperaturunabhängigen Steifigkeitsbeitrag zu dem Verbundsystem Belag-Stahlblech.

4.3.3 Bauweise der Verstärkung

Der Verbund zwischen dem Betonbelag und dem Stahlblech ist für die Wirksamkeit von ausschlaggebender Bedeutung. Als beste Methode stellte sich eine Haftbrücke aus einem zweikomponentigem Epoxydharz mit eingestreutem Bauxit-Korn heraus, nach dessen Aushärtung der Beton eingebaut werden kann.

Der Betonbelag für die Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten nach der Technologie der Fa. Contec besteht aus einer Hochleistungsbeton-schicht B105 mit 50 mm Dicke, drei Lagen geschweißten Betonstahlmatten $d_s = 8$ mm mit Stab-Abstand 50 mm und 70 kg/m^3 Stahlfasern. Die Bewehrung wird in Dickenrichtung zentrisch angeordnet und ist an den Stahlrändern der Fahrbahn zur Abhebesicherung angeschweißt.

Die Betonmischung wird vorbereitet angeliefert, mit Mischfahrzeugen an den Einbauort gebracht und mit Rüttelbalken eingebaut. Nach der Verdichtung kann die Oberfläche mit Power-float-Scheiben geglättet werden. Danach muss die Oberfläche gegen Austrocknung geschützt werden. Die Oberfläche wird zur Verbesserung der Rutschfestigkeit sandgestrahlt und ist nach 24 h (bei 20°C) für den Verkehr direkt ohne weitere Beschichtung befahrbar.

4.3.4 Versuchs- und Erprobungsprogramm

Vor einem Großeinsatz im Brückenbau wurde eine Reihe von Untersuchungen an der TU Delft durchgeführt:

1. Kleinteiltests an einem Stahlblech mit Belag, der Belag als ausgehärteter Zweikomponenten-Epoxydharz mit Graniteinstreuung oder Stahlfaserbeton mit und ohne Bewehrung, die einer Ermüdungslast aus einem Radlastspektrum mit 2×10^6 Lastwechseln unterworfen wurden. Daraus wurde die Variante mit Bewehrung wegen der größeren Festigkeit ausgewählt.
2. Großversuch an der alten Klappbrücke der Van Brieneoord-Brücke mit 60 m^2 , bei der auch die Verarbeitbarkeit geprüft wurde. Anhand von Proben wurden Verbesserungen bei der Verdichtung weiterer Probeflächen entwickelt. Weitere Probeflächen wurden auch für die Überprüfung der Einstreuung mit Granitkörnern verwendet.
3. Technologische und Dauerhaftigkeitsuntersuchungen, die folgende Ergebnisse lieferten:
 - a) Druckfestigkeit:
Würfelfestigkeit des Betons mit Stahlfasern nach 28 Tagen: 117 MPa;
Elastizitätsmodul nach 28 Tagen: 47,2 GPa
Zeitverlauf gegenüber 28-Tage-Festigkeit:
1. Tag (0,44), 2. Tage (0,59)
 - b) Biegezugfestigkeit:
Dreipunktbiegeversuch:
9,8 Mpa (h = 50 mm),
11,9 Mpa (h = 100 mm),
9,6 Mpa (h = 150 mm)
 - c) Schrumpferformung:
Proben: $\sim 0,30$ 0/00 in 100 Tagen, in Praxis aber wegen einseitiger Versiegelung durch das Stahlblech und Feuchtigkeitseinfluss geringer erwartet
 - d) Adhäsion in Verbundfuge:
Granit: 11,2 Mpa; Bauxit 12,5 Mpa.
Deshalb wurde für die Grossausführung Bauxit gewählt
 - e) Tausalzbeständigkeit:
Versuch nach RILEM, 1996: nach 14 Zyklen mit NaCl-Lösung mittlerer Verlust 3,6 g/m³
 - f) Chlorid-Ionen-Beständigkeit:
Nordtest, 1995: nach 24 Monaten keine Chloridwanderung
 - g) Bauteilähnliche Ermüdungsversuche (s. 2.):
Ein Ermüdungslastspektrum mit Radlasten 105 kN (4,6 x 106mal), 136,5 kN, 168 kN und 210 kN (je 1,4 x 106mal) über dem Rippen-Querträger-Kreuzungspunkt repräsentativ für 75 Jahre Verkehrsbelastung an der Moerdijk-Brücke wurde ohne Schaden an der Stahlkonstruktion, dem Beton und der Haftbrücke ertragen.
 - h) Erfolgskontrolle durch FEM-Untersuchungen
Mit Finiten-Element-Untersuchungen wurden die Spannungsreduktionen im Deckblech be-

rechnet, die durch den Verbund mit den Betonbelag bewirkt wurden; diese lagen je nach betrachtetem Ort und Abstand zum Querträger bei einem Faktor 4,4 bis 21,0. Verglichen wurde hierbei die reine Stahlkonstruktion mit einer Fahrbahnplatte, die mit hochfestem Beton verstärkt wurde.

4. Pilotanwendung bei der Verstärkung der Stahlfahrbahn der Calandbrücke mit 6,7 m Breite (eine Richtungsfahrbahn für Straßenverkehr) und einer Länge von 86 m. Bei dieser Anwendung wurden allen Phasen einer Instandsetzung erprobt. Neben der Verkehrsumleitung und dem Entfernen des Asphaltbelages wurden Reparaturen der Stahlfahrbahn und das Aufbringen des Betonbelags durchgeführt, sodass die Praxis-tauglichkeit für den Großeinsatz bei der Moerdijkbrücke sichergestellt war.

Die Arbeiten mussten in nur wenigen Tagen, 29. April bis 4 Mai 2003, in weniger als 120 Stunden durchgeführt werden, die Bilder 94 bis 107 zeigen den Bauablauf.



Bild 94: Caland Brücke, kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücke (Zwei feste Brücken mit 180/86 m Spannweite, Mitte Hubbrücke mit 69 m Spannweite)



Bild 95: Entfernen des Asphaltbelags



Bild 96: Einrüsten der Richtungsfahrbahn



Bild 97: Ultraschallprüfung auf mögliche Deckblechrisse



Bild 98: Entdeckter Deckblechrisse



Bild 99: Instandsetzung mit UP-Schweißverfahren



Bild 100: Instand gesetztes Deckblech



Bild 104: Einbau der Bewehrung



Bild 101: Magnetpulverprüfung der Instandsetzung



Bild 105: Bewehrung (Bereich Fahrbahnübergang)



Bild 102: Oberflächenvorbereitung des Stahldeckblechs mit Strahlverfahren SA 2,5



Bild 106: Einbringen von hochfestem Beton B 105



Bild 103: Aufbringung der Epoxy-Abdichtung und Abstreuen der Oberfläche



Bild 107: Betonoberflächenbehandlung

Dehnungsmessungen an der verstärkten Fahrbahn bestätigten den Faktor 4 bis 5 für die Verringerung der Beanspruchung an den ermüdungskritischen Details und damit die Berechnungsergebnisse und die Ergebnisse der Ermüdungsversuche mit Kleinteilen.

4.3.5 Erfahrungen aus der Anwendung bei der Moerdijkbrücke

Der Großeinsatz im Brückenbau erfolgte bei der Moerdijkbrücke mit einer Gesamtlänge von 1.100 m aus 11 Einzelstützweiten mit je 100 m.

Zunächst wurde die Richtungsfahrbahn nach Rotterdam mit dem hochfesten Beton verstärkt. Bei diesem ersten Großeinsatz zeigten sich folgende Probleme:

I. Hohlräume infolge der Gradiente des Stahldeckblechs

Die Moerdijkbrücke besteht aus 11 Einzelbrücken und hat seit ihrer Fertigung eine girlandenförmige Gradientenform, in Brückenmitte der Einzelbrücken einen Tiefpunkt, an den Fahrbahnübergängen jeweils Hochpunkte. Bei zwei Teilstücken kam es durch die engmaschige Bewehrungsführung (dreilagig eingebrachte Bewehrungsmatten) zu Hohlräumen zwischen dem hochfesten Beton und dem Stahldeckblech. Der hochfeste Beton blieb aufgrund seiner Konsistenz und der geringen Öffnungen zwischen den Bewehrungsstäben hängen. Es bildeten sich Hohlräume zwischen dem Beton und dem vorhandenen Stahldeckblech.

II. Ebenheit der Fahrbahn

Beim Einbau des hochfesten Betons muss gleichzeitig die gewünschte Ebenheit erreicht werden. Bei einer Großbrücke gestaltete sich dies aufgrund der Mengen und Flächen schwieriger als bei der Probeanwendung bei der Caland Brücke. Hierbei ist auch der richtige Maschineneinsatz zu beachten. Eine nachträgliche Bearbeitung ist nicht möglich.

III. Rauigkeit des Belags

Neben der Ebenheit muss der hochfeste Beton als direkt befahrene Oberfläche auch die erforderliche Rauigkeit aufweisen. Das Vorgehen der bauausführenden Firma, die gewünschte Rauigkeit nachträglich einzuarbeiten, erwies sich als technisch nicht möglich, da der hochfeste Beton schon

nach zwei Tagen 59 % seiner Endfestigkeit erreicht hatte, wodurch jegliche Nachbearbeitung verhindert wurde.

Aus diesen Umständen wurden folgende Schlussfolgerungen für die weiteren Anwendungen gezogen:

I. Sicherstellung einer kompletten Verdichtung ohne Hohlräume

Die Bewehrungsführung, d. h. die Wahl der Bewehrungslage, und Stabdurchmesser werden hinsichtlich der vorhandenen Gradienten optimiert.

Da davon auszugehen war, dass die beiden Teilfelder bei der ersten Richtungsfahrbahn nicht die gewünschte Dauerhaftigkeit/Nutzungsdauer erreichen, wurden sie ausgetauscht. Hierbei wurde die dreilagige Bewehrung durch eine zweilagige Bewehrung ersetzt.

II. Ebenheit des Belags

Nachdem anfänglich mit einer Abzugsbohle der Beton eingebaut wurde, erfolgt der Einbau bei großen Flächen jetzt mit einem Betonfertiger.

III. Rauigkeit des Belags

Um eine gleichmäßige Rauigkeit herzustellen, wird inzwischen die Betonoberfläche mit einem Fräsggerät aufgeraut. Anschließend wird ein Dünnbelag aufgebracht.

Inzwischen wurde die zweite Richtungsfahrbahn der Moerdijkbrücke mit den oben genannten Ergänzungen ohne weitere Probleme hergestellt, weitere Anwendungen sind in Planung.

4.3.6 Bewertung der Maßnahme ‚Hochfester Beton‘

Als einzige Instandsetzungsmaßnahme wurde der hochfeste Beton bereits bei Großbrücken eingesetzt. Es zeigte sich, dass bei solchen Umsetzungen neue Fragestellungen entstehen können, welche die gewünschte Wirkung infrage stellen können.

Bei der Lösung mit hochfestem Beton kann davon ausgegangen werden, dass die Praxistauglichkeit inzwischen auch bei Großbrücken sichergestellt ist und als erbracht angesehen werden kann.

Die Wirksamkeit durch Verbesserung der Tragfähigkeit im lokalen Bereich wurde eingehend durch

die TU Delft und Rijkswaterstaat untersucht. Eine umfangreiche Darstellung der Ergebnisse ist in [84] enthalten. Bei den durchgeführten Tests ergaben sich erhebliche Spannungsreduktionen (Spannungsreduktionsfaktoren von 0,08 bis 0,10).

Die bei der Caland Brücke vor Ort gemessenen Spannungsreduktionen lagen bei den kritischen Stellen im Deckblech bei 0,4.

Somit ergibt sich eine deutliche Verbesserung des Tragfähigkeitsverhaltens im lokalen Bereich.

Eine so deutliche Wirksamkeit durch Verbesserung der Tragfähigkeit führt auch zu einer deutlichen Verbesserung der Ermüdungssicherheit.

Rein rechnerisch werden die Spannungen so deutlich reduziert, dass sie unterhalb der Dauerfestigkeitskurve liegen. Dies gilt für eine ungeschädigte Verbindung. Bei einer Instandsetzung sind die Verbindungen vorgeschädigt, sodass eine Erhöhung der Restlebensdauer erreicht wird, die jedoch nur schwer abgeschätzt werden kann.

Bei der Moerdijkbrücke zeigten sich Unterschiede zu den bisherigen Erfahrungen, die auf einen großen Einfluss der Verarbeitung schließen lassen: Aus Rauigkeits- und Ebenheitsgründen ist eine direkte Befahrung wie bei der Caland-Brücke nicht möglich; es ist eine Zusatzbeschichtung (Dünnbelag) notwendig.

Durch die Modifikationen erhöht sich der anfänglich sehr günstige Preis, der anfänglich bei der Größenordnung einer kompletten Belagserneuerung lag, um das Doppelte.

Bei einem Belagsaufbau mit einem Dünnbelag kann eine Instandsetzung weitgehend gewichtsneutral erfolgen.

Der Einbau erfolgt ebenfalls unter einer Einhausung.

Auf Grund der inzwischen über einige Jahre bestehenden Anwendung dieser Maßnahme kann zurzeit auch die ausreichende Dauerhaftigkeit unterstellt werden.

4.3.7 Verwandte Anwendungen

Eine konventionelle Variante zur Beschichtung mit hochfestem stahlfaserbewehrtem Beton ist der Ersatz des Fahrbahnbelages durch eine konventionelle Verbunddecke, die mit dem Deckblech durch



Bild 108: Aufschweißen von Kopfbolzendübel



Bild 109: Verbundsicherung und Bewehrung für Aufbeton

Kopfbolzendübel schubfest verbunden wird, siehe Bild 108 und Bild 109 [69].

Diese Lösung stellt eine Einzelfalllösung dar, da das Zusatzgewicht der Betonplatte erheblich ist. In dem vorliegenden Fall konnte sie nur durch eine zusätzliche Unterstützung der gesamten Brücke realisiert werden.

4.4 Aufgeklebte Bleche

4.4.1 Bauweise

Die Verstärkungsmethode des Deckblechs durch aufgeklebte zusätzliche Stahlbleche ist naheliegend [68, 84], da sie den geringstmöglichen Dickenverlust für den darauf aufzubringenden Belagsaufbau bedeutet (~ 8 mm) und dieser nicht verändert werden muss, Bild 110.

Im Rahmen eines derzeit bei der BAST laufenden Forschungsprojekts [5, 68] werden die Möglichkeiten der Verstärkung des Deckblechs durch aufgeklebte Bleche untersucht. Das Grundprinzip dieser Variante besteht darin, Verstärkungsbleche im „Parkett-Verfahren“ auf das vorhandene Deckblech aufzukleben.

In der Praxis sollte eine solche Instandsetzungsmaßnahme zweckmäßigerweise im Zuge der Arbei-

ten einer planmäßigen Belagerneuerung erfolgen und nach folgendem Schema ablaufen:

- Entfernen des alten Fahrbelags,
- Aufkleben der Verstärkungsbleche,
- Einbau eines neuen Fahrbelags.

Die Verstärkungsbleche und die Klebschicht werden demnach zwischen dem Deckblech und dem Fahrbelag angeordnet (siehe Bild 111).

Die Ergebnisse aus numerischen Untersuchungen zeigen, dass sich die örtlichen Durchbiegungen, die Vergleichsspannungen in der Fahrbelagplatte und die Vergleichsspannungen in der Schweißnaht des Deckblechs bei einer Zunahme der Dicke des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm (bzw. auf 24 mm) erwartungsgemäß deutlich vermindern (s. Bild 112).

Damit ist der Nachweis erbracht, dass eine Deckblechverstärkung eine sinnvolle Instandsetzungsmaßnahme ist, mit der sich eine signifikante Reduzierung der Spannungen und Durchbiegungen erreichen lässt.

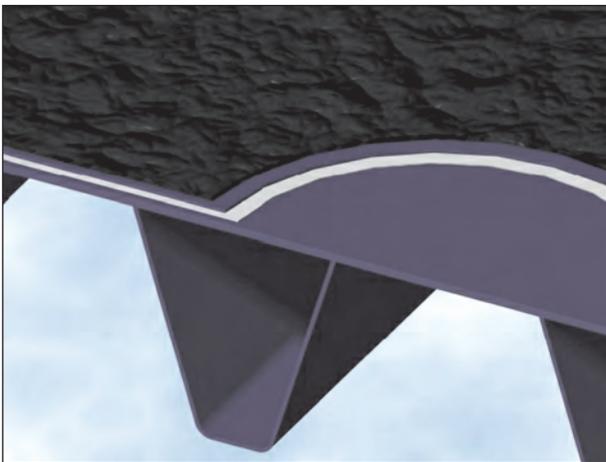


Bild 110: Verstärkung des Deckblechs durch ein aufgeklebtes Zusatzblech

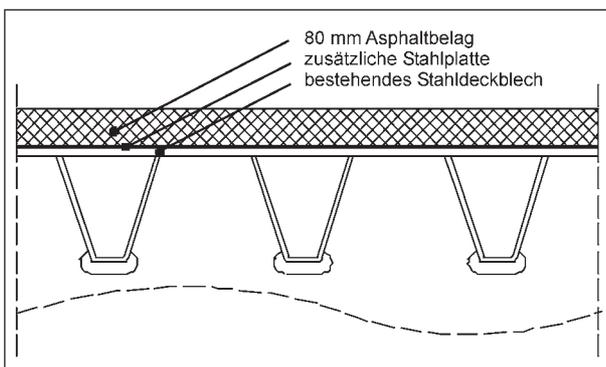


Bild 111: Aufgeklebte Verstärkungsbleche (Prinzipische Skizze)

Im Hinblick auf einen erfolgreichen Praxiseinsatz müssen sowohl Klebstoff und Applikationsverfahren als auch die aufzuklebenden Bleche bestimmte Anforderungen erfüllen. Diese Anforderungen wurden definiert, geeignete Produkte bzw. Verfahren ausgewählt, ein Versuchsprogramm erarbeitet und entsprechende Klebversuche durchgeführt (s. Bild 113).

Die verwendeten 2-Komponenten Epoxidharz-Klebstoffe haben sich in Bezug auf den Gebrauchszustand und die Verarbeitbarkeit als tauglich erwiesen. Ein elementares Kriterium stellt hierbei die Beständigkeit gegen Hitze beim Gussasphalteinbau dar. Um den entsprechenden Nachweis zu führen, wurden Probekörper hergestellt und sowohl thermisch als auch statisch belastet. Die thermische Belastung erfolgte mit 250 °C heißem Sand (in Anlehnung an ein Ersatzverfahren zur thermischen Belastungsprüfung mit Silikonöl [67]), wobei eine Schichtdicke von etwa 10 cm hergestellt wurde, um auch die für den maschinellen Einbau typische Gussasphalanhäufung vor der Einbaubohle zu simulieren.

Die statische Belastung erfolgte anhand einer 3-Punkt-Biegeprüfung, wobei als Referenz auch ein

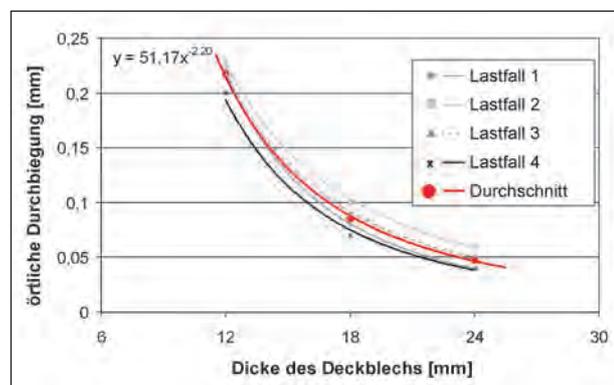


Bild 112: Vergleich der örtlichen Durchbiegungen

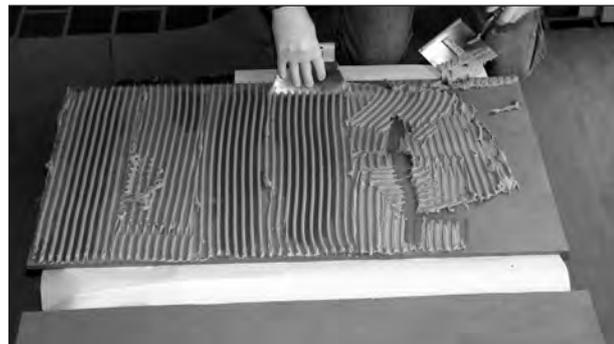


Bild 113: Durchführung von Klebversuchen: Klebstoffapplikation

unverklebtes Blech (700 mm x 200 mm x 12 mm) durchgebogen wurde. In Bild 114 ist das entsprechende Kraft-Verformungs-Diagramm dargestellt.

Bei den geklebten Probekörpern (6 mm + 6 mm) liegen die gemessenen Durchbiegungen bei gleicher Kraft niedriger als die bei dem 12 mm dicken Blech ermittelten Werte. Dieses Ergebnis resultiert aus der geringfügig größeren Gesamtdicke infolge der Klebschicht und beweist die gute Scherfestigkeit des Klebstoffs. Ergänzend dazu wurde ein ebenfalls zuvor thermisch belasteter Probekörper (700 mm x 200 mm x 6 mm geklebt auf 700 mm x 200 mm x 12 mm) in der 3-Punkt-Biegeprüfung bis deutlich in den plastischen Bereich hinein verformt. Negative Auswirkungen auf die Klebschicht (wie Schubversagen o. Ä.) waren dabei nicht festzustellen (siehe Bild 115).

Darüber hinaus haben die Versuche gezeigt, dass eine Klebschichtdicke von etwa 3 mm erforderlich ist, um den Anteil der Fehlstellen zu minimieren.

Derzeit werden praxisnahe Dauerschwellbiegeversuche durchgeführt, um die Existenz einer technologischen Dauerfestigkeit der optimierten Klebverbindungen nachzuweisen. Der Nachweis der Dau-

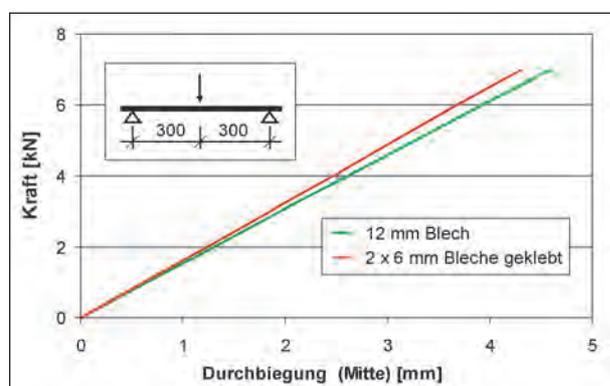


Bild 114: Kraft-Verformungs-Diagramm



Bild 115: Probekörper bei der Biegeprüfung

erfestigkeit ist notwendig, um einen Praxiseinsatz der geplanten Instandsetzungsmaßnahme verantworten zu können, und stellt somit den entscheidenden Schritt des Forschungsprojekts dar. Vorausgesetzt, dass die Untersuchungen erfolgreich abgeschlossen werden, steht mit der „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ demnächst eine weitere innovative Instandsetzungsmaßnahme zur Verfügung. Sie repräsentiert den aktuellen Stand der Technik und kann gegenüber patentierten Systemen eine kostengünstige Alternative darstellen.

In den Niederlanden gab es bei der Anwendung der traditionellen Verklebetechnik Probleme bei den Ermüdungsversuchen, die ausgehend von den Klebefehlstellen fortschreitende Delamination erkennbar machten. Dort ist die Schlussfolgerung, auf zuverlässige Verklebemethoden, z. B. mit der Vakuum-Infusions-Technik, umzustellen. Dafür fehlen aber bisher die Ermüdungsversuche.

4.4.2 Bewertung der Maßnahme ‚Aufgeklebte Bleche‘

Pilotanwendungen liegen zurzeit noch nicht vor, somit Aussagen zur Praxistauglichkeit nur sehr eingeschränkt möglich sind.

Die Maßnahme ist ebenfalls witterungsabhängig, sodass eine Einhausung erforderlich ist.

Die Gradienten werden durch die Dicke des neuen Stahldeckblechs und die Dicke der Verklebungsschicht, die in der Lage sein muss, lokale Unebenheiten auszugleichen, angehoben. Somit können, je nach örtlichen Gegebenheiten der Brücke, Anpassarbeiten erforderlich werden.

Die Wirksamkeit durch Verbesserung der Tragfähigkeit liegt durch das zusätzliche Stahldeckblech in jedem Fall vor, Bestätigungen durch Messungen bei ausgeführten Bauteilversuchen stehen noch aus.

Die Dauerhaftigkeit der Maßnahme hängt im Wesentlichen von der Applikation des Klebstoffs ab. Die Verklebung sollte möglichst gleichmäßig zwischen altem und neuem Stahldeckblech stattfinden. Fehlstellen führen zu einer Reduktion der Dauerhaftigkeit. In den Niederlanden wird zurzeit die Anwendung einer Vakuumtechnik untersucht, die eine gleichmäßige Verklebung sicherstellen soll.

Die bisherigen Erfahrungen zeigen, dass die Investitionskosten neben den Materialkosten (Stahldeck-

blech und Klebstoff) durch die Applikationskosten bestimmt werden. Es ist aber zu erwarten, dass die Kosten unterhalb der Kosten für eine Belagserneuerung liegen.

4.5 Indirekte Deckblechverstärkungen

4.5.1 Ausfüllen der Längsrippen

Die Möglichkeit des Auffüllens von Hohlrippen mit Polyurethan zur elastischen Stützung des Deckblechs im Bereich zwischen den Hohlrippenwänden und somit zur Vermeidung von Schäden der Kategorie 1c) ist in den Niederlanden theoretisch und experimentell untersucht worden, Bild 116 [84].

Aufgrund der uneinheitlichen Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen (möglicherweise war die Verklebung des Polyurethans an der Unterseite des Deckblechs nicht vollständig) und der fehlenden Verstärkung des Deckblechs zwischen den Rippen wurde die Lösung in den Niederlanden nicht weiter verfolgt.

Bei den Versuchen hat sich gezeigt, dass es im Kreuzungspunkt Längsrippe – Querträger zur Reduktion der Beanspruchungen der Verbindung Längsrippe – Querträger kommt, die allerdings im Feldbereich deutlich geringer ist.

Ein Aspekt dieser Lösung war die Schutzfunktion der Innenseite der Längsrippe gegen Feuchtigkeit, hierzu gibt es inzwischen Inliner-Verfahren, die die Aufgabe übernehmen könnten.

Zurzeit wird diese Verfahren nicht weiter verfolgt.

4.5.2 Zusätzliche Versteifungen von Deckblech und Hohlrippen

Eine Möglichkeit, bei Längsrippen, die nicht die Mindeststeifigkeitsbedingungen nach Bild 9 erfüllen, die Biegesteifigkeit zu vergrößern, ohne schweißen zu müssen oder Mehrgewicht einzubauen, besteht in der Aufklebung von CFK-Zusatzgurten, Bild 117.

Diese Lösung wäre auch denkbar als eine Verstärkung des Deckblech von der Unterseite her, s. Bild 118.

Der Nachteil einer solchen Lösung ist die fehlende Inspektionsmöglichkeit der vorhandenen Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe. Hier müssten Inspektionsverfahren entwickelt werden,

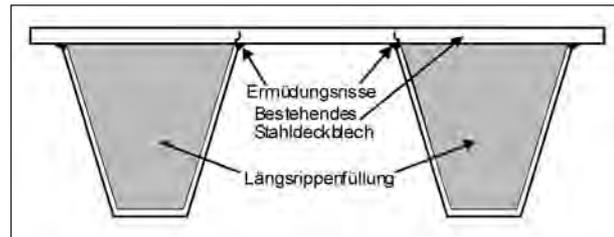


Bild 116: Prinzip der Verstärkung durch Auffüllen der Hohlrippen mit Polyurethan [84]

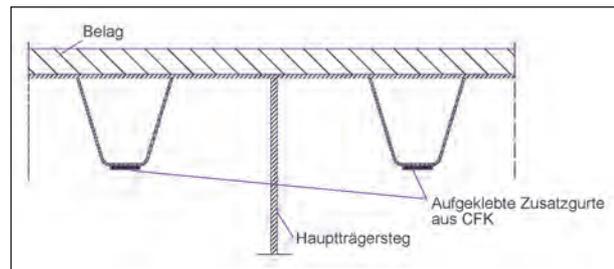


Bild 117: Ankleben von Zusatzgurten aus CFK

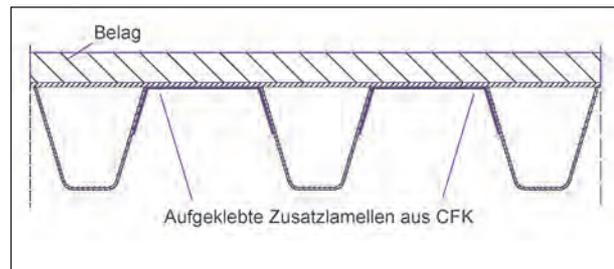


Bild 118: Ankleben von Zusatzblechen von unten

die durch die aufgeklebte CFK Lamelle Schweißnahtrisse aufspüren und geeignete Instandsetzungsmaßnahmen ermöglichen.

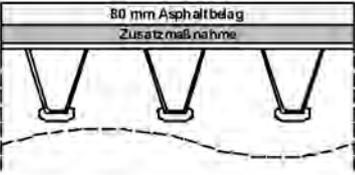
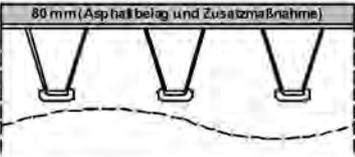
Hierdurch ist die Wirtschaftlichkeit dieser Maßnahme als indirekte Deckblechverstärkung nicht mehr gegeben.

4.6 Schlussfolgerungen

Zur Reduktion der Deckblechbeanspruchung und somit Vermeidung von Kategorie 1 – Schäden sind folgende Systeme am wirksamsten:

- Sandwich Plate System (SPS),
- hochfester Beton mit Stahlfasern,
- aufgeklebte Bleche.

Andere Maßnahmen, wie z. B. das Auffüllen der Hohlprofile oder die Versteifung von Deckblech und Hohlrippen von der Unterseite sind ggf. für Einzelfälle unter besonderen Bedingungen anwendbar.

Unterschiede zur Standardlösung	SPS Lösung 30 mm Kern, 8 mm Stahlblech	Hochfester Beton 50 mm Dicke, $\gamma = 2,8 \text{ kg/m}^2/\text{mm}$	Aufgeklebte Bleche 8 mm dick, 3 mm Klebefuge	
Wirksamkeit der Maßnahme bezogen auf die Dauerfestigkeit der Verbindung Längsrippe – Deckblech Vermeidung von Kategorie I Schäden	$\ll \Delta\sigma_D$	$\ll \Delta\sigma_D$	$< \Delta\sigma_D$	
1. Vergrößerung der Gesamtgewichte bei Beibehaltung einer zusätzlichen Asphaltsschicht der Dicke 80 mm 	100 kg/m ² (8·8 + 30·1,2)	140 kg/m ² (50·2,8)	~ 70 kg/m ² (8·8 + 3·1,2)	
2. Vergrößerung der Gesamtgewichtes bei Reduktion der Asphaltsschichtdicke für eine Gesamthöhe 80 mm 	20 kg/m ² (100 - 38·2,1) 52 mm Asphalt	80 kg/m ² (140 - 30·2,1) 30 mm Asphalt	60 kg/m ² (140 - 30·2,1) 70 mm Asphalt	
3. Mehrgewicht bei Dünnbelag 	entfällt	- 20 kg/m ² (50·2,8 + 5·1,5 - 80·2,1)	entfällt	
Veränderung der Bauhöhe und Auswirkung auf Veränderung von Schrammbord und FB-Übergang	bei 1.	38 mm	50 mm	10 mm
	bei 2.	0 mm	0 mm	0 mm
	bei 3.	entfällt	-20 mm	entfällt
Einhausung erforderlich	ja	ja	ja	
Bisherige großtechnische Anwendung	1 Projekt	3 Projekte	0 Projekte	
Investitionskosten bezogen auf eine Belagserneuerung	2-fach	2-fach	1-fach	

Tab 5: Schlussfolgerungen aus direkter Deckblechverstärkung

Die Tabelle 5 vergleicht die drei wirksamsten Systeme in einigen Punkten miteinander, wobei ein abschließender Vergleich oder eine Empfehlung für ein System zurzeit nicht gegeben werden kann.

Die vorangegangenen Ausführungen führen zu der Schlussfolgerung, dass es am sinnvollsten ist, den Belag (z. B. Asphalt) selbst zur Reduktion der Deckblechspannungen auszunutzen. Hierdurch könnten zusätzliches Mehrgewicht und eine zusätzliche Bauhöhe vermieden werden.

Dazu wird im folgenden Kapitel und im Anhang zunächst die Mitwirkung des Belages mit dem Stahldeckblech gezeigt, die Möglichkeiten der rechnerischen Erfassung der Verbundwirkung des As-

phalts und des Stahldeckblechs dargestellt und Strategien für die Nutzbarmachung des Belages zur Entlastung des Deckblechs angegeben.

5 Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelages

5.1 Grundlagen

5.1.1 Aufbau des Fahrbahnbelags

Der Belagsaufbau auf Stahlbrücken in Deutschland ist das Ergebnis eines langjährigen Prozesses von Versuchen und Erfahrungen.

Grundsätzlich gelten für Fahrbahnbeläge auf Brücken mit Stahlfahrbahntafeln die allgemeinen, die Verkehrssicherheit betreffenden Anforderungen an Beläge, wie:

1. Verschleißfestigkeit und Verformungsbeständigkeit: dauerhaft ebene Fahrbahn (keine Spurrinnenbildung, keine Unebenheiten in Längsrichtung, keine Eindrückungen),
2. Griffigkeit: dauerhafte Rutschsicherheit (ausreichende Rauigkeit),
3. Rissunempfindlichkeit auch bei tiefen Temperaturen und wiederholten Beanspruchungen (Ermüdungsbeständigkeit),
4. dauerhafte sichere Entwässerung (hydraulisch wirksame Oberfläche) für Fahrsicherheit und Frostsicherheit,
5. geringe Geräuschentwicklung

sowie die speziellen Anforderungen aus dem Zusammenwirken mit der Stahlfahrbahn:

6. ausreichende Haftung und Schubfestigkeit zur Gewährleistung des Kraftschlusses in der Fuge zum Stahlblech für Belastungen aus extremen Temperaturverhältnissen, Bremsen, Schub aus Mitwirkung mit der Stahlfahrbahntafel,
7. Korrosionsschutz für das Stahlblech (Schutz vor Nässe und schädlichen Auswirkungen von Tausalzen),
8. ausreichende Beanspruchbarkeit gegenüber den Dehnungsbeanspruchungen, die dem Belag durch die Krümmungsverformungen der Stahlunterkonstruktion aufgezwungen werden (Rissicherheit),
9. ausreichende Entlastung des Stahlblechs durch den Beitrag der Eigensteifigkeit des Belages zu der Gesamtsteifigkeit des Verbundsystems „Stahldeckblech-Belag“.

Da die Erfüllung der Punkte 1-5 und der speziellen Anforderungen 6-9 nicht von einem Baustoff alleine zu leisten ist, wird ein bestimmter Schichtenaufbau des Belages mit Wahl verschiedener Stoffe festgelegt, der in den ZTV-ING Teil 7, Kapitel 4 (ZTV-BEL-ST) prinzipiell nach Bild 119 spezifiziert ist und zu einer Gesamtdicke auf dem Stahlblech von 75 bis 80 mm führt.

Der Brückenbelag setzt sich zusammen aus der Abdichtung und der Deckschicht, wobei die Abdich-

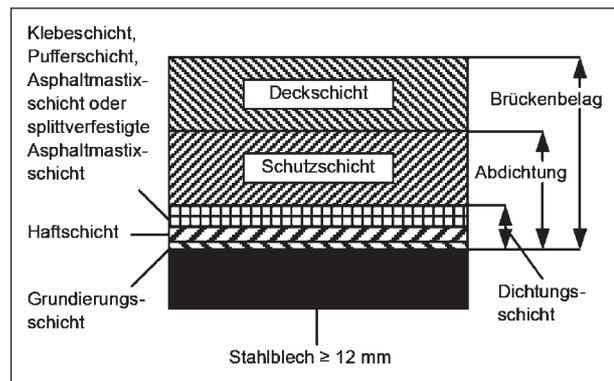


Bild 119: Grundsätzlicher Aufbau des Fahrbahnbelags auf Brücken entsprechend ZTV-BEL-ST (unmaßstäblich)

tung aus der Dichtungs- und der Schutzschicht besteht (vgl. Bild 119).

Für die Schutz- und Deckschichten wird in der Regel Gussasphalt gewählt, bei dem die Zuschläge aufgrund des Bindemittelüberschusses im heißen Zustand im Bindemittel „schwimmen“, wodurch die Masse gießfähig und gegenüber Walzasphalten keine extra Verdichtung notwendig ist, sodass er im eingebauten Zustand nahezu hohlraumfrei (Hohlraumgehalt < 2,5 %) und somit wasserdicht ist.

Bei der Erfüllung der Anforderungen an Fahrbahnbeläge auf Stahlbrücken ist die Dichtungsschicht von entscheidender Bedeutung. Für die Ausführung der Dichtungsschicht existieren gemäß ZTV-BEL-ST verschiedene Varianten bzw. Bauarten, die sich u. a. im verwendeten Material und der Ausführungsart unterscheiden:

- Bauart 1 mit Reaktionsharz-Dichtungsschicht (Bild 120),
- Bauart 2 mit Bitumen-Dichtungsschicht,
- Bauart 3 mit Reaktionsharz-/Bitumen-Dichtungsschicht.

Die Dichtungsschicht hat die Aufgabe, die stählerne Fahrbahntafel vor eindringendem Oberflächenwasser und somit vor Korrosion zu schützen sowie den Verbund und eine ausreichende Schubkraftübertragung zum Brückenbelag (Schutz- und Deckschicht) zu gewährleisten. Bewährt haben sich hierbei Systeme auf der Basis von bitumenhaltigen Baustoffen sowie Reaktionsharz-Baustoffen.

Bei der anschließenden genaueren Erläuterung der einzelnen Teile der Dichtungsschicht sowie der an sie gestellten Anforderungen wird ausschließlich auf die Bauart 1 Bezug genommen, da diese

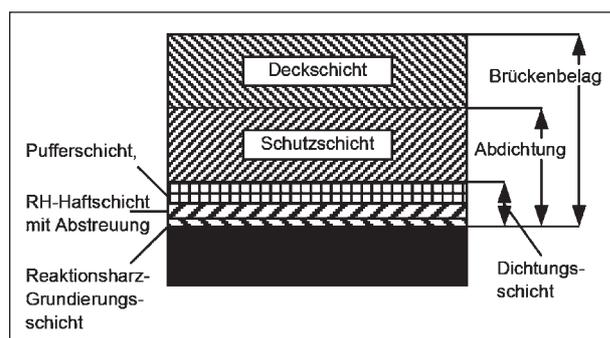


Bild 120: Bauart 1 mit Reaktionsharz-Dichtungsschicht und Pufferschicht (unmaßstäblich)

Bauart in der Praxis häufig zum Einsatz kommt und alle drei Bauarten hinsichtlich ihrer Eigenschaften als grundsätzlich gleichwertig zu betrachten sind. Bei den im Rahmen dieses Projektes durchgeführten Untersuchungen am Gesamtsystem wird ausschließlich diese Bauart verwendet.

Die Dichtungsschicht besteht bei der Bauart 1 aus einer Grundierungs-, einer Haftschrift sowie einer speziellen Verbindungsschicht zur Schutzschicht, der Pufferschicht.

Die einzelnen Schichten eines Brückenbelages (Beispiel: Bauart 1; vgl. Bild 120) haben die folgenden Aufgaben zu erfüllen:

1. Grundierungsschicht:

Die Grundierungsschicht wird direkt auf die orthotrope Fahrbahnplatte aufgebracht und stellt den Korrosionsschutz des Stahldeckblechs sicher. Des Weiteren soll diese Schicht gute Hafteigenschaften sowohl zum Stahl als auch zur Haftschrift aufweisen.

2. Haftschrift:

Die Haftschrift wird auf die Grundierungsschicht aufgebracht und verfügt ebenfalls über gute Haft- sowie Dichtungseigenschaften. Sie wird systembedingt mit 2/5 Splitt abgestreut.

3. Pufferschicht:

Durch die Pufferschicht (einschließlich Absplittung) wird der Verbund zwischen der Haftschrift und dem Asphaltbelag verbessert. Des Weiteren dient diese Schicht als thermischer Puffer zwischen der Haft- und der Schutzschicht, dadurch wird die thermische Beanspruchung der orthotropen Fahrbahnplatte beim Einbau der Schutzschicht reduziert. Sie wirkt ferner als Schutz des Splittes der Haftschrift und verhindert die Blasenbildung in der Schutzschicht infolge Wasseraufnahme. Weiterhin wird durch die

Pufferschicht die üblicherweise „harte“ Schubübertragung der Absplittung reduziert sowie ein „weicherer“ Schubverbund zwischen der Dichtungs- und der Schutzschicht und somit eine Reduzierung der Spannungsspitzen erreicht.

Schutz- und Deckschicht

Die Schutz- und die Deckschicht sind in der Regel jeweils ca. 35 mm dick und bestehen bei Stahlbrücken im Bundesfernstraßennetz standardmäßig aus Gussasphalt der Sorte 0/11S (MA 11S) mit PmB 45A (25/55-55A) als Bindemittel. Das Bindemittel PmB 25A als Ersatz für das PmB 45A befindet sich zurzeit in der Erprobungsphase für den Einsatz im Gussasphalt auf Stahlbrücken, da hierdurch die Verformungsbeständigkeit der Schichten bei höheren Temperaturen verbessert werden kann. Nähere Erläuterungen zum Einsatz dieses Bindemittels erfolgen im Kapitel 5.3.4.

Wegen des Bindemittelüberschusses im Gussasphalt im heißen Zustand ist es zur Erzielung einer ausreichenden Griffigkeit notwendig, die Deckschicht mit Splitt abzustreuen bzw. abzustumpfen. Ein zu beachtender Aspekt beim Einbau der heißen Schutzschicht ist die hohe Temperaturbeanspruchung, die die orthotrope Fahrbahnplatte erfährt. Die Temperaturbeanspruchung der stählernen Fahrbahnplatte ist unter anderem von der Dicke der Dichtungsschicht, der Dicke der Schutzschicht sowie der Einbautemperatur der Schutzschicht abhängig. Im Allgemeinen kann von einer etwa 100 K geringeren Temperatur an der Unterseite der orthotropen Fahrbahnplatte bezogen auf die Einbautemperatur der Schutzschicht ausgegangen werden [130]. Die Einbautemperatur des Gussasphaltes betrug bisher ca. 240 °C, allerdings wurden mit Einführung der ZTV/TL Asphalt-StB 07 die zulässigen maximalen Einbautemperaturen auf 230 °C begrenzt.

In der Vergangenheit wurden einige Schäden der orthotropen Fahrbahnplatten auf die hohen Einbautemperaturen des Gussasphaltes und die daraus zusätzlich zu den permanenten Schweißschumpfschpannungen resultierenden Zwangsbeanspruchungen in der geschweißten Fahrbahnplatte zurückgeführt.

5.1.2 Prüfanforderungen an Stoffe und Belagssystem

Die Dichtungsschicht muss unabhängig von der Bauart ebenso wie die Schutz- und Deckschicht die

Anforderungen der ZTV-BEL-ST erfüllen. Für die Schutz- und Deckschicht gelten des Weiteren auch die Anforderungen der ZTV Asphalt-StB.

Grundsätzlich wird dabei zwischen der Beurteilung der einzelnen Schichten und den Prüfungen am Gesamtsystem (Brückenbelag und Stahlblech) unterschieden.

In Tabelle 6 sind die chemischen, physikalischen und technologischen Prüfungen für die jeweiligen Schichten mit den zugehörigen Vorschriften und Anforderungen zusammengestellt.

Am Gesamtsystem werden die folgenden beiden Prüfungen durchgeführt:

- Dauerschwellbiegeprüfung,
- thermische Belastungsprüfung.

Durch die Dauerschwellbiegeprüfung kann das Gesamtsystem hinsichtlich seiner Verbundeigenschaften zwischen der Stahlplatte einschließlich der Dichtungsschicht und dem Asphaltbelag (Schutz- und Deckschicht) beurteilt werden. Die Versuchsanordnung für diese Prüfung ist in Bild 121 dargestellt.

stellt. Dabei werden die Lasten indirekt in den Probekörper eingeleitet, das heißt in das Stahlblech und nicht in den Belag. Der Versuchsaufbau entspricht einem Deckblechstreifen quer zu den

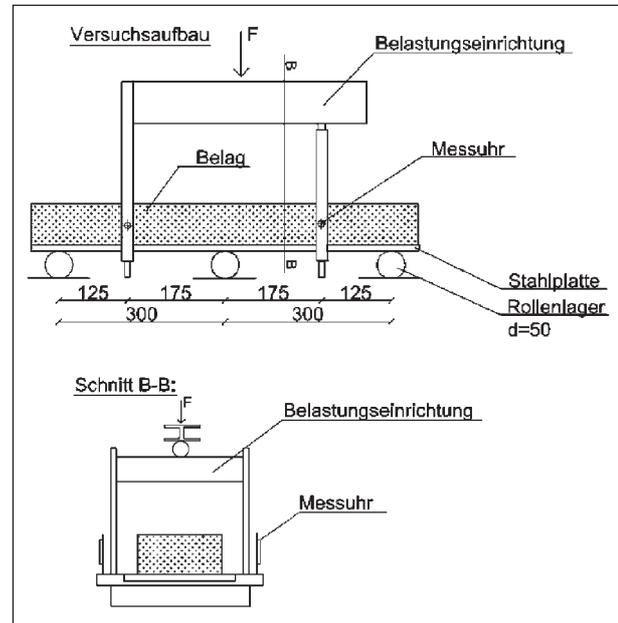


Bild 121: Probekörper und Versuchsaufbau für die Dauerschwellbiegeprüfung (nach [129])

Schicht	Testverfahren (Materialkennwerte)	Anforderungen	Vorschrift/Norm	
Dichtungsschicht	chemische, physikalische und technologische Prüfungen (in Abhängigkeit von der verwendeten Dichtungsschicht; vgl. Tabelle 1, TL-BEL-ST)	abhängig von der Art der Prüfung/Prüfgröße und der Art der Dichtungsschicht (vgl. Tabelle 3, TL-BEL-ST)	TL-BEL-ST, TP-BEL-ST	
	am Gesamtsystem: thermische Belastungsprüfung (in Abhängigkeit von der verwendeten Dichtungsschicht; vgl. Tabelle 1, TL-BEL-ST)	abhängig von der Art der Prüfung/Prüfgröße und der Art der Dichtungsschicht (vgl. Tabelle 3, TL-BEL-ST)	TL-BEL-ST, TP-BEL-ST	
	am Gesamtsystem: Dauerschwellbiegeprüfung	keine Ablösung bzw. Schichten-trennung nach 1 Mio. Lastspielen	TL-BEL-ST, TP-BEL-ST	
Schutz- und Deckschicht (i. d. R. Gussasphalt)	Zusammensetzung (Sieblinie, Bindemittelgehalt, Bindemittelart/-sorte)	ZTV Asphalt-StB; ZTV-BEL-ST	ZTV Asphalt-StB; ZTV-BEL-ST	
	Verformungsverhalten	statische Stempeleindringtiefe (Gussasphalt)	1,0 - 3,5 mm (nach 30 min) ≤ 0,4 mm (Zunahme nach weiteren 30 min)	ZTV Asphalt-StB, TP Asphalt-StB, Teil 20
		dynamischer Eindringversuch mit ebenem Stempel (Gussasphalt)	Bewertungshintergrund	TP Asphalt-StB, Teil 25A
	Kälteverhalten (Abkühlungsversuch, Zugversuch, Relaxationsversuch, Retardationsversuch)		Technische Prüfvorschrift – Verhalten von Asphalt bei tiefen Temperaturen	
	Ermüdungsverhalten		DIN EN 12697-24; TP A-StB (Zugschwellversuch) – Entwurf; ALP A-StB (dynamischer Spaltzugversuch) – Entwurf	
Verarbeitbarkeit				

Tab. 6: Testverfahren, Anforderungen und Vorschriften für Brückenbeläge auf Stahl

Längsrippen über zwei Felder (Achsabstand von 300 mm) und ist daher bauteil- (praxis-)nah. Die Dauerschwellbiegeprüfung wird mit einer sinusförmigen Belastungsfunktion mit konstanter Lastamplitude zwischen den Scheitelwerten F_G (Grundlast) und F_O (Oberlast) mit einer Frequenz von 2 Hz bei Raumtemperatur $20\text{ °C} \pm 3\text{K}$ durchgeführt. Für diese Prüfung wird ein Belastungskollektiv (vgl. Bild 122) verwendet, welches anhand von Bauwerksmessungen ermittelt wurde und die Belastung in der Praxis durch unterschiedlich schwere Lkw, Lastzüge etc. realitätsnah darstellt. Bei der Prüfung wird die Probe 100-mal mit den Teilkollektiven bestehend aus insgesamt 10.000 Lastwechseln (Aufteilung gemäß Bild 122) beansprucht; insgesamt 1 Mio. Lastwechsel. Die dargestellten Durchbiegungen von 0,45 bis 0,95 mm werden am blanken Stahlblech eingestellt und so die relevanten Kräfte für die Oberlast ermittelt. Erst danach wird auf den Probekörper der Belag aufgebracht. Durch dieses Vorgehen wird die mittragende Wirkung des Brückenbelages, bestehend aus Abdichtung und Deckschicht, berücksichtigt.

Ebenso wie in der Praxis werden bei sehr stark mittragenden Belägen geringere Durchbiegungen während der Prüfung erreicht. Die Auswertung erfolgt bislang ausschließlich qualitativ. Der Versuch erlaubt die Feststellung von Schwachstellen und einen Vergleich mit anderen geprüften Proben bzw. Systemen, die sich in der Praxis bewährt oder nicht bewährt haben.

Eine weitere Prüfung des Gesamtsystems ist die thermische Belastungsprüfung mit anschließender Prüfung der Abreißfestigkeit. Dabei erfolgt die Prüfung an Proben, die nach einer vorgegebenen Temperatur-Zeitkurve einer thermischen Belastungsprüfung unterzogen werden und bei denen danach

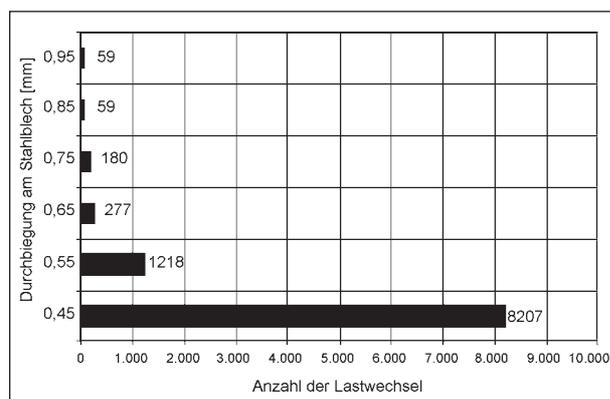


Bild 122: Modifiziertes Belastungskollektiv der Dauerschwellbiegeprüfung

verschiedene Prüfungen, u. a. für die Abreißfestigkeit in einem kraftgesteuerten Abreißversuch nach DIN 51220 und mit anschließender Beurteilung nach ISO 4624, durchgeführt werden. Diese Prüfung wurde im Rahmen des Projektes nicht durchgeführt, da diese nur für die Beurteilung der thermischen Belastbarkeit sowie die Abreißfestigkeit von den verschiedenen Dichtungsschichten vorgesehen ist.

5.1.3 Zielsetzung und Untersuchungsprogramm

Die starke Temperaturabhängigkeit des Asphaltbelages stellt bei der Ermittlung des Steifigkeitsbeitrages des Asphaltes für das Verbundsystem Stahl-fahrbahntafel-Asphaltbelag ein Problem dar. Für die Lösung dieses Problems bieten sich die folgenden möglichen Varianten an, bei denen diese Temperaturabhängigkeit geringer ausgeprägt ist:

- Verbesserung der Verbundwirkung – Verwendung von PmB 25A als Bindemittel im Gussasphalt (vgl. Kapitel 5.3),
- Verbesserung der Verbundwirkung – hohlraumreiches Asphalttraggerüst mit nachträglicher Verfüllung (HANV) (vgl. Kapitel 5.4),
- weitere Maßnahmen, vgl. Kapitel 5.5.

Für die beiden aufgeführten Maßnahmen mit dem Ziel der Verbesserung der Verbundwirkung wurden Pilotuntersuchungen durchgeführt, um das Mischgut (Gussasphalt 0/11S mit PmB 45A) der Schutz- und Deckschicht gemäß den ZTV-BEL-ST 92 zu optimieren bzw. zu ersetzen. Die in den folgenden Kapiteln vorgestellten Untersuchungen zielen darauf ab, die Verbundwirkung durch den Einsatz von PmB 25A als Bindemittel im Gussasphalt sowie HANV im Vergleich zu dem bisher im Gussasphalt eingesetzten PmB 45A zu verbessern und dies für verschiedene Temperaturen (-5 °C , 20 °C und 50 °C) nachzuweisen.

Die Untersuchungen betreffen die Ermittlung

- des Verhaltens der verschiedenen Asphalte mittels Kleinteilversuchen (z. B. dynamischer Stempelpeneindringversuch, Biegezugversuch), d. h. Untersuchungen am Mischgut,
- des Verhaltens des Gesamtsystems mit bauteilähnlichen Versuchen (z. B. dem Dauerschwellbiegeversuch), d. h. am Verbundsystem Stahl-fahrbahntafel-Asphaltbelag.

Hinsichtlich der weiteren Maßnahmen (Aufhellung der Deckschicht und Einsatz von Asphaltbewehrung; vgl. Kapitel 5.5), die zu einer Reduzierung der Temperaturabhängigkeit sowie zur Verbesserung des Verbundsystems von Stahlbahnplatte und Asphaltbelag, vor allem bei hohen Temperaturen, beitragen können, wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens keine labortechnischen Untersuchungen durchgeführt, da diese Möglichkeiten auch bei den beiden anderen untersuchten Varianten (Gussasphalt mit PmB 25A und HANV) zusätzlich eingesetzt werden können.

Alle untersuchten möglichen neuen Bauweisen sowie Modifikationen des Standardsystems werden mit einem Referenzsystem verglichen, um zu prüfen, ob diese neuen Systeme oder Modifikationen mindestens die gleichen oder bessere Eigenschaften als das Referenzsystem, hinsichtlich der Haltbarkeit/Dauerhaftigkeit des Asphaltbelages (Deck- und Schutzschicht) als auch des Gesamtsystems, aufweisen. Hierdurch sind auch stets Vergleiche mit dem Stand der Technik möglich. Bei den Auswertungen der Untersuchungen bzw. Prüfungen werden daher auch für alle untersuchten Varianten keine Absolutwerte dargestellt, sondern immer nur Verhältniswerte zwischen den Ergebnissen des Referenzsystems und den jeweils untersuchten Varianten.

5.2 Standard-/Referenzsystem

5.2.1 Allgemeines

Gemäß den ZTV-BEL-ST 92 wird als Standard- bzw. Referenzsystem hinsichtlich des Belagsaufbaus bei Stahlbrücken (ohne Berücksichtigung der Dichtungsschicht) eine Ausführung der Schutz- sowie auch der Deckschicht aus Gussasphalt 0/11S mit einem PmB 45A als Bindemittel eingesetzt. Die Zusammensetzung (Korngrößenverteilung, Bindemittelart, -sorte, -gehalt) des Gussasphaltes orientiert sich an den Anforderungen der ZTV Asphalt-StB 01 sowie der ZTV-BEL-ST 92.

5.2.2 Untersuchungen am Mischgut

Im Rahmen der Eignungs- sowie der Erweiterten Eignungsprüfung wurden an dem Mischgut verschiedene Untersuchungen der Zusammensetzung, beispielsweise hinsichtlich Verformungsbeständigkeit bei Wärme und/oder Kälteverhalten, durchgeführt. Für die vergleichende Beurteilung

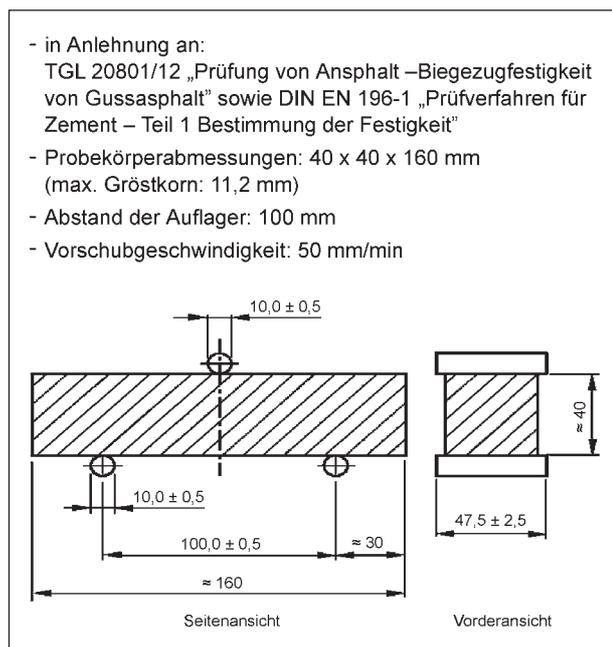


Bild 123: Prüfbedingungen und Versuchsanordnung bei den Biegezugversuchen

wurden jedoch nur die Ergebnisse der Biegezugversuche herangezogen. Da bei diesem Projekt insbesondere ein Vergleich der unterschiedlichen Bauweisen gegenüber dem Referenzsystem von Interesse ist, wurden jeweils die Verhältniswerte zwischen den Ergebnissen der modifizierten Bauweisen und des Referenzsystems berechnet.

Die Biegezugversuche wurden an Asphaltprismen gemäß den Angaben in Bild 123 durchgeführt, um die Biegezugfestigkeit und die Bruchdehnung bei verschiedenen Temperaturen zu ermitteln. Gemäß der DIN EN 196-1 bzw. der TGL 20801/12 sollen die notwendigen Prüfkörper (Prismen mit den Abmessungen: 40 x 40 x 160 mm) für die Biegezugversuche in Formen hergestellt werden. Allerdings zeigte sich bereits in vorangegangenen Projekten, dass speziell die Gussasphaltproben bei dieser Herstellungsart einen relativ hohen Hohlraumgehalt sowie infolge des Größtkorns eine unebene Oberfläche aufwies. Aus diesem Grund wurden für die Versuche am Referenzsystem als auch den beiden Varianten Platten mit definierten Abmessungen (26 x 32 cm) sowie einer Höhe von 4 cm hergestellt, aus denen die Prismen ausgesägt wurden.

Die Materialkennwerte, wie Biegezugfestigkeit σ_B und Bruchdehnung ε_B , können aus der aufgezeichneten Bruchlast P sowie der Durchbiegung beim Bruch ermittelt werden, siehe Bild 124.

$$\sigma_B = \frac{3 \cdot P \cdot L}{2 \cdot b \cdot h^2} \quad [\text{N/mm}^2]$$

mit P = Bruchkraft [N]
 L = Stützweite (100 m) [mm]
 b = Breite [mm]
 h = Höhe [mm]
 σ_B = Biegezugfestigkeit [N/mm²]

$$\varepsilon_B = 6 \cdot \frac{h \cdot D}{L^2} \cdot 100 \quad [\%]$$

mit D = Durchbiegung in Balkenmitte beim Bruch

Bild 124: Berechnung der Biegezugfestigkeit sowie der Bruchdehnung

Die Prüfung wurde bei drei unterschiedlichen Temperaturen (-5 °C, +20 °C, +50 °C) mit jeweils mindestens 4 Probekörpern durchgeführt.

Hinsichtlich der Anforderungen an Brückenbeläge sind hohe Biegezugfestigkeiten sowie hohe Bruchdehnungen als positiv zu beurteilen. Die hohen Biegezugfestigkeiten lassen eine hohe Steifigkeit des Belages und somit geringere Durchbiegungen des Gesamtsystems – Fahrbahntafel und Belag – erwarten, während eine hohe Bruchdehnung sich positiv bezüglich der aufnehmbaren bzw. ertragbaren Verformungen, ohne das Risse im Belag auftreten, auswirkt, wodurch die Dauerhaftigkeit sowie auch das Verbundverhalten des Gesamtsystems positiv beeinflusst werden. Während die Biegezugfestigkeit vor allem bei höheren Temperaturen von Interesse ist, spielt die Bruchdehnung im Bereich der mittleren und niedrigeren Temperaturen als Beurteilungskriterium die größere Rolle, weil aufgrund des temperaturabhängigen Verhaltens von Asphalt die Steifigkeit mit zunehmender Temperatur zunimmt, aber auch die Neigung zur Rissbildungen bereits bei kleinen Durchbiegungen steigt.

Allerdings ist bei den ermittelten Ergebnissen zu berücksichtigen, dass die Versuche ausschließlich weggesteuert durchgeführt werden, während in der Praxis die Beanspruchungen im Allgemeinen „kraft-geregelt“ erfolgen. Das bedeutet, dass in der Praxis in Abhängigkeit von der vorhandenen Belastung infolge Verkehrs sich die Durchbiegung in Abhängigkeit von der Steifigkeit bzw. der mittragenden Wirkung des Belages einstellt. Bei den weggeregelten Prüfungen wird dagegen diesen Probekörpern eine Durchbiegung „aufgezwungen“, die sie in der Praxis nie erreichen, wodurch Risse bei bereits niedrigeren Kräften eintreten. Demzufolge ist anhand der Durchbiegung bei Probenriss keine Aussage bzgl. des Rissverhaltens in der Praxis möglich.

5.2.3 Untersuchungen am Gesamtsystem

Das Gesamtsystem, bestehend aus Stahlplatte, Dichtungs-, Schutz- und Deckschicht, wurde mit einem „modifizierten“ Dauerschwellbiegeversuch geprüft. Um das Verhalten des gesamten Verbundsystems Stahl-Belag zu prüfen, wurden mit speziell hergestellten Probekörpern sowohl (quasi)-statische als auch dynamische Versuche bei verschiedenen Temperaturen durchgeführt.

Probekörperherstellung

Die Probekörper zur Untersuchung des Gesamtsystems wurden in Anlehnung an die TP-BEL-ST ähnlich den Probekörpern für die Dauerschwellbiegeprüfung hergestellt. Hierfür wurde zuerst auf den entrosteten und sandgestrahlten Stahlplatten mit den Abmessungen 700 x 200 x 12 mm eine Dichtungsschicht der Bauart 1 (vgl. Bild 120) gemäß der ZTV-BEL-ST 92 aufgebracht. Anschließend wurden darauf die Schutzschicht aus Gussasphalt mit PmB 45A (Referenzsystem) sowie darauf die Deckschicht aus Gussasphalt eingebaut. Die Schutz- und Deckschicht wurden in einer Dicke von jeweils 3,5 cm über die gesamte Länge der Stahlplatte von 700 mm und über eine Breite von 150 mm eingebaut. Die Reduktion der Breite gegenüber der Stahlplattenbreite von 200 mm auf 150 mm war erforderlich, um den Schalrahmen zum Einbau des Asphaltes befestigen zu können.

Versuchsdurchführung/Versuchsparameter

Die Prüfung der Systemproben umfasst je Variante (gesamt drei Varianten; Referenz- und zwei Vergleichssysteme) und je Temperaturstufe (-5 °C, +20 °C, +50 °C) zwei Probekörper.

Mit der gewählten Temperaturabstufung soll das bekanntermaßen stark temperaturabhängige Verhalten des Asphalts untersucht werden. Neben Referenzversuchen bei Raumtemperatur (ca. 20 °C) wurden Versuche im sog. Tieftemperaturbereich bei ca. -5 °C und im für Asphaltfahrbahnen im Sommer üblichen Temperaturbereich unter Sonneneinstrahlung bei ca. 50 °C durchgeführt. Die Versuchsanordnung sah abweichend von den TP-BEL-ST 92 keine indirekte Lasteinleitung über das Stahlblech, sondern eine Lasteinleitung direkt über den Asphalt vor, s. Bild 125 (Prinzipskizze) und Bild 126. Im Gegensatz zur Prüfung gemäß den TP-BEL-ST 92 stand nicht die Überprüfung der Verbundfestigkeit zwischen Asphalt und Stahlplatte im Vordergrund,

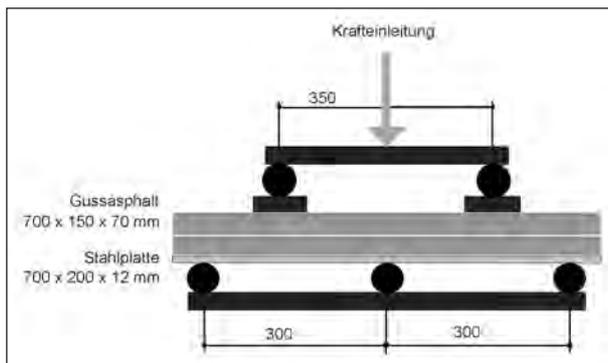


Bild 125: Prinzipskizze – Prüfkörper und Lasteinleitung für die Systemuntersuchungen



Bild 126: Prüfkörper und Lasteinleitung für die Systemuntersuchungen

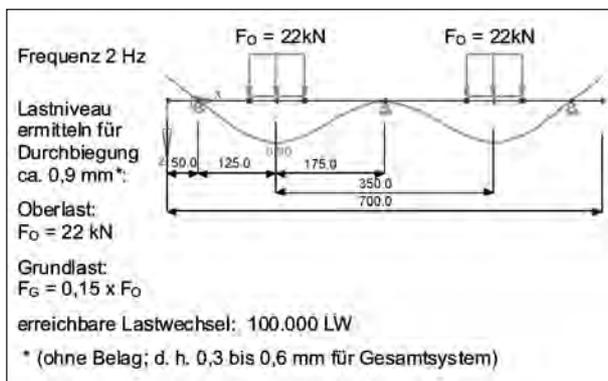


Bild 127: Spezifikation für die Dauerschwellbiegeprüfung

sondern die Überprüfung der Dauerhaftigkeit des Belags am Gesamtsystem im Hinblick auf Rissbildung. Des Weiteren wurde auch eine flächige Lasteinleitung, anstelle der linearen, angeordnet, um lokale Eindrückungen im Asphalt infolge zu hoher Spannungen im Bereich der Lasteinleitung vor allem bei hohen Temperaturen zu vermeiden.

Bild 127 liefert die Spezifikation für die durchgeführten Dauerschwellbiegeprüfungen. Die Bestimmung der Oberlast erfolgte dabei anhand eines Verformungskriteriums, wonach sich der Stahlpro-

bekörper ohne Belag ca. 0,9 mm maximal durchbiegen soll, womit gleichzeitig am Gesamtsystem mit Verformungen von ca. 0,3 bis 0,6 mm gerechnet werden kann (bei Raumtemperatur). Die Unterlast wird mit 15 % der Oberlast angesetzt.

Bei den Prüfungen bei den anderen Temperaturen musste die Oberlast im Hinblick auf die Standfestigkeit des Belags angepasst werden.

Quasistatische Prüfungen

Vorbereitend auf die dynamischen Dauerschwellbiegeversuche wurden zunächst statische (bzw. quasi-statische) Versuche durchgeführt, um die Wirksamkeit der unterschiedlichen Belagsarten auf die Standfestigkeit sowie das Verbundverhalten bei verschiedenen Temperaturen zu quantifizieren.

Die „quasistatischen Prüfungen“ wurden für die folgenden drei Temperaturen durchgeführt:

- $-5 \text{ }^\circ\text{C}$,
- $+20 \text{ }^\circ\text{C}$ und
- $+45 \text{ }^\circ\text{C}$ (aus versuchstechnischen Gründen wurde der Sollwert von $+50 \text{ }^\circ\text{C}$ in der Klimakammer nicht erreicht).

Da sich im Rahmen von Vorversuchen gezeigt hatte, dass bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$ als auch $-5 \text{ }^\circ\text{C}$ eine Erhöhung der Oberlasten gegenüber der Prüfung bei $45 \text{ }^\circ\text{C}$ sinnvoll ist, um die Unterschiede in den Durchbiegungen zwischen den Varianten besser zu erkennen, wurden die Prüfungen mit verschiedenen Oberlasten durchgeführt.

Die Versuche bei Temperaturen von $-5 \text{ }^\circ\text{C}$ und $+20 \text{ }^\circ\text{C}$ wurden nach dem in Bild 128 dargestellten Last-Zeit-Verlauf mit einer Oberlast von 50,0 kN und einer Grundlast von 2,0 kN durchgeführt. Bei $45 \text{ }^\circ\text{C}$ wurde die Grundlast von 2,0 kN beibehalten, aber die Oberlast auf 15 kN „abgesenkt“, da dies sonst zu lokalen Verformungen der Probekörper im Bereich der Lasteinleitung geführt hätte.

Das Aufbringen der Lasten (Druckkräfte) hatte dabei den folgenden Zeitablauf (s. auch Bild 128):

- 2 kN bis 50 kN (bzw. 15 kN bei $45 \text{ }^\circ\text{C}$): 2,5 min,
- 50 kN (bzw. 15 kN bei $45 \text{ }^\circ\text{C}$) (Halten): 1 min,
- 50 kN (bzw. 15 kN bei $45 \text{ }^\circ\text{C}$) bis 2 kN: 2,5 min,
- 2 kN (Halten): 0,5 min.

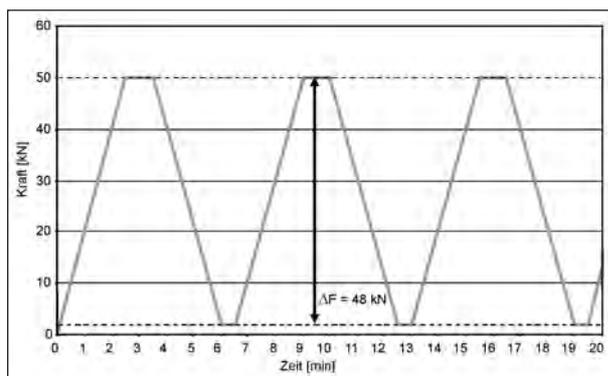


Bild 128: Last-Zeit-Verlauf für „quasistatische“ Prüfungen bei -5 °C und $+20\text{ °C}$

Dieser Ablauf (s. Bild 128 für -5 °C und 20 °C) wurde insgesamt dreimal durchfahren. Für die Temperatur von 45 °C ergibt sich ein ähnlicher Verlauf, dessen Maximum nicht bei 50 kN , sondern bei 15 kN , liegt.

Dynamische Versuche

Das Versuchsprogramm für die Dauerschwellbiegeversuche wurde in mehreren Schritten entwickelt.

Als ein Schwachpunkt wurde das Lastniveau, unter welchem die Probe bei -5 °C überhaupt reißt, vermutet. Dazu wurde eine stufenweise Erhöhung der Oberlast je 100.000 LW vorgenommen, da diese Temperatur als kritisch hinsichtlich der Rissbildung anzusehen ist. Insgesamt wurden dazu 7 Prüfungen mit einer Laststeigerung von 22 kN bis zu 70 kN durchgeführt. Erst bei einer Oberlast von 70 kN ($10,25\text{ kN}$ Unterlast) stellte sich über der Mittelstütze, im Bereich des max. Stützmomentes, nach ca. 75.000 Lastwechseln ein Riss ein.

Bis zu der Laststufe mit einer Oberlast von ca. 50 kN ist ein nahezu gleichmäßiger Anstieg der gemessenen Verformungen in Abhängigkeit von der Laststufe festzustellen. Ab der Laststufe mit einer Oberlast von 70 kN ist die Verformung bereits zu Versuchsbeginn wesentlich höher und führt im weiteren Verlauf auch zum Riss im Probekörper.

Bei zwei weiteren Probekörpern mit PmB 45A als Bindemittel trat kein Versagen durch einen Riss über der Mittelstütze wie beim ersten Probekörper auf, sondern die Probekörper versagten im Bereich der Dichtungsschicht (Verbundfuge) – vgl. Bild 129 und Bild 130.

Aufgrund des Versagens der beiden Probekörper mit PmB 45A als Bindemittel in der Verbundfuge wurden die Verbundfugen der einzelnen Proben

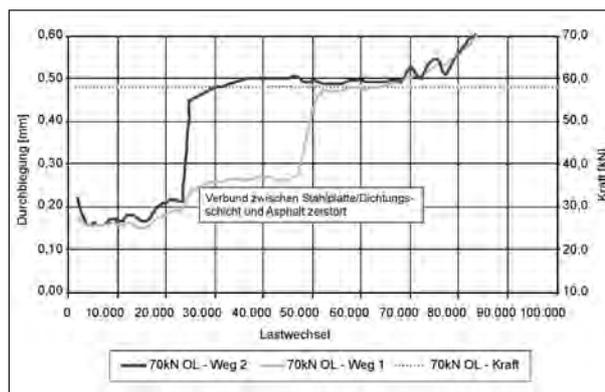


Bild 129: Verlauf der Verformungen eines GA mit PmB 45A in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel (Temperatur: -5 °C)



Bild 130: Versagen in der Verbundfuge

aufgetrennt und es wurde versucht, über Sichtprüfung einen Zusammenhang zwischen Qualität und Versagen zu erkennen. Allerdings konnte dabei nicht auf das unterschiedliche Verbundverhalten, welches durch die Versuche vermittelt wurde, geschlossen werden.

5.2.4 Bewertung der Maßnahme

Die Bewertung der Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen am Mischgut mit den unterschiedlichen Systemen und Varianten erfolgt relativ zu den Ergebnissen des Referenzsystems (Gussasphalt mit PmB 45A). Aus diesem Grund werden die Verhältniswerte der Ergebnisse in den Kapiteln 5.3.2 und 5.4.2 dargestellt.

5.3 Verwendung von PmB 25A als Bindemittel im Gussasphalt

5.3.1 Allgemeines

Gemäß den ZTV-BEL-ST 92 ist als Regelbauweise der Einsatz von Gussasphalt 0/11S mit PmB 45A

als Bindemittel vorgesehen. Allerdings werden auch beim Einsatz dieses polymermodifizierten Bindemittels in der Praxis häufig Spurrinnen im Bereich der Rollspuren beobachtet. Um die Spurrinnenbildung zu reduzieren bzw. zu verhindern, ist man bestrebt, die Viskosität des Gussasphaltes vor allem bei hohen Temperaturen durch den Einsatz von härteren Bindemitteln zu erhöhen. Allerdings wird bei dem Einsatz von Bindemitteln höherer Viskosität auch erwartet, dass sich diese negativ auf die Tieftemperatureigenschaften des Asphaltbelages auswirken und somit mit einer höheren Wahrscheinlichkeit bzgl. des Auftretens von Rissen im Gussasphalt infolge mangelnden Kälte- und/oder Ermüdungsverhaltens gerechnet werden muss.

In einem am Institut für Straßenwesen der RWTH Aachen durchgeführten Projekt mit dem Thema „Vergleichende Untersuchungen des Tieftemperaturverhaltens und der Standfestigkeit von Gussasphaltbelägen mit verschiedenen Bindemitteln“ [34] konnte durch die Variation unterschiedlicher Bindemittel bei Gussasphalt – allerdings nur an Kleinteilproben und ohne Berücksichtigung der abkühlungsbedingten inneren Spannungen – bereits nachgewiesen werden, dass durch den Einsatz von „härteren“ polymermodifizierten Bitumen sich nicht nur die Verformungsbeständigkeit des Belages erhöht. Vielmehr konnte auch gezeigt werden, dass bei Verwendung dieser Bindemittel die Rissgefahr bei niedrigen Temperaturen sowie die Gefahr von Ermüdungsrissen nicht höher sind als bei den Bitumen, die bisher entsprechend der Vorschrift verwendet werden.

Bereits in [35] konnte zudem durch Zug- und Abkühlversuche gezeigt werden, dass sich durch den Einsatz von polymermodifiziertem Bitumen im Asphalt im Vergleich zu Normbitumen mit Trinidad-Epuré die Bruchdehnung und auch die Zugfestigkeitsreserve erhöhen. Allerdings wurde auch festgestellt, dass die beiden unterschiedlich harten polymermodifizierten Bitumen praktisch die gleiche Bruchtemperatur haben.

Für die Praxis bedeutet dieses Ergebnis, dass man zur Erhöhung der Standfestigkeit der Gussasphaltbeläge bei hohen Temperaturen mit großer Wahrscheinlichkeit auch ein härteres PmB einsetzen kann, ohne das Risiko von Rissen infolge des Tieftemperaturverhaltens zu erhöhen. Allerdings sollte dies im Rahmen einer Erweiterten Eigenschaftsprüfung vor der Maßnahme nachgewiesen werden.

Der Gussasphalt mit PmB 25A ist inzwischen auf einigen Stahlbrücken (z. B. der Schönwasserparkbrücke im Zuge der A 57 bei Krefeld, der Hochbrücke im Zuge der A 1 bei Leverkusen und der Wiehltalbrücke im Zuge der A 4) wegen seiner verbesserten Standfestigkeit bei hohen Temperaturen und der damit verbundenen Verringerung der Gefahr von Spurrinnenbildung eingesetzt worden. Bisher liegen damit keine negativen Erfahrungen vor.

5.3.2 Untersuchungen am Mischgut

Die im Rahmen des Projektes durchgeführten dynamischen Stempel Eindringversuche an Gussasphalt mit PmB 25A als Bindemittel zeigten im Vergleich zu den Proben mit PmB 45A als Bindemittel nur ein minimal besseres Verhalten hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen. Da aber aus anderen Versuchen sowie den Praxiserfahrungen bekannt ist, dass sich durch den Einsatz eines höher viskosen Bindemittels die Verformungseigenschaften positiv beeinflussen lassen, wurde hier auf die Darstellung bzw. Angabe der Ergebnisse verzichtet.

Auch für die Biegezugversuche beim Gussasphalt mit PmB 25A als Bindemittel wurden keine Prismen hergestellt, sondern wie zuvor bereits erläutert Platten mit den Abmessungen 26 x 32 cm sowie einer Höhe von 4 cm, aus denen die Prismen ausgesägt wurden. Die Versuchsdurchführung sowie die Randbedingungen für diesen Versuch wurden bereits im Kapitel 5.2.2 vorgestellt.

Der Gussasphalt 0/11S mit dem PmB 25A wurde mit der gleichen Korngrößenverteilung sowie dem gleichen Bindemittelgehalt wie der Gussasphalt mit PmB 45A hergestellt. Dadurch wurden die Eigenschaften ausschließlich durch das eingesetzte Bindemittel beeinflusst.

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass bei einem Gussasphalt mit PmB 25A als Bindemittel im Vergleich zu dem „Standard“-Gussasphalt mit PmB 45A eine Erhöhung der Biegezugfestigkeit um den Faktor von ca. 1,7 bei hohen Temperaturen (50 °C) festgestellt wurde. Die Bruchdehnung war im Bereich von -5 °C nahezu identisch.

5.3.3 Untersuchungen am Gesamtsystem

Aufgrund der Erfahrungen mit den Gussasphaltproben mit dem PmB 45A als Bindemittel wurden nicht alle Parameter an dieser Gussasphaltvariante un-

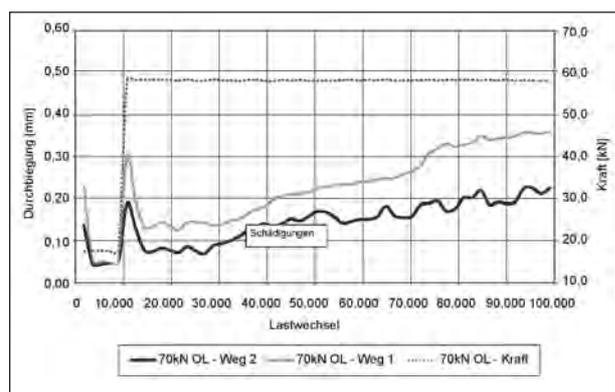


Bild 131: Verlauf der Verformungen eines GA mit PmB 25A in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel (Temperatur: -5 °C)

tersucht. Des Weiteren zeigten sich auch bei den Gussasphaltproben mit PmB 25A als Bindemittel Risse in der Verbundfuge unterhalb der Pufferschicht, sodass diese Proben auch nicht für eine Beurteilung herangezogen werden konnten.

Mit den am PmB 45A erprobten bzw. eingestellten Versuchsparametern für die dynamischen Versuche wurde auch ein Probekörper mit Gussasphalt und PmB 25A als Bindemittel bei einer Temperatur von -5 °C mit $F_0 = 70\text{ kN}$ ($F_U = 10,25\text{ kN}$) getestet. Der Verformungsverlauf, siehe Bild 131, lässt Schädigungen erkennen, aber keinen Bruch und kein Versagen in der Verbundfuge, wie beim Gussasphalt mit PmB 45A.

5.3.4 Bewertung der Maßnahme ‚Gussasphalt mit PmB 25A‘

Die Untersuchungen am Mischgut zeigten, dass der Gussasphalt mit PmB 25A als Bindemittel Vorteile gegenüber dem Referenzsystem vor allem hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit sowie der Steifigkeit bei hohen Temperaturen bietet.

Die Untersuchungen am Gesamtsystem lieferten keine aussagekräftigen Ergebnisse.

Aufgrund der ausschließlich von den Untersuchungen am Mischgut vorliegenden aussagekräftigen als auch vergleichbaren Ergebnisse ist eine Bewertung dieser Variante zur Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelages nicht abschließend möglich. Hierzu war von den Untersuchungen am Gesamtsystem eine höhere Aussagekraft bzgl. der Zielsetzung der Untersuchungen erwartet worden. Diese kann ggf. durch eine optimiertere Versuchsdurchführung einschließlich der

Instrumentierung (s. Kapitel 5.6.3) bei zukünftigen Projekten verbessert werden.

Allerdings wird diese Variante der Deckschichtoptimierung bereits seit einiger Zeit erfolgreich bei Stahlbrücken eingesetzt.

5.4 Hohlraumreiches Asphaltträgergerüst mit nachträglicher Verfüllung (HANV)

5.4.1 Allgemeines

Hinter dem Begriff „HANV“ verbirgt sich ein hohlraumreiches Asphaltträgergerüst, bestehend aus einer Sieblinie mit Ausfallkörnung (vergleichbar mit der für einen Offenporigen Asphalt) und einem zur Verklebung der Gesteine ausreichenden Bindemittelgehalt, bei welchem die Hohlräume nachträglich durch ein flexibilisiertes Epoxidharz verfüllt werden und somit eine dichte, wasserundurchlässige Schicht entsteht.

Im Rahmen von Pilotprojekten wurde dieser Belag bereits in Berlin, Brandenburg und Nordrhein-Westfalen (Düsseldorf), allerdings bisher nur auf Betonbrücken, als kombinierte Dichtungs- und Schutzschicht eingebaut. Darauf wurden dann z. B. bei der Baumaßnahme in Berlin eine Zwischenschicht aus Splittmastixasphalt 0/16S sowie eine Deckschicht aus Splittmastixasphalt 0/11S aufgebracht. Darüber hinaus ist das HANV auch bei besonders kritischen Punkten in Strecken zur Erhöhung der Standfestigkeit, z. B. Bushaltestellen, mit Erfolg zum Einsatz gekommen.

Das Ziel bei der Entwicklung dieser Bauweise war es, eine weitere Instandsetzungsmethode zu schaffen, die die Anforderungen an die Bauarten nach den ZTV-BEL-B weitgehend erfüllt und zu einer Verkürzung der Ausführungszeiten für die Belagsarbeiten beitragen kann. Des Weiteren weist diese Bauweise durch das verformungsbeständige Asphaltgerüst, welches nachträglich mit flexibilisiertem Epoxidharz verfüllt wird, auch einen hohen Verformungswiderstand auf.

Bei dieser Bauweise wird auf Betonbrücken das hohlraumreiche Asphaltträgergerüst als Dichtungsschicht mit einer Schichtdicke von mindestens 2 bzw. 3 cm je nach Größtkorn des eingesetzten Mischgutes eingebaut und direkt hinter dem Fertiger, im warmen Zustand, mit flexibilisiertem Epoxidharz verfüllt. Auf eine zusätzliche Verdichtung des

hohlraumreichen Asphaltträgergerüsts mit Walzen kann dabei verzichtet werden.

Durch den Einsatz des HANV wird neben der höheren Steifigkeit und Verformungsbeständigkeit des Aufbaus bei höheren Temperaturen sowie der Fähigkeit bei tiefen Temperaturen, auch die Aufnahme von größeren Dehnungen ohne Risse erwartet. Alle weiteren Anforderungen, wie beispielsweise Dichtigkeit, müssen ebenfalls erfüllt sein. Aufgrund seiner Eigenschaften (vor allem wegen der Fähigkeit zur Aufnahme von größeren Dehnungen) scheint das HANV für den Einsatz auf Stahlbrücken besonders geeignet zu sein.

Im Rahmen des vorliegenden Projektes wurde geprüft, ob die Bauweise des hohlraumreichen Asphaltträgergerüsts mit nachträglichem Verguss (HANV) bei Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten zum Einsatz kommen kann. Unabhängig von den Untersuchungen in diesem Projekt existieren viele Variationsmöglichkeiten beim Einsatz von HANV, z. B. als Schutzschicht mit Gussasphalt als Deckschicht oder als Deck- und als Schutzschicht, als auch der direkte Einsatz als Dichtungsschicht sowie auch hinsichtlich der Sieblinie des verwendeten Größtkorns und des verwendeten Epoxidharzes. Bei den hier vorgestellten Untersuchungen wurde exemplarisch nur eine Variante der Korngrößenverteilung mit einer maximalen Korngröße von 5 mm, jedoch mit unterschiedlichen bitumenhaltigen Bindemitteln als auch verschiedenen flexibilisierten Epoxidharzen untersucht. Die Untersuchungen am Gesamtsystem wurden mit einer Dichtungsschicht der Bauart 1 und mit HANV als Schutzschicht sowie einer Deckschicht aus Gussasphalt mit PmB 25A als Bindemittel durchgeführt.

Die Herstellung der Probekörper erfolgte in Anlehnung an die bereits aus der Praxis vorliegenden Erfahrungen [38]. Diese beruhen auf den o. g. für die Betonbrücken durchgeführten Untersuchungen.

Das für die Untersuchungen verwendete exemplarische hohlraumreiche Asphaltträgergerüst für das HANV wies die folgenden Daten auf:

- Größtkorn: 5 mm (in Anlehnung an [38]),
- Bindemittel: Bitumen 50/70,
- Bindemittelgehalt: 5,5 M.-%,
- Hohlraumgehalt: ca. 24 Vol.-%.

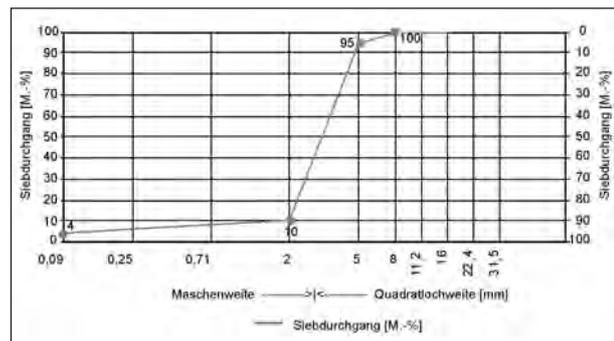


Bild 132: Korngrößenverteilung des hohlraumreichen Asphaltträgergerüsts 0/5



Bild 133: Probekörperherstellung: Verfüllung des hohlraumreichen Asphaltträgergerüsts mit flexibilisiertem Epoxidharz (HANV)



Bild 134: Fertiger Probekörper: hohlraumreiches Asphaltträgergerüst mit flexibilisiertem Epoxidharz (HANV)

Die Korngrößenverteilung des hohlraumreichen Asphaltgerüsts wurde an die Korngrößenverteilung eines offenporigen Asphalttes 0/5, vgl. Bild 132, angelehnt.

Nach der Herstellung der Probekörper im Walzsektor-Verdichtungsgerät werden diese an der Unterseite sowie an den Seiten abgedichtet und mit dem flexibilisierten Epoxidharz verfüllt, vgl. Bild 133 und Bild 134.

5.4.2 Untersuchungen am Mischgut

Eine Prüfung des Mischguts zur Beurteilung der Verformungseigenschaften des HANV bei hohen Temperaturen wurde im Rahmen des Projektes nicht durchgeführt, da die Erfahrungen aus der Praxis nur sehr geringe bzw. keine Verformungen des Mischgutes bei hohen Temperaturen erwarten lassen.

Aus dem hohlraumreichen Asphalttraggerüst, das für die Herstellung des HANV benötigt wird, wurden für die Biegezugprüfung Platten mit den Abmessungen 26 x 32 cm sowie einer Höhe von 4 cm, allerdings mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät, hergestellt. Diese Platten wurden, wie bereits zuvor erläutert, abgedichtet und mit flexibilisiertem Epoxidharz verfüllt. Aus diesen Platten wurden anschließend die Prismen herausgeschnitten.

Das HANV wurde allerdings nicht nur mit einem flexibilisierten Epoxidharz hergestellt, sondern mit insgesamt 5 unterschiedlich flexibilisierten Epoxidharzen verschiedener Shore-Härte sowie einem nicht flexibilisierten Epoxidharz. Dadurch kann überprüft werden, wie sich die unterschiedlichen Epoxidharze auf die Ergebnisse der Biegezugprüfungen auswirken.

Die untersuchten Varianten des HANV mit flexibilisiertem Epoxidharz zeigen bei niedrigen Temperaturen (-5 °C) um den Faktor 1,5-1,7 höhere Bruchdehnungen als der Gussasphalt mit PmB 45A. Allerdings weist das HANV mit reinem Epoxidharz nur ca. 80 % der Bruchdehnung des Gussasphaltes mit PmB 45A auf. Hinsichtlich der Biegezugfestigkeit bei hohen Temperaturen werden in Anhängigkeit vom eingesetzten flexibilisierten Epoxidharz nur ca. 30 bis 60 % der Biegezugfestigkeit des Referenzsystems erreicht, während das HANV mit reinem Epoxidharz ca. das 5fache der Biegezugfestigkeit des Referenzsystems erreicht.

Die Ergebnisse der Biegezugversuche an den Proben mit Gussasphalt als auch dem flexibilisierten Epoxidharz sind vergleichbar mit den Ergebnissen aus [127].

5.4.3 Untersuchungen am Gesamtsystem

Für die Untersuchungen am Gesamtsystem wurde exemplarisch das HANV nur mit dem flexibilisierten Epoxidharz mit einer Shore-A Härte von 90 (in Anlehnung an die bisherigen Praxiseinsätze) weiter betrachtet. Des Weiteren wird das HANV auch nur als Schutzschicht eingesetzt und mit einer Deck-

schicht aus Gussasphalt mit PmB 25A als Bindemittel überbaut, weil ein Einbau über die gesamte Dicke aufgrund des Preises des eingesetzten Epoxidharzes derzeit nicht wirtschaftlich ist.

Wie bei den Proben aus Gussasphalt mit PmB 45A als Bindemittel zeigten sich auch an diesen Proben Risse in der Verbundfuge unterhalb der Pufferschicht, sodass diese Proben auch nicht für eine Beurteilung herangezogen werden konnten.

5.4.4 Bewertung der Maßnahme ‚HANV‘

Die Untersuchungen am Mischgut zeigten, dass das HANV Vorteile gegenüber dem Referenzsystem vor allem hinsichtlich der aufnehmbaren Bruchdehnungen bei niedrigeren Temperaturen bietet.

Die Untersuchungen am Gesamtsystem lieferten keine aussagekräftigen Ergebnisse.

Aufgrund der ausschließlich von den Untersuchungen am Mischgut vorliegenden aussagekräftigen als auch vergleichbaren Ergebnisse ist eine Bewertung dieser Variante zur Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbelages nicht abschließend möglich. Hierzu war von den Untersuchungen am Gesamtsystem eine höhere Aussagekraft bzgl. der Zielsetzung der Untersuchungen erwartet worden. Diese kann ggf. durch eine optimiertere Versuchsdurchführung einschließlich der Instrumentierung (s. Kapitel 5.6.3) bei zukünftigen Projekten verbessert werden.

Des Weiteren kann festgehalten werden, dass bzgl. der Optimierung der Zusammensetzung des HANV in Abhängigkeit vom jeweiligen Einsatzzweck noch kein Optimum gefunden wurde und somit weiterer Forschungsbedarf besteht. Durch den Einsatz eines geeigneten flexibilisierten Epoxidharzes könne auch die aufnehmbare Bruchlast sowie die entsprechende Bruchdehnung weiter optimiert werden. Zudem ist beim HANV neben dem Einsatz als Schutz- oder Deckschicht auch der Einsatz als Dichtungsschicht möglich. Des Weiteren kann ggf. bei diesem Belag auch auf die bei der Bauart 1 der Dichtungsschicht erforderliche Pufferschicht verzichtet werden.

5.5 Weitere Maßnahmen

5.5.1 Allgemeines

Im Rahmen dieses Kapitels werden zwei weitere mögliche Maßnahmen vorgestellt, die zusätzlich zu

den in Kapitel 5.3 und 5.4 vorgestellten Maßnahmen zur Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelages angewendet werden können.

Mögliche Modifikationen am Referenzsystem, mit denen das Ziel Verbesserung der Dauerhaftigkeit des Belages und der Stahlunterkonstruktion verfolgt werden kann, sind:

1. Möglichkeiten der Aufhellung des Asphaltbelages durch geeignete Zugaben, sodass bedingt durch die Reflexion des Belages (Reflexionsbelag) die sommerliche Erwärmung und somit der Wärmeeintrag in den Asphalt sowie die Konstruktion reduziert werden.
2. die Verstärkung/Stabilisierung des Belages durch eine geeignete Asphaltbewehrung.

Wie nachfolgend dargestellt, können solche Maßnahmen zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften des Belages auch in Kombination eingesetzt werden. Diese Maßnahmen sowie Kombinationen der Maßnahmen wurden aber in die labor-technischen Untersuchungen im Rahmen dieses Projektes nicht einbezogen.

5.5.2 Aufhellung der Deckschicht

Die Möglichkeiten zur Aufhellung von bituminösen Deckschichten bestehen in der Zugabe von hellen Gesteinen in das Mischgut der Deckschicht, durch das Abstreuen der Oberfläche der Deckschicht mit hellen Splitten oder durch Oberflächenschutzschichten unter Verwendung von hellen Sanden und Splitten. Bei Gussasphalten zeigt in der Regel das Abstreuen mit Aufhellungsgesteinen eine bessere Wirkung als das Einmischen dieser Gesteine in das Mischgut, wobei beim Einmischen die Wirkung aber dauerhafter sein kann.

Helle Asphaltdeckschichten werden aufgrund der besseren Reflexion des Belages durch die Sonne weniger stark erwärmt. Dies trägt dazu bei, dass der Verformungswiderstand des Asphaltes im Sommer weniger stark abnimmt, und führt somit zur Erhöhung der Lebensdauer. In den Sommermonaten konnten auf Oberflächen von aufgehellten Fahrbahn- deckschichten zwischen 10 und 15 K niedrigere Temperaturen als bei unaufgehellten Asphalt- deckschichten gemessen werden. KLUGE und HÖHMANN [36] weisen darauf hin, dass diese Temperaturdifferenz auf den ersten Blick gering erscheinen mag, aber bei Betrachtung des Viskositätsverhaltens des Bitumens sich diese 10-15 K

bereits erheblich auswirken. Die Aufhellung der Deckschicht und die somit höhere Steifigkeit bei höheren Temperaturen könnten einen Beitrag zur Entlastung des Deckbleches und somit auch Erhöhung der Verbundsteifigkeit des Gesamtsystems liefern.

Problematisch ist derzeit allerdings noch die Vorhersage der zeitlichen Entwicklung der lichttechnischen Eigenschaften, da nicht davon auszugehen ist, dass die vorhandene Helligkeit der Deckschicht während der Nutzungsdauer konstant bleibt. Des Weiteren ist auch die Überprüfung der aufhellenden Wirkung der eingesetzten Materialien in-situ schwierig, da derzeit die Messungen zur Überprüfung und Beurteilung der Helligkeit von Fahrbahn- oberflächen ausschließlich im Laboratorium erfolgen.

Aus diesen Gründen sollte diese Variante zur Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahn- belages nur in Kombination mit anderen Varianten und zu deren Unterstützung eingesetzt werden.

5.5.3 Einbau von Asphaltbewehrung

Bereits seit den 1980er Jahren kommen Einlagen im gebundenen Oberbau oder unter Oberflächenschutzschichten mit dem Ziel einer Verlängerung der Gebrauchsdauer zum Einsatz.

In den letzten Jahren wurden auch im Ausland nennenswerte Erfolge beim Überbauen gerissener Unterlagen erzielt. In dem Arbeitspapier der FGSV (Nr. 69) [124] wird die Wirkungsweise der Asphalteinlagen beschrieben. Des Weiteren sind in dem Arbeitspapier die erforderlichen Eigenschaften der Materialien für die unterschiedlichen Einsatzbereiche zusammengestellt.

Durch die Verwendung von Asphaltbewehrung, beispielsweise in Form von Kohlefasergittern, lassen sich die Biegezugsteifigkeit des Asphaltbelages und damit auch dessen Tragfähigkeit erhöhen.

Bei Vergleichsuntersuchungen von verschiedenen Armierungssystemen hinsichtlich der Rissbildung zeigte sich, dass unabhängig vom eingesetzten Armierungssystem (Belagsvlies, Polyestergitter, vorbituminiertes Glasgitter und vorbituminiertes Glas-/ Carbon-Fasergitter) der Widerstand gegen Ermüdung unter Dauerlast mindestens auf das Doppelte im Vergleich zu einer Probe ohne Belagsarmierung anstieg. Die mit Kohlefasern armierte Probe zeigte sogar einen bis zu 35-mal höheren Widerstand

gegen Ermüdung als die unbewehrten Asphaltbeläge. Die Asphaltarmierung kann auch zur Minimierung von Reflexionsrissen (die vom Unterbau her nach oben „wachsen“) eingesetzt werden. Bei diesem Einsatzzweck zeigten in Versuchen die beiden vorbituminierten Armierungssysteme (Glasgitter und Glas-/Carbonfasergitter) die besten Ergebnisse [37].

Bei dem Einsatz von Asphaltbewehrung oder Gittern bei Stahlbrücken sollte durch die Auswahl des Materials sichergestellt werden, dass zwischen der Schutz- und Deckschicht weiterhin ein Verbund besteht. Dies kann gewährleistet werden durch nicht zu kleine Maschen im Gitter. Des Weiteren sollte auch die Haftung zwischen Gitter und Asphalt sichergestellt sein. Denn bei nicht ausreichendem Verbund der beiden Schichten sowie keiner Haftung des Asphaltes am Gitter können sich die beiden Schichten aufeinander bewegen, was wiederum Aufwölbungen und Risse zur Folge hat (vgl. Bild 135 und Bild 136).

Die Asphaltbewehrung lässt sich, wie der Reflexionsbelag, auch in Kombination mit den anderen Varianten eingesetzt. Derzeit sind die Forschungen auf diesem Themengebiet noch nicht abgeschlossen, sodass nur Zwischenergebnisse dargestellt werden können. Momentan existieren auch noch keine aussagekräftigen Untersuchungs- und Prüf-



Bild 135: Kein Verbund zwischen Schutz- und Deckschicht sowie zwischen Asphalt und Gitter



Bild 136: Risse im Belag aufgrund mangelnden Verbundes

verfahren, mit denen ein direkter Vergleich der Asphalteinlagen möglich ist. In der Entwicklung befinden sich hierzu beispielsweise anforderungsorientierte (performance-related) Prüfverfahren. Auch bei dieser Variante wurden, wie bei dem Reflexionsbelag, keine weitergehenden labortechnischen Untersuchungen durchgeführt.

Hinzu kommt, dass durch den Einsatz der Asphaltbewehrung als Ziel nicht die Erhöhung der Viskosität der Schicht und somit der Verbundsteifigkeit gesehen wird, sondern in diesem Bereich eher die bewehrende Wirkung und somit das Vermeiden von Ermüdungsrissen.

5.5.4 Bewertung der weiteren Maßnahmen

Die beiden, in diesem Kapitel vorgestellten, weiteren Maßnahmen, wie die Aufhellung der Deckschicht als auch der Einsatz von Asphaltbewehrung, können sowohl „alleine“ als auch zusätzlich zu den in Kapitel 5.3 und 5.4 aufgeführten Maßnahmen zur Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbelags eingesetzt werden.

Allerdings ist es derzeit noch nicht möglich, die Dauerhaftigkeit der aufhellenden Wirkung der Deckschicht sowie der Asphaltbewehrung quantitativ zu bewerten, sodass diese beiden Maßnahmen momentan nicht „alleine“, sondern nur zusätzlich zu den zuvor aufgeführten Maßnahmen eingesetzt werden sollten.

5.6 Schlussfolgerungen

5.6.1 Schutzziele und Anforderungen

Die Materialkennwerte der unterschiedlichen Varianten (Verhältniszahlen aus den Biegezugversuchen) können im Hinblick auf folgende Anforderungen bewertet werden:

1. Schutzanforderungen an den Belag,
2. Schutzanforderungen an das geschweißte Deckblech.

Zur Erfüllung der Schutzanforderungen an den Belag sind bei tiefen Temperaturen höhere Bruchdehnungen und Zugfestigkeiten erforderlich, die nach der Definition des Steifigkeitsmoduls aus dem Biegezugversuch (keine Anfangssteifigkeit, sondern Steifigkeit bei Bruch) einen niedrigeren Steifigkeitsmodul zur Folge haben.

Bei hohen Temperaturen liegt das Interesse dagegen bei höheren Steifigkeitsmodulen und höheren Zugfestigkeiten, um hier hinsichtlich der Schutzanforderungen an das geschweißte Blech das Verbundverhalten besser zu aktivieren.

Bezogen auf die Untersuchungen am Gesamtsystem würde dies eine Riss- bzw. Schadensfreiheit der Proben in Abhängigkeit von der Versuchsanordnung im Bereich des Feld- als auch des Stützmomentes bei tiefen Temperaturen bedeuten, sodass sich die vergleichend betrachteten Varianten hinsichtlich der Aufnahme von Dehnungen, vor allem bei niedrigen Temperaturen, mindestens so verhalten wie das Referenzsystem.

5.6.2 Ergebnisse im Lichte der Anforderungen

Der Gussasphalt mit dem PmB 25A zeigt bei den Biegezugversuchen gegenüber dem Gussasphalt mit dem PmB 45A geringe positive Wirkungen in beide Richtungen der Anforderungen, alle HANVs mit flexibilisierten Epoxidharzen haben gegenüber den beiden Varianten der Gussasphalte Vorteile bei der Bruchdehnung, allerdings Nachteile bei der Steifigkeit, besonders bei Verfüllung mit Epoxidharz der Shore-A Härte 50. HANVs mit dem nicht flexibilisierten Epoxidharz haben große Steifigkeiten und Festigkeiten bei hohen Temperaturen, doch ihre Bruchdehnungen sind relativ gering, jeweils bezogen auf das Referenzsystem mit PmB 45A.

Für eine Feststellung des optimalen Verhältnisses von Steifigkeitsmodul, Biegezugfestigkeit und Bruchdehnung müssten Nachrechnungen im Hinblick auf Grenzzustände am Gesamtsystem erfolgen, da in diese Berechnungen alle drei Kenngrößen eingehen.

Dabei muss des Weiteren beachtet werden, dass das Verhältnis der ermittelten Biegezugfestigkeit zur axialen Zugfestigkeit etwa im Bereich von 1,3 bis 2,0 liegt [46].

5.6.3 Erkenntnisse für die weitere Forschungsplanung

Die Ergebnisse des Projektes zeigen, dass hinsichtlich der Optimierung der unterschiedlichen Varianten sowie auch der Versuchsdurchführung noch weiterer Forschungsbedarf besteht.

Die weitere Optimierung der Belagssysteme sollte aufgrund der Ergebnisse des Projektes auf die folgenden drei Punkte ausgerichtet werden:

- a) Werkstoff (z. B. Mischgut),
- b) Einsatzbereiche/Proben (z. B. Probekörperherstellung, Aufbau des Gesamtsystems),
- c) Versuchsdurchführung/Versuchsparameter (z. B. Instrumentierung, Lasteinleitung, Temperatur).

a) Werkstoff

Bezüglich der beiden untersuchten Varianten zur Effizienzsteigerung des Fahrbahnbelages bietet das HANV aus derzeitiger Sicht die größten Optimierungsmöglichkeiten. Die Möglichkeiten hinsichtlich der Verbesserung der Eigenschaften des Gussasphaltes durch den Einsatz von PmB 25A scheinen ausgereizt, während beim HANV noch Potenzial für weitere Optimierung besteht: zum Beispiel durch

- die Änderung des maximalen Größtkorns des hohlraumreichen Asphalttraggerüstes (8 oder auch 11 mm),
- die Änderung der Sieblinie des Mischgutes und somit des Hohlraumgehaltes bzw. der Hohlraumstruktur,
- andere Bindemittel bei der Herstellung des hohlraumreichen Asphalttraggerüstes sowie
- andere Harze.

Allerdings ist bei zunehmendem Größtkorndurchmesser des hohlraumreichen Asphalttraggerüstes zu erwarten, dass sich auch entsprechend der Hohlraumgehalt erhöht oder dass bei konstantem Hohlraumgehalt die Einkörnigkeit der Mischung, die auch einen Einfluss auf die gute Zugänglichkeit der Hohlräume hat, verloren geht und somit das Asphalt skelett nicht mehr vollständig mit Epoxidharz ausgefüllt wird. Des Weiteren ist bei einem höheren Hohlraumgehalt auch eine entsprechend größere Menge an flexibilisiertem Epoxidharz notwendig. Im Rahmen des Projektes wurde ein Größtkorn von 5 mm gewählt, da nach Literaturangaben [38] damit bessere Abrissfestigkeiten als bei einem Größtkorn von 8 mm bei anderen Untersuchungen erzielt wurden.

Das Größtkorn als auch die Korngrößenverteilung und das eingesetzte Harz sollten auch im Hinblick auf den Einsatzbereich des Mischgutes ausgewählt werden.

b) Einsatzbereiche/Proben

Innerhalb des Projektes wurde für das HANV bei den Prüfungen am Gesamtsystem exemplarisch nur eine mögliche Variante untersucht. Dabei wurde es nur als Schutzschicht eingesetzt, während die Dichtungsschicht gemäß der Bauart 1 ausgeführt wurde und die Deckschicht aus einem Gussasphalt mit PmB 25A bestand. Unabhängig davon bieten sich auch andere Varianten für den Einsatz von HANV an, z. B. hinsichtlich der Eignung als Dichtungsschicht sowie auch als Deckschicht. Gegebenenfalls könnte durch den Einsatz von HANV auch über eine Modifikation der bisherigen Dichtungsschicht und deren Wegfall nachgedacht werden. Für alle hier erwähnten möglichen Einsatzvarianten des HANV ist allerdings in jedem Fall jeweils die geeignete Zusammensetzung für den jeweiligen Einsatzzweck zu ermitteln.

Für die Prüfungen direkt am Mischgut sollten bei weiteren Untersuchungen ggf. größere Probekörper hergestellt werden, an denen bereits Kenngrößen, wie z. B. E-Modul oder Dehnungen, bei verschiedenen Temperaturen ermittelt werden, die auch eine rechnerische Interpretation der einzelnen Varianten erlauben.

Bei der Probekörperherstellung ist bei zukünftigen Projekten besonderes Augenmerk auf die Herstellung der Dichtungsschicht sowie die Aufbringung der Schutz- und Deckschicht zu legen, damit die Proben nicht durch ein Versagen zwischen der Dichtungs- und Schutzschicht unbrauchbar werden.

c) Versuchsdurchführung/Versuchsparameter

Im Rahmen dieses Projektes zeigte sich, dass bei den Prüfungen am Gesamtsystem sowohl die Instrumentierung der Prüfungen als auch die Versuchsdurchführung sich nicht an der derzeit durchgeführten Prüfung zur Beurteilung der Dichtungsschicht orientieren könne. Es besteht dabei vor allem Optimierungsbedarf hinsichtlich der Lasteinleitung, des Lastkollektivs als auch der Instrumentierung der Prüfungen, d. h., welche Werte aufgezeichnet werden.

Für die zukünftigen Untersuchungen erscheint es geeignet, ein Lastkollektiv (vgl. Bild 122) von insgesamt 1 Mio. Lastwechsel je Prüfung vorzusehen. Dadurch wird zwar die Versuchsdauer erheblich erhöht (100.000 LW bei 2 Hz – ca. 14 h; 1.000.000

Mio. LW bei 2 Hz – ca. 140 h (ca. 6 Tage)), allerdings ist dabei auch zu erwarten, dass die Lasten geringer gewählt werden können und somit sich das Versagen auch im Bereich des maximalen Stützmomentes einstellt, ohne dass die Proben überbeansprucht werden und beispielsweise in der Verbundfuge zwischen Dichtungs- und Schutzschicht versagen. Bei den Prüfungen am Gesamtsystem zeigte sich bei den Untersuchungen eine erhebliche Beeinflussung der Verbundwirkung durch die Temperatur, jedoch eine geringe Beeinflussung durch die verschiedenen Asphalte, wobei diese allerdings auch wiederum verschiedene Eigenschaften in Abhängigkeit von der Temperatur aufweisen. Dies kann vermutlich an dem Einfluss der ebenfalls temperaturabhängigen Schubsteifigkeit der Dichtungsschicht liegen (unterschiedliche Eigensteifigkeiten der auf der Dichtungsschicht „schwimmenden“ Beläge wirken sich nicht mehr deutlich aus) sowie an dem relativ groben Aussagewert der Durchbiegung zu dem wirklichen Verbundverhalten. Für künftige Untersuchungen sind daher Messungen der Dehnung an der Belagsoberfläche und der Spannung an der Deckblechunterseite bei den Dauerschwellbiegeversuchen zu empfehlen.

Aufgrund der direkten Lasteinleitung der Kräfte über die Asphaltoberfläche in den Probekörper sollten vor allem bei Temperaturen ab 20 °C und bei hohen Lasten in allen Temperaturbereichen die Lasteinleitungsflächen vergrößert werden, um unzulässige Verformungen des Asphaltes infolge der Linienlasten zu vermeiden, siehe Bild 137.

Nach den Erfahrungen bei der Versuchsdurchführung als auch der Auswertung der Ergebnisse wurde ergänzend zu den quasistatischen Prüfungen an den Proben mit Gussasphalt und PmB 25A als Bindemittel sowie HANV 90 noch je ein Versuch



Bild 137: Einfluss unterschiedlicher Lasteinleitungsflächen auf Verformungen der Asphaltoberfläche (links: Linienlast; rechts: vergrößerte Lasteinleitungsfläche)



Bild 138: Zusätzliche Prüfkörper mit Wegaufnehmern im Feld, über der Stütze und am Belagsrand

bei +20 °C mit zusätzlichen Wegaufnehmern über der Mittelstütze und an den Probenenden in Höhe der Belagsoberfläche durchgeführt, siehe Bild 138, sodass neben der Durchbiegung in den Feldern und dem Kolbenweg auch die Verformung im Bereich des Stützmomentes als auch im Randbereich der Probe erfasst werden kann. Da diese Versuche ergänzend zu den anderen Versuchen erst im Anschluss an die Prüfungen der Proben des Referenzsystems durchgeführt wurden, war keine Prüfung des Referenzsystems mit diesen zusätzlichen zwei Wegaufnehmern möglich.

Bei diesen instrumentierten Prüfungen war zu erkennen, dass durch eine derartige Instrumentierung der Prüfung auch Unterschiede zwischen den Proben erkannt werden, die durch alleinige Aufzeichnung der Verformungen an der Unterseite des Blechs nicht festzustellen waren. Demzufolge wäre bei weiteren Untersuchungen eine Anbringung zusätzlicher Wegaufnehmer oder Dehnungsmessstreifen auf der Oberseite des Belages im Bereich der Mittelstütze sowie im Randbereich der Probe sinnvoll. Die Prüfungen mit den beiden zusätzlichen Wegaufnehmern lassen deutlichere Unterschiede des mechanischen Verhaltens erkennen, die zudem eine Auswertung durch Nachrechnung mit der erweiterten Biegetheorie erfolversprechend scheinen lassen. Daher sollte in Zukunft eine solche zusätzliche Ausrüstung, möglichst auch eine Bestückung mit DMS für die rechnerische Interpretation, durchgeführt werden.

Allerdings sollten bei der Versuchsdurchführung zur Beurteilung möglicher geeigneter Varianten auch stets die folgenden drei Punkte berücksichtigt werden:

a) praktische Anwendung,

b) Verbesserung der Tragfähigkeit (vor allem bei höheren Temperaturen),

c) Verbesserung der Ermüdungssicherheit (vor allem im mittleren Temperaturbereich und bei niedrigeren Temperaturen).

5.6.4 Folgerungen für die Optimierung von Belägen

Durch die im Rahmen dieses Projektes gewonnenen Ergebnisse sowie die Erfahrungen aus den Untersuchungen sollte der Einsatz von HANV als Maßnahme zur Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbelages genauer betrachtet werden. Im Rahmen einer solchen Untersuchung sind auch unterschiedliche Varianten des Aufbaus (Einsatz des HANV als Schutz- und/oder Deckschicht) sowie ggf. auch Ersatz oder Modifizierung der Dichtungsschicht genauer zu prüfen.

Sowohl die quasistatischen Prüfungen als auch die Dauerschwellbiegeversuche mit den bauteilähnlichen Prüfkörpern zeigen geringfügige Vorteile des Gussasphalts mit PmB 25A und des hohlraumreichen Asphalttraggerüstes mit nachträglichem Verguss (HANV) mit der Variante mit flexibilisiertem Epoxidharz größerer Shore-A Härte (Shore-A 90) im Hinblick auf die Schutzziele Dauerhaftigkeit des Asphaltbelages und Dauerhaftigkeit des geschweißten Stahldeckblechs, jedoch ist eine zuverlässige Quantifizierung zurzeit noch nicht möglich.

Für eine solche zuverlässige Quantifizierung ist es notwendig, ein Berechnungsmodell für das Verhalten des Systems Stahl-Belag für statische und quasistatische Belastungen zu schaffen, mit dem auch das Ermüdungsverhalten der verschiedenen Schichten bewertet werden kann.

Ein solches Modell könnte eingesetzt werden für

a) die Optimierung der Versuche und Prognose der Versuchsergebnisse,

b) die Deutung der Versuchsergebnisse,

c) die Konstruktion und Berechnung in der Entwurfspraxis.

Die Untersuchungen geben Hinweise zur zweckmäßigen Instrumentierung des Dauerschwellbiegeversuchs, sodass sowohl bei quasistatischer als auch bei dynamischer Untersuchung die entsprechenden Daten anfallen, um mit der erweiterten

Biegetheorie unter Berücksichtigung der Schubverformungen Kalibrationen und Nachrechnungen durchführen zu können.

Ideal wäre eine Verwendung des instrumentierten Dauerschwellbiegeversuchs für die Feststellung und Überprüfung von Werkstoffdaten.

Bei der Durchführung von Versuchen zur Beurteilung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelages, der Auswertung sowie Betrachtung von Versuchsergebnissen unterschiedlicher Varianten sollten diese immer mit den Ergebnissen des Referenzsystems verglichen werden, da hierdurch stets Vergleiche mit dem Stand der Technik möglich sind.

Für die Optimierung der Beläge wird es erforderlich sein, die beiden sich widerstrebenden Schutzstrategien für die Dauerhaftigkeit des Belages und die Dauerhaftigkeit des geschweißten Fahrbahnblechs so zu definieren, dass

1. Schutz- und Deckschicht genügende Steifigkeit, Festigkeit und genügendes Bruchdehnungsvermögen haben,
2. die Dichtungsschicht gerade so elastisch ist, dass sie den Belag vor übermäßigen Dehnungen schützt, aber so steif reagiert, dass die Steifigkeit der Schutz- und Deckschicht durch genügende Schubübertragung aktiviert wird, um das Stahldeckblech zu entlasten,
3. die statische und die Ermüdungs-Festigkeit für die optimierten Steifigkeitsverhältnisse ausreichen.

Dieses Ziel erscheint aufgrund der im Rahmen des Projektes gesammelten Erfahrungen erreichbar.

6 Versuchsgestützte Berechnungen

Die Weiterentwicklung der Asphaltbeläge mit dem Ziel der Entlastung des Deckblechs der orthotropen Fahrbahnplatte erfordert

- einen Belagsaufbau mit genügendem Dehnungsvermögen im Winter, um bei Extrembelastungen (Grenzzustand der Tragfähigkeit) und bei Dauerbelastung (Grenzzustand der Ermüdung) Rissbildung vor allem im Belag zu vermeiden;

- einen Belagsaufbau mit genügender Steifigkeit im Sommer, um durch Verbundwirkung mit dem Deckblech die Ermüdungsbelastung im Deckblech und im Belag klein zu halten und Rissbildung vor allem im Deckblech zu vermeiden;
- eine Festlegung geeigneter Kenngrößen des Belagaufbaus, die, in ein Berechnungsmodell eingesetzt, den rechnerischen Nachweis für die Erfüllung der o. g. Forderungen am Verbundbauteil Asphalt-Stahl ermöglichen;
- eine Bestimmung der Kenngrößen des Belagaufbaus durch „Kleinteilversuche“ mit Prüfkörpern aus den Asphaltstoffen, die wie der wirkliche Belagsaufbau dargestellt oder dort entnommen sind, und die Feststellung der statistischen Merkmale dieser Kenngrößen unter Berücksichtigung der Qualitätssicherungsmaßnahmen;
- eine Definition der Zuverlässigkeit des Berechnungsmodells durch Vergleich von rechnerischen Ergebnissen mit Ergebnissen von „Bauteilversuchen“ mit geeigneter Instrumentierung.

Die bisher durchgeführten rechnerischen Untersuchungen zu dem Zusammenwirken des Systems Belag-Stahlfahrbahn erfüllen diese Ansprüche noch nicht. Diese bisherigen Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Untersuchungen der Auswirkung des rheologischen Verhaltens von Gussasphalt und Dichtungsschicht auf die Dehnungs- und Schubsteifigkeit und damit qualitative Erklärung des nicht linearen Dehnungsverlaufs im Verbundkörper Belag-Stahlblech. Diese Untersuchungen erklären, warum für fließenden Verkehr „elastische“ Stoffgesetze für rechnerische Nachweise verwendet werden dürfen.
2. Auf der Annahme unendlich kleiner Dehnungssteifigkeit und unendlich großer Schubsteifigkeit beruhende Berechnungen der maximalen Dehnung im Asphalt (aus maximalen Deckblechkrümmungen) und damit Interpretation von Belagsschäden und Herleitung der Mindeststeifigkeitsanforderungen an die Rippen der orthotropen Fahrbahnplatte, um Belagsschäden einzugrenzen.
3. Anwendung der „erweiterten Biegetheorie unter Berücksichtigung von Schubverformungen“ mit elastischen Stoffgesetzen und rechnerische Ermittlung des Dehnungs- und Schubverfor-

mungsverlaufs aufgrund der elastischen Stoffparameter. Diese Theorie macht das Nachrechnen von „Bauteilversuchen“, z. B. des Dauerschwellbiegeversuchs, möglich und eröffnet den Weg für eine versuchsgestützte Entwicklung des Asphaltbelages mit ausreichenden Eigenschaften für die Erfüllung der Grenzzustände, wenn die Stoffparameter bekannt sind.

4. Messuntersuchungen in verschiedenen Labors, die die mit der „erweiterten Biegetheorie“ erzielten Ergebnisse qualitativ bestätigen.
5. Sammlung von bisher bekannten Daten zur Ermüdungsfestigkeit des Stahlblechs und des Asphalts und Darstellung des Lösungsweges für die vollständige Durchführung der rechnerischen Grenzzustandsnachweise.

Details dieser Untersuchungen befinden sich im Anhang „Berechnungsansätze zur Erfassung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Fahrbahnbelag“.

7 Zusammenfassung

Der Bericht betrifft die Dauerhaftigkeit stählerner Fahrbahnkonstruktionen von Straßenbrücken, die seit 1950 als so genannte orthotrope Platten eingesetzt werden.

Nach einem Streifzug durch die Geschichte der Entwicklung der orthotropen Platte wird auf schadensanfällige frühere Bauweisen und die heutige Standardbauweise eingegangen, die bei ausreichender Ausführungsqualität den Dauerhaftigkeitsanforderungen für die bisherigen Verkehrsbelastungen genügt.

Schäden, die an Stahlbrücken auftreten können, werden nach dem Ort und der Ursache ihrer Entstehung in Gefährdungskategorien geordnet.

Das Detail der Gefährdungskategorie 1, zu der das Fahrbahnblech und seine Schweißverbindungen zu den Längsrippen gehören, ist von der Bauweise der orthotropen Platte relativ unabhängig und kann trotz dauerhafter Detailgestaltung nach der heutigen Standardmusterlösung in Zukunft durch Veränderung der Verkehrsbelastung nach Größe und Anzahl zu größeren Schäden führen. Die Schadensentwicklung an diesem Detail in den Niederlanden, obwohl auch durch andere konstruktive Eigenarten begünstigt, ist hier ein Warnsignal.

Andere Gefährdungskategorien, die bei früheren Bauarten von orthotropen Platten auftreten, müssen je nach Einzelfall behandelt werden.

Um Vorsorge zur Vermeidung von zukünftigen Schäden der Kategorie 1 an Stahlfahrbahnen zu treffen, sind verschiedene Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen möglich.

Die dafür verwendeten Techniken bestehen in

- Deckblechverstärkungen (unter dem Fahrbahnbelag) durch SPS, hochfesten Beton oder aufgeklebte Bleche,
- Effizienzsteigerung der Verbundwirkung des Fahrbahnbelages.

Auf die Lösungen mit Deckblechverstärkung wird eingegangen und besonders die Eignung der SPS-Lösung (Deutschland) und der Lösung mit hochfestem Beton (Niederlande) erklärt.

Die Lösung durch Effizienzsteigerung des Asphaltbelages ist besonders interessant, da das günstigere Dauerhaftigkeitsverhalten orthotroper Platten in Deutschland gegenüber den Niederlanden gerade auf die unterschiedlichen Traditionen bei der Konstruktion der Fahrbahnbeläge zurückgeführt wird (vielfach Einsatz von Dünnbelägen in den Niederlanden, insbesondere auf Klappbrücken).

Deshalb wird in dem Bericht der Mitwirkung des Fahrbahnbelages mit dem Deckblech in der orthotropen Platte besonderer Raum gegeben.

Nach Darstellung der Belagsbauweisen, der Prüfmethoden für Belagsstoffe und des Systems Stahl-Belag wird auf eine anforderungsgerechte Auslegung eingegangen.

Die Anforderungen an die Auslegung des Systems Stahl-Belag sind durch zwei Schutzziele gekennzeichnet:

1. Dauerhaftigkeit des Belages auf dem Stahlblech, in mechanischer Hinsicht vor allem durch ausreichende Schubfestigkeit und ausreichende Bruchdehnung und Ermüdungsfestigkeit gekennzeichnet. Dies erfordert eine möglichst „weiche“ Schubelastizität der Dichtungsschicht und eine geringe Steifigkeit des Belags.
2. Dauerhaftigkeit des geschweißten Deckblechs gegen Ermüdung. Das erfordert eine Entlastung des Deckblechs im Hinblick auf Plattenmomente aus örtlichen Reifendrücken durch Mitwirkung

des Belages an der Gesamtsteifigkeit und der Gesamttragfähigkeit. Dazu führen „steife“ Schubelastizität der Dichtungsschicht und eine große Steifigkeit des Belags.

Diese widerstrebenden Schutzziele sind typisch für Optimierungsaufgaben.

Zur Orientierung werden Kleinversuche nach den Normen und bauteilähnliche Versuche mit dem Versuchskörper der Dauerschwellbiegeversuche nach ZTV-BEL-ST-92 durchgeführt, um die Effizienz von zwei Varianten für die Effizienzsteigerung von Fahrbahnbelägen zu testen.

Diese Varianten sind Gussasphaltbeläge mit PmB 25A statt der Standardlösung mit PmB 45A und ein offenerporiger Asphalt, der mit flexibilisiertem Epoxidharz gefüllt wird.

Beide Belagsvarianten schneiden in den bauteilähnlichen Prüfungen mit dem System Stahl-Belag relativ zu den Gussasphaltbelägen mit PmB 45A gut ab. Die Aussagefähigkeit der bisher durchgeführten Dauerschwellbiegeversuche ist jedoch für eine effiziente Optimierung nicht ausreichend.

Deshalb wird vorgeschlagen, den Dauerschwellbiegeversuch so zu instrumentieren, dass die Prüfergebnisse quasielastischer und dynamischer Versuche einer Nachrechnung zugänglich gemacht werden. So können zunächst durch rechnerische Simulation optimierte Lösungen gefunden werden, die dann durch Experimente und den Praxiseinsatz verifiziert werden können.

Für die Optimierung ist ein geeignetes Berechnungsmodell erforderlich, mit dem beide Schutzziele ausgedrückt werden, das die nichtlineare Dehnungsverteilung im System Stahl-Belag richtig abbildet und in das die wesentlichen Belags- und Blechparameter eingehen. Ein solches neues Berechnungsmodell wird im separaten Anhang A dieses Forschungsberichts vorgestellt.

Das Berechnungsmodell muss zurzeit mit Werkstoffdaten aus Kleinteilversuchen gefüttert werden und über die Kalibrierung an bauteilähnlichen Versuchen zuverlässig gemacht werden, bevor es auch für die Bemessung eingesetzt werden kann.

Zu Werkstoffdaten aus Kleinteilversuchen liegen einige Angaben aus der Literatur vor, doch sind diese sehr spärlich.

Ein Zusammengehen von Test und Berechnung bei den bauteilähnlichen Prüfkörpern des Dauerschwellbiegeversuchs hätte den Vorteil, dass dieser Versuch zur Bestimmung zuverlässigerer Materialkennwerte als mit Kleinteilversuchen verwendet werden könnte, da sie unmittelbar und unter realitätsnahen Beanspruchungen ermittelt wurden. Damit wäre die Aufgabe anzugehen, das richtige Verhältnis von Schubsteifigkeit der Pufferschicht, Dehnsteifigkeit des Belags und Dehnfestigkeit der Schichten zu optimieren.

Insgesamt liefert der Bericht nicht nur einen Überblick zum Stand der Technik zur nachhaltigen Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagsystems, er liefert auch Erfolg versprechende Strategien und Verfahren, um Stahlbrücken auch in Zukunft schadensfrei und kostengünstig betreiben zu können.

Literatur

- [1] DIN-Fachbericht 103 „Stahlbrücken“, 2. Auflage 2003
- [2] WEITZ, F. R.: Entwurfsgrundlagen und Entscheidungskriterien für Konstruktionssysteme im Großbrückenbau unter besonderer Berücksichtigung der Fertigung
- [3] SEDLACEK, G., EISEL, H., HENSEN, W., KÜHN, B., PASCHEN, M.: Leitfaden zum DIN-Fachbericht 103 ‚Stahlbrücken‘, Verlag Ernst & Sohn, 2003
- [4] GURNEY, T. R.: Fatigue of Steel Bridge Decks, Transport Research Laboratory, State of the Art Review 18, HMSO Publications Centre, London 1992
- [5] PETERS, N., FRIEDRICH, H.: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen – Computer Simulation-, Projekt 04 222 der Bundesanstalt für Straßenwesen, September 2004
- [6] WEITZ, F. R.: Entwicklungstendenzen des Stahlbrückenbaus am Beispiel der Rheinbrücke Wiesbaden Schierstein, Der Stahlbau 35 (1966)
- [7] prEN 1991-3: Verkehrslasten auf Brücken

- [8] SEDLACEK, G., JACQUEMOUD, J.: Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken, Bundesminister für Verkehr Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 430, 1984
- [9] MERZENICH, G., SEDLACEK, G.: „Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2 Verkehrslasten auf Straßenbrücken“, Bundesminister für Verkehr Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 711, 1995
- [10] BEALES, C.: Measurements and interpretation of dynamic loads on bridges – Fatigue behaviour of orthotropic steel decks – Phase III. Commission of the European Communities, EUR 12792 EN, Brüssel, 1991
- [11] CARRACILLI, J., de BACK, J., HOFFMANN, E., SANPAOLESI, L., TILLY, J. P., ZASCHEL, J. M.: Measurements and interpretation of dynamic loads on bridges – Synthesis Report – Phase I. Commission of the European Communities, Luxembourg. EUR 7754, FR, EN, DE, 1982
- [12] BRULS, A., BEALES, C., BIGONNET, A., CARAMELLI, J., CROCE, P., FROLI, M., JACOB, B., KOLSTEIN, M. H., LEHRKE, H. P., POLEUR, E., SANPAOLESI, L.: Measurements and interpretation of dynamic loads on bridges – Fatigue behaviour of orthotropic steel decks – Phase III. Commission of the European Communities, Brüssel, 1991
- [13] BRULS, A., CARAMELLI, J., CARRACILLI, J., CROCE, P., CUNNINGHAME, J.R., FROLI, M., KOLSTEIN, M.H., LEENDERTZ, J.S., LEHRKE, H.P., le PAUTREMAT, E., SANPAOLESI, L.: Measurements and interpretation of dynamic loads on bridges – Phase IV: Fatigue strength of steel bridges. Common Synthesis report ECSC Contract 7210/F6/90-ZZ/468, Commission of the European Communities, Brüssel, 1995
- [14] CUNNINGHAME, J.R., STEPHENS, V.A., BEALES, C.: Measurements and interpretation of dynamic loads on bridges – Phase IV: Fatigue strength of steel bridges. Appendices, unpublished Project Report PR/CE/54/95, ECSC Contract 7210/SA/823, Transport Research Laboratory, Crowthorne 1995
- [15] KOLSTEIN, M.H., LEENDERTZ, J.S.: Measurements and interpretation of dynamic loads on bridges – Phase IV, Report ECSC, Delft University of Technology, Delft, 1995
- [16] GRUNEWALD, D., SCHERER, J.: Vorbituminierte Armierungsgitter für Asphaltbeläge, 2004
- [17] Untersuchung zu Schäden an Stahlbrücken, Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, Aachen 1995
- [18] Gutachten zu den Ertüchtigungsmaßnahmen an der Hochbrücke Rader Insel, Verfasser: Ing. Prof. Sedlacek & Partner GmbH Aachen und der Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen im Auftrag für das Straßenbauamt Rendsburg, Aachen 2000
- [19] Gutachten zur Sanierung der Rheinbrücke Duisburg Neuenkamp, Verfasser: Ing. Prof. Sedlacek & Partner GmbH Aachen im Auftrag des Landschaftsverbandes Rheinland, Aachen 1995
- [20] Gutachten zur Ermittlung der Schadensursachen bei der Rheinbrücke Leverkusen, Verfasser: Ing. Prof. Sedlacek & Partner GmbH Aachen im Auftrag des Landesbetrieb Straßenbau NRW, Aachen 2002
- [21] Gutachtersitzung zur weiteren Verwendung der Brieenoord Brücke in Rotterdam, Utrecht 1996
s. a. KOLSTEIN, M.H., WARDENIER, J., van der WEIJDE, H.: A new type of fatigue failures in steel orthotropic bridge decks. Fifth pacific structural steel conference PSSC. Seoul, 1998
- [22] Untersuchungen der Schadensursachen an Fahrbahnplatten des D-Festbrückengerätes, Verfasser: Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Aachen 1996 und ergänzende Untersuchungen 1999
- [23] KOLSTEIN, M.H., WARDENIER, J.: Stress Reduction due to Surfacing on Orthotropic Steel Decks, IABSE colloquium Lausanne 1997, p. 109-118
- [24] PASCHEN, M.: Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten orthotroper Fahrbahnplatten, in Vorbereitung

- [25] Fehmarnbelt Traffic Demand Study, January 1999, Verfasser: Fehmarnbelt Traffic Consortium im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr in Bonn und Trafikministeriet, København, 1999
- [26] N. N.: Problematik stählerne Fahrbahnplatten, lebensdauer verlängernde Lösungen, Rijkswaterstaat Bouwdienst
- [27] VROUWENVELDER, A.C.W.M., WAARTS, P.H., de WIT: 98-CON-R1813 Allgemeines Sicherheitskonzept und Modellierung von Straßenverkehrsbelastung für Brücken
- [28] 1999-CON-DYN-R0108: Basisfilosofie für den Entwurf von Straßenbrücken, Teil: Ermüdung von stählernen Fahrbahnplatten, Probabilistische Entwurfsfilosofie, Rijkswaterstaat Bouwdienst
- [29] 2001-CON-BS-R6025/R6028: Ermüdung von stählernen Fahrbahnplatten, Spannungsspectra en Lebensdauer für Verbindungen in Trogsteifen und statisch bestimmte Träger, Rijkswaterstaat Bouwdienst
- [30] 2002-BC-R0023: Versuche an stählernen Fahrbahnplatten – Lebensdauer verlängernde Lösungen mit een 5 cm Schichtstärke Stahlfaserbeton auf der Fahrbahnplatte
- [31] 2002-BC-R0030: Versuche an stählernen Fahrbahnplatten – Lebensdauer verlängernde Lösung mit 5 cm Schichtstärke Stahlfaserbeton auf der Fahrbahnplatte, Ergänzender Versuch, Rijkswaterstaat Bouwdienst
- [32] 2003-BC-R0062: Versuche an stählernen Fahrbahnplatten – Lebensdauer verlängernde Lösung mit 6 mm Stahlplatte geklebt auf der Fahrbahnplatte, Rijkswaterstaat Bouwdienst
- [33] 2002-BC-R0026: Versuche an stählernen Fahrbahnplatten – 3 Lebensdauer verlängernde Lösung mit einer Trogge gefüllt mit Polyurethan, Rijkswaterstaat Bouwdienst
- [34] STEINAUER, B., SCHARNIGG, K.: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 47, Bergisch Gladbach, 2005
- [35] ARAND, W.: Kälteverhalten von Gussasphalt 0/11 gleicher Zusammensetzung bei Variation der Bindemittelart und -sorte in drei Stufen. Gutachten Nr. 320-88, Braunschweig
- [36] KLUGE, G., HÖHMANN, G.: Erhöhung der Standfestigkeit von Deckschichten aus Asphaltbeton, In: Bitumen 5/1981, S. 151-155
- [37] GRUNEWALD, D.: Vorbituminierte Armierungsgitter für Asphaltbeläge. In: Weimarer Straßenbausymposium, Tagungsband (CD-ROM), Weimar 2004
- [38] DUDENHÖFER, B., SCHUMANN, R.: Verfüllter offenporiger Asphalt – Zur Instandsetzung von Fahrbahnbelägen an Brücken, Tunnel- und Trogbauwerken, in: Asphalt, Heft 4/2003
- [39] SEDLACEK, G., EISEL, H., PASCHEN, M., FELDMANN, M.: Untersuchungen zur Baubarkeit der Rheinbrücke A 44, Ilverich und zur Anwendung hochfester Stähle, Stahlbau 71 (2002), Heft 6, S. 423-428
- [40] BECKER, P. v.: Auswirkungen der konstruktiven Entwicklung von Lkw auf den Asphaltstraßenbau, Asphalt 4 und 5, 1996
- [41] SCHELLENBERG, K., EULITZ, H.-J.: Ansprache des Verformungswiderstandes von Gussasphalt mit dem dynamischen Eindringversuch mit ebenem Stempel – Weiterentwicklung und Bewertungshintergrund, Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 798, Bonn, 2000
- [42] EILERS, M., RITTER, W.: Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 20, Bergisch Gladbach, 1998
- [43] Heavy duty pavements, The arguments for asphalt, European Asphalt Pavement Association, 1995
- [44] Cost 333: Development of new bitumious pavement design method, Transport research project, ECSC, Luxembourg 1999
- [45] BILD, St.: Durability design criteria for bituminous pavements on orthotropic steel bridge decks. Canadian journal of civil engineering. Volume 14 (1987), p. 41-48
- [46] BILD, St.: Beitrag zur Verbesserung der Haltbarkeit von Fahrbahnbelägen auf orthotropen Platten. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Stahlbau, RWTH Aachen 1985
- [47] HARRE, W.: Untersuchungen der Stoffeigenschaften und des Verformungsverhaltens von

bituminösen Brückenbelägen für orthotrope Fahrbahnplatten unter dynamischer Belastung, Dissertation, Stuttgart 1972

- [48] GURNEY, T.R.: Fatigue of Steel Bridge Decks, Transport Research Laboratory, State of the Art Review 18, HMSO Publications Centre, London 1992
- [49] GURNEY, T.R.: Basis of fatigue design for welded joints. IABSE colloquium Lausanne 1982. p. 85-92
- [50] SMITH, I.F.C., HIRT, M.A.: Fatigue-Resistant Steel Bridges, Journal of constructional steel research 12 (1989) p. 197-214
- [51] SMITH, J.W.: Surfacing materials for orthotropic bridge decks. 1st Oleg Kerensky Memorial Conference, London 1988
- [52] SMITH, J.W.: Simplified design of orthotropic bridge decks. Bridge Assessment Management and Design, 1994, p. 37-42
- [53] SMITH, J.W.: Influence surfaces created by the ansys program for fatigue analysis of steel orthotropic bridge decks
- [54] SMITH, J.W., CULLIMORE, M.S.G.: Stress reduction due to surfacing on a steel bridge Deck. Int. Conf. Steel and Aluminium Structures. Elsevier, p. 806-816
- [55] KOLSTEIN, M.H., WARDENIER, J.: Stress Reduction due to Surfacing on Orthotropic Steel Decks, IABSE colloquium Lausanne 1997, p. 109-118
- [56] KOLSTEIN, M.H., LEENDERTZ, J.S., WARDENIER, J.: Fatigue performance of the trough to crossbeam connection in orthotropic steel bridge decks. Proceedings Nordic Steel Construction Conference' 95 Malmö, 1995
- [57] SEDLACEK, G.: Orthotropic Plate Bridge Decks, Paper and oral presentation at "First World conference on constructional Steel Design. Constructional Steel Design Guide, chapter 2.10, 1992
- [58] DIN 18809, Stählerne Straßen- und Wegbrücken-Bemessung, Konstruktion, Herstellung, 09/1987
- [59] EISEL, H., PASCHEN, M., SEDLACEK, G.: Report on use of eurocode rules for bridges in Germany, EUROSTEEL 2005, 4th European Conference on Steel and Composite structures, Maastricht 2005
- [60] CULLIMORE, M.S.G., FLETT, I.D., SMITH, J.W.: Flexure of steel bridge deck plate with asphalt surfacing. Proceedings of international association of bridge and structural engineers, IABSE Periodica P57/83, (1-15), February 1983
- [61] KOLDEWITZ, W.: Korrosionsschutz-Haftbrücke auf orthotropen Fahrbahnplatten, Straßenbau Technik 17/72, S. 17-22
- [62] NATHER, F.: Sanierung, Verstärkung und Verbreiterung stählerner Straßenbrücken – Einige praktische Beispiele. Festschrift Steinhardt/Mang 1994
- [63] MEDANI, T.O.: Design principles of surfacings on orthotropic steel bridge decks, Dissertation an der TU Delft, 2006
- [64] Merkblatt über die Instandsetzung und Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten, DVS AG A 5, 'Schweißen im Bauwesen', Entwurf Oktober 2006
- [65] MEHUE, P.: Repair procedures for cracks in steel orthotropic decks, SETRA, 3rd International Workshop on bridge rehabilitation, 1992
- [66] PEIL, U., WICHERS, M.: Schweißen unter Betriebsbeanspruchung, Stahlbau 73 (2004), S. 400-416, und Stahlbau 74 (2005), S. 249-257
- [67] M. EILERS, B. QUAAS, M. STAECK: Ersatz der thermischen Belastungsprüfung mit Silikonöl, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach 2005, unveröffentlicht
- [68] FRIEDRICH, H., EILERS, M., QUASS, B., STAECK, M.: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen – Optimierung der Klebertechnologie, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach 2005
- [69] STEINER, J., LAIER, R., WÜRFEL, T., BUCAK, Ö., SCHERER, M.: Instandsetzung einer ‚müden‘ Straßenbrücke mit orthotroper Fahrbahn, Stahlbau 75 (2006) Heft 2, S. 161-169

- [70] HERITIER, B., OLARD, F., SAUBOT, M., KRAFFT, S.: Design of a specific bituminous surfacing for orthotropic steel bridge decks: application to the Millau Viaduct, Proceedings of the 7th International Conference on the bearing capacity of roads, railways and airfields, 27-29 June 2005 Trondheim
- [71] DIN-Fachbericht 101: „Verkehrslasten auf Brücken“, 2. Auflage 2003
- [72] EN 1993-2: ‚Stahlbrücken‘
- [73] Lloyd’s Register: „Provisional Rules for the Application of Sandwich Panel Construction to Ship Structure“, April 2006
- [74] SEDLACEK, G., PASCHEN, M., GEßLER, A., WAGENER, J.: „Gutachten zur Verwendung des Sandwich-Plattensystems SPS für die Verstärkung der Stahlfahrbahnplatte des D-Brückengerätes“, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, März 2005
- [75] FELDMANN, M., GEßLER, A.: „Durchführung eines Versuchsprogramms zur Eignungsprüfung der SPS-Technologie hinsichtlich Wärmeeinwirkung an der D-Brückenfahrbahnplatte“, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, November 2006
- [76] SEDLACEK, G., PASCHEN, M., GEßLER, A., SCHÄFER, E.: „Gutachten zum Nachweis der Verbesserung der Dauerhaftigkeit durch SPS-Verstärkungen an Hochbahnabschnitten der U-Bahnlinie U2, Berlin“, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen und PSP-Planung und Entwicklung im Bauwesen, Mai 2005
- [77] FELDMANN, M., GEßLER, A.: „Durchführung eines Versuchsprogramms zur Eignungsprüfung der SPS-Technologie mit geklebter Leiste an Kleinteilversuchen – Klebstoffe“, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, November 2006
- [78] FELDMANN, M., GEßLER, A.: „Abschlussbericht zur Erfolgskontrolle hinsichtlich Verkehrseinwirkungen auf die Schönwasserparkbrücke Krefeld im Verlauf der BAB A 57“, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, Dezember 2006
- [79] FELDMANN, M., GEßLER, A.: „Untersuchungen an Eclipse-Magneten“, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, Dezember 2006
- [80] DÖRING, B., PAK, D.: „SPS-Overlay-Technik: Numerische Simulationen zur Ermittlung der sommerlichen und winterlichen Fahrbahntemperaturen“, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, Dezember 2005
- [81] FRIEDRICH, H. EILERS, M., QUAAS, B., STAECK, M.: „Instandsetzung der Schönwasserparkbrücke in Zuge der BAB A 57 bei Krefeld, Untersuchungen zur thermischen Beanspruchung von Stahlbrücken beim Einbau bituminöser Fahrbahnbeläge“, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, März 2006
- [82] SEDLACEK, G., FELDMANN, M., GEßLER, A.: „Herstellung von Stahlfahrbahnen in Sandwichbauweise mit verringertem Schweißaufwand“, Meilenstein Bericht FOSTA, Projekt P 628, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, 2006
- [83] MÖLLER, S.: „Rechnerisches Verfahren zum Nachweis von Brückenträgern mit (Hohlplatte-)Sandwich-Fahrbahn“, Diplomarbeit Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, RWTH Aachen, Januar 2007
- [84] de JONG, F.B.P.: „Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks“, Dissertation TU Delft, Januar 2007
- [85] KOLSTEIN, M.H., WARDENIER, J.: Fatigue strength of welded joints in Orthotropic Steel Bridge Decks, Welding in the World/Le Soudage dans le Mode, Vol. 38, pp. 175-194, Budapest, 1996
- [86] WELLERSHOFF, F.: Nutzung der Verglasung zur Aussteifung von Gebäudehüllen. Dissertation, Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, ISBN-10:3-8322-5046-8, Shaker Verlag, 2006
- [87] WALRAVEN, C., SCHUMACHER, P.: Anwendung für Ultra-Hochleistungsbetone, Tiefbau 4/2005 Seite 230-234
- [88] BOERSMA, P. D., KAPTIJN, N., NAGTEGAAL, G.: Levensduurverlenging van orthotope stalen rijvloeren, Constructie & uitvoering Bruggenbouw, Cement 2004 Seite 36-61
- [89] WALRAVEN, J.: Hochfester Beton: von akademischer Spielerei zu harter Realität, Festschrift 60. Geburtstag Prof. Zilch, Springer Verlag

- [90] BRAAM, C. R., BUITELAAR, P., KAPTIJN, N.: Reinforced high performance concrete overlay system for steel bridges. 5th International CROW-workshop on Fundamental modelling of the design and performance of concrete pavements, 1 & 2 April 2004, Istanbul, Turkey
- [91] UMMENHOFER, T., WEICH, I., NITSCHKE-PAGEL, T.: Lebens- und Restlebensdauererlängerung geschweißter Windenergieanlagen türme und anderer Stahlkonstruktionen durch Schweißnahtnachbehandlung, Stahlbau 74 (2005), Heft 6, S. 412-422
- [92] UMMENHOFER, T., WEICH, I. C., NITSCHKE-PAGEL, T.: Extension of life time of fatigue loaded structures. Proceedings 16th (2006) International Offshore and Polar Engineering Conference, San Francisco, California, USA, May 28-June 2, 2006, Vol. IV, S. 98-105
- [93] DÜRR, A.: Zur Ermüdungsfestigkeit von Schweißkonstruktionen aus höherfesten Baustählen bei Anwendung von UIT-Nachbehandlung. Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Dissertation 2006
- [94] FISCHER, J. W. et al.: "Fatigue Strength Improvement of Bridge Girders by Ultrasonic Impact Treatment (UIT)," Welding in the World, (2002), Vol. 46, No. 9/10, pp. 16-22
- [95] IMHOFF, C.: Argentine Rail Yard Bridges: Using Ultrasonic Impact Treatment to Enhance Fatigue resistance. In: Bridgeline (2004), Vol. 13, No. 2, p. 5-6
- [96] KUHLMANN, U., DÜRR, A., GÜNTHER, H.-P.: Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit höherfester Baustähle durch Anwendung der UIT-Nachbehandlung, Stahlbau 75 (2006), Heft 11, S. 930-938
- [97] KUHLMANN, U., BERGMANN, J., DÜRR, A., THUMSER, R.: Effizienter Stahlbau aus höherfesten Stählen unter Ermüdungsbeanspruchung, AiF-Forschungsvorhaben, Forschungsbericht P 620, Forschungsvereinigung Stahlanwendung, 2006
- [98] ROY, S., FISHER, J.W.: Enhancing fatigue strength by ultrasonic impact treatment, in: Steel Structures 5 (2005), S. 241-252
- [99] ZINN, W., NITSCHKE-PAGEL, Th., WOHLFAHRT, H.: Verbesserung der Schwingfestigkeit von Schweißverbindungen durch Nahtprofilverbesserung und/oder mechanische Nachbehandlung – ein Vergleich der Ergebnisse bei hochfesten Baustählen und Aluminiumlegierungen. DVS-Bericht 170 (1995), DVS-Verlag Düsseldorf, S. 206-208
- [100] NATHER, F.: Experiences in rehabilitations and reinforcing steel road bridges. IABSE Workshop 1990: Remaining Fatigue Life of Steel Structures, IABSE Report Vol. 59, Lausanne 1990
- [101] SEDLACEK, G., PASCHEN, M., FELDMANN, M., GEßLER, A.: Untersuchungen und Pilotanwendungen zur nachhaltigen Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten von stählernen Straßenbrücken mit Hilfe der SPS-Technik. Zusammenfassender Bericht im Auftrag des Landesbetriebs Nordrhein Westfalen, Februar 2007 (unveröffentlicht)
- [102] DOMNICK, R., BEECKEN, G.: Spurbildungsversuch – Vergleichende Untersuchungen mit dem Gummi- und Stahlrad, in: Bitumen, Heft 3, 1990
- [103] DIN EN 13108-1: Asphalt – Anforderungen, Teil 1: Asphaltbeton, August 2006
- [104] prEN 13108-5: Asphalt – Anforderungen, Teil 5: Splittmastixasphalt, April 2000
- [105] DIN EN 13108-6: Asphalt – Anforderungen, Teil 6: Gussasphalt, August 2006
- [106] DIN 1996-13: Prüfung von Asphalt – Eindringversuch mit ebenen Stempel, Juni 1984
- [107] DIN EN 12697-30: Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 30: Probenvorbereitung, Marshall-Verdichtungsgerät, September 2004
- [108] FGSV: Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen, Teil 2: Erkennen und Behandeln von Ausreißern, Köln, 2003
- [109] SCHELLENBERG, K.: Neue Prüfverfahren zur Beurteilung von Gussasphalt auf Betonbrücken, in: Bitumen, Heft 1, 1997
- [110] SCHELLENBERG, K., EULITZ, H.-J.: Ansprache des Verformungswiderstandes von Gussasphalt mit dem dynamischen Eindring-

- versuch mit ebenem Stempel – Weiterentwicklung und Bewertungshintergrund, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 798, Bonn, 2000
- [111] GAUER, P.: Verhaltensorientierte Prüfverfahren – Was leistet der Spurbildungstest? In: Straße und Autobahn, Heft 5, Köln, 2001
- [112] GAUER, P.: Auf dem Weg zum CE-Zeichen für Asphalt, in: Asphalt, Heft 01, 2001
- [113] prEN 13108-4: Asphalt – Anforderungen, Teil 4: Hot-Rolled-Asphalt, September 2003
- [114] prEN 13108-20: Asphalt – Anforderungen, Teil 20: Erstprüfung, Dezember 2002
- [115] LÖFFLER, M., SPÄTH, M.: Analyse von Kriechversuchen, in: Bitumen, Heft 2, 1996
- [116] NIJBOER: Plasticity as a Factor in the Design of Dense Bituminous Carpets (Plastizität als Faktor bei der Bemessung dichter bituminöser Straßenbeläge), Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 1948
- [117] SMITH: Triaxial Stability Method for Flexible Pavements Design (Dreiaxialer Stabilitätstest für die Bemessung flexibler Straßenbefestigungen), Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 1949
- [118] HIERSCHKE, E.-U.: Forschungsauftrag Nr. 0.7.142 G 88 E. Festlegung von einheitlichen Prüf- und Auswertekriterien im dynamischen Druckschwellversuch im Hinblick auf die Entwicklung eines standardisierten dynamischen Prüfgerätes, Band 2 – Literaturstudium und Auswertung. Darmstadt, Februar 1992
- [119] RENKEN, P.: Optimierung der Herstellung von Probekörpern für erweiterte Eignungsprüfungen, Asphaltstraßentagung 1999, Heft 34, Kirschbaum Verlag Bonn
- [120] RENKEN, P., BÜCHLER, S.: Optimierung der Prüfmodalitäten des Triaxialversuchs mit schwellendem Stützdruck zur praxisadäquaten Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt, FE 07.190/2000/EGB, Braunschweig, 2004
- [121] RENKEN, P.: Vergleich der mechanischen Eigenschaften von mittels Walz-Sektor-Verdichtungsgeräts und Lamellen-Verdichtungsgeräts hergestellten Asphaltprobeplatten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 821, 2001
- [122] SACHS, L.: Angewandte Statistik, Springer Verlag, 11. Auflage, 2003
- [123] DIN EN 13108-20: Asphalt – Anforderungen, Teil 20: Erstprüfung, Juli 2006
- [124] FGSV: Arbeitspapier Nr. 69, Verwendung von Vliesstoffen, Gittern und Verbundstoffen im Asphaltstraßenbau, Köln, 2006
- [125] LEENDERTZ, H., den BESTEN, C., de JONG, A., POVER, J., NAGTEGAAL, G., van DOOREN, F.: Fatigue of orthotropic decks of Dutch steel bridges, Power-Point Präsentation, Rijkswaterstaat Bouwdienst, 31.10.2007
- [126] dav-info, 1/08 (April 2008), Bonn, 2008
- [127] SIMMLEIT, N.: Neues Verfahren zur Brückenabdichtung, Vortrag im Rahmen der Aachener Straßenbau- und Verkehrstage 2006 (unveröffentlicht)
- [128] FGSV: Technische Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau (TP A-StB), Teil: Dynamischer Eindringversuch mit ebenem Stempel an Gussasphalt, Köln, 2003
- [129] FGSV: Technische Prüfvorschriften für die Prüfung der Dichtungsschichten und der Abdichtungs-Systeme für Brückenbeläge auf Stahl (TP-BEL-ST), Ausgabe 1992, Köln, 1992
- [130] EILERS, M., KÜCHLER, E., QUASS, B.: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahntafeln beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft B 41, Bergisch Gladbach, 2003
- [131] WEICH, I.: Höherfrequente Hämmerverfahren – Ursachen der Steigerung der Ermüdungsfestigkeit und Nachweismodell, Stahlbau 78 (2009), Heft 8, S. 577-583
- [132] UMMENHOFER, T., HERION, S., WEICH, I.: Schweißnahtbehandlung mit höherfrequenten Hämmerverfahren – Ermüdungsfestigkeit, Qualitätssicherung, Bemessung, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 605-612

- [133] GÜNTHER, H.-P., KUHLMANN, U.: Nachweiskonzepte zur Bemessung ermüdungsbeanspruchter Bauteile unter Berücksichtigung von Schweißnahtnachbehandlungsverfahren durch höherfrequentes Hämmern, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 613-6621
- [134] TELLJOHANN, G., DANNEMEYER, S.: HiFIT – Technische Entwicklung und Anwendung, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 622-624
- [135] ESLAMI-CHALANDAR, H., BRUNS, M., NITSCHKE-PAGEL, T., DILGER, K.: Messverfahren zur Überprüfung randschichtnaher Veränderungen des Werkstoffzustandes als Folge mechanischer Oberflächenbehandlungen, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 627-636
- [136] RAHLF, U.: Alternativer Berechnungsansatz zum Hochfrequenzhämmern – Versuch und praktische Anwendung in der Windenergietechnik, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 637-644
- [137] KERN, A., PINKERNELL, D.: Anwendung eines hochfrequenten Hämmerverfahrens zur Optimierung von geschweißten Motorbauteilen bei MAN Diesel SE, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 645-649
- [138] SMIDA, M., SENK, B., STRÄHUBER, V.: Versuche und Anwendung hochfrequenter Hämmerverfahren als Schweißnahtnachbehandlung, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 650-661
- [139] NEHER, M.: HiFIT – Verbesserung der Betriebsfestigkeit von Schweißverbindungen durch höherfrequentes Hämmern, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 677-679
- [140] GERSTER, P.: Praktische Anwendungen der PIT-Technologie, Stahlbau 78 (2009), Heft 9, S. 680-683

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

1997

- B 11: **Fahrbahnbeläge auf Sohlen von Trogbauwerken**
Wruck € 12,00
- B 12: **Temperaturmessungen bei der Verbreiterung der Rodenkirchener Brücke**
Goebel € 15,50
- B 13: **Strukturanalyse von Beton**
Gatz, Gusia € 11,00

1998

- B 14: **Verhalten von Fahrbahnübergängen aus Asphalt infolge Horizontallasten**
Krieger, Rath € 16,00
- B 15: **Temperaturbeanspruchung im Beton und Betonersatz beim Einbau von Abdichtungen**
Großmann, Budnik, Maaß € 14,50
- B 16: **Seilverfüllmittel – Mechanische Randbedingungen für Brückenseile**
Eilers, Hemmert-Halswick € 27,50
- B 17: **Bohrverfahren zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton**
Gatz, Gusia, Kuhl € 14,00

1999

- B 18: **Erprobung und Bewertung zerstörungsfreier Prüfmethode für Betonbrücken**
Krieger, Krause, Wiggenhauser € 16,50
- B 19: **Untersuchung von unbelasteten und künstlich belasteten Beschichtungen**
Schröder € 11,00
- B 20: **Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl**
Eilers, Ritter € 12,50
- B 21: **Windlasten für Brücken nach ENV 1991-3**
Krieger € 10,50

2000

- B 22: **Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken**
Haardt € 11,50
- B 23: **Bewertung und Oberflächenvorbereitung schwieriger Untergründe**
Schröder, Sczyslo € 11,00
- B 24: **Erarbeitung einer ZTV für reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl**
Eilers, Stoll € 11,00
- B 25: **Konzeption eines Managementsystems zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken**
Haardt € 12,50
- B 26: **Einsatzmöglichkeiten von Kletterrobotern bei der Bauwerksprüfung**
Krieger, Rath, Berthold € 10,50
- B 27: **Dynamische Untersuchungen an reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen**
Eilers, Ritter, Stoll € 11,00

2001

- B 28: **Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen auf Stahl**
Eilers € 11,00
- B 29: **Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton**
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: **Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutionsarme Spritzbetone**
Heimbecher € 11,00
- B 31: **Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST**
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: **Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitätskategorien aus Massenverlusten**
Schröder € 11,50
- B 33: **Bewährung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten**
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: **Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahnbeläge auf einem D-Brücken-Gerät**
Eilers, Ritter € 13,00

2002

- B 35: **Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken**
Wruck € 11,50
- B 36: **Fahrbahnübergänge aus Asphalt**
Wruck € 11,00
- B 37: **Messung der Hydrophobierungsqualität**
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: **Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger**
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00
- B 39: **Bewegungen von Randfugen auf Brücken**
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

- B 40: **Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Weschpfennig** € 11,50
- B 41: **Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahnplatten beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht**
Eilers, Kuchler, Quaas € 12,50
- B 42: **Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau**
Städig, Krockner € 12,00
- B 43: **Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2**
Haardt € 13,50
- B 44: **Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung**
Hemmert-Halswick, Ullrich € 12,50
- B 45: **Erfahrungssammlungen:**
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle
Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken
Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus wetterfesten Stählen
Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brückenseilen und -kabeln
Hemmert-Halswick € 13,00

2004

- B 46: **Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im Tunnelbau**
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von Brückenbauwerken
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wiggerhauser € 15,00

B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung von Epoxidharz
Raupach, Rößler € 13,50

B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3
Holst € 13,50

B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hydrophobierungsmitteln
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50

B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen
Friedrich, Staack € 14,50

B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rath, Berthold, Lähner € 12,50

2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-kategorie XF2
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel
Sistenich € 14,50

2008

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung - Bewehrung
Schröder € 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten
Schröder, Staack € 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff
Eilers € 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50

B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositions-kategorie XF4
Brameshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50

B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00

B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln
Blosfeld € 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50

B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50

B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50

2010

B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßentunnelbau
Kuhlmann, Euler € 22,50

B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen
Weschpfennig, Kropf, von Witzzenhausen € 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00

B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk
Müller € 14,00

B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.