

Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 187

bast

Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen

von

Heinz Friedrich

Bundesanstalt für Straßenwesen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 187

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 Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

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

Die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zu den Forschungsprojekten
03 226/B2, 03 227/B2, 2214000, 2217004
Verstärkung des Deckblechs orthotroper
Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen

Referat
Stahlbau, Korrosionsschutz, Brückenausstattung

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

Redaktion
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48

www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-95606-719-8

Bergisch Gladbach, Februar 2023

<p>Zugleich: Dissertation an der Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Abteilung Bauwissenschaften der Universität Duisburg-Essen (»Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen«) Referentin: Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Natalie Stranghöner Korreferent: Herr Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann</p>
--

Kurzfassung – Abstract

Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen

Ein Großteil der heute vorhandenen Stahlbrücken wurde in den 1960er Jahren errichtet, als man der Problematik der Materialermüdung noch nicht den notwendigen Stellenwert eingeräumt hatte. Seit Ende der 1990er Jahre ist bei diesen Bauwerken eine stetige Zunahme von Schäden zu verzeichnen, die durch die geringe Ermüdungsfestigkeit einzelner Konstruktionsdetails in Kombination mit erhöhten Beanspruchungen durch den zunehmenden Schwerverkehr verursacht werden. Da Ersatzneubaumaßnahmen sowohl mit hohen Kosten als auch mit langwierigen Genehmigungsverfahren verbunden sind, gilt es, den Bestand der vorhandenen Bauwerke ausreichend lange zu erhalten.

Um auch bei weiter ansteigenden Ermüdungsbeanspruchungen eine hinreichende Restlebensdauer sicherzustellen, werden wirksame Konzepte und neue Lösungen für die Erhaltung von Stahlbrücken erforderlich. Mit der „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ wird ein spezieller, jedoch vielversprechender Lösungsansatz verfolgt und eingehend untersucht. Die erforderlichen Untersuchungen sind so umfangreich, dass die folgenden vier aufeinander bezogenen Projekte initiiert wurden, um eine angemessene Abwicklung zu gewährleisten:

- Numerische Untersuchungen
- Klebtechnologie
- Dauerfestigkeitsuntersuchungen
- Fugen- und Randausbildung

Im Projekt „Numerische Untersuchungen“ wird am Beispiel der orthotropen Platte der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp mithilfe eines numerischen Modells gezeigt, dass die Verstärkung des Deckblechs eine sinnvolle Maßnahme ist, um Spannungen in der Platte und örtliche Durchbiegungen des Deckblechs wirkungsvoll zu vermindern.

Das Projekt „Klebtechnologie“ beschreibt die Entwicklung eines praxistauglichen Klebverfahrens, das auf die speziellen Rahmenbedingungen abge-

stimmt wurde, die bei der Erhaltung von orthotropen Fahrbahnplatten bestehen.

Kern des Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ bildet ein aufwändiges Versuchsprogramm mit praxisnahen Dauer-Schwell-Biege-Prüfungen. Als wesentliches Ergebnis wurde der Nachweis erbracht, dass die Klebverbindungen den dynamischen Beanspruchungen aufgrund der herkömmlichen Verkehrsbelastung dauerhaft widerstehen können.

Im Projekt „Fugen- und Randausbildung“ wurde die Anordnung von Fugen und die Gestaltung von Randabschlüssen konzipiert und deren Tauglichkeit untersucht. In Anlehnung an das Projekt „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ wurde anhand von Versuchen eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit nachgewiesen.

Die im Rahmen dieser vier Projekte durchgeführten Untersuchungen werden erläutert und die erzielten Ergebnisse dargestellt. Damit sind die labortechnischen Untersuchungen zur „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ erfolgreich abgeschlossen. Die gewonnenen Erkenntnisse bilden eine wesentliche Grundlage für erste Pilotanwendungen in der Praxis.

Anhang A enthält alle wesentlichen Parameter, Ergebnisse, Einzelwerte und Fotos.

Bei der vorliegenden Veröffentlichung handelt es sich um eine von der „Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Abteilung Bauwissenschaften der Universität Duisburg-Essen“ genehmigte Dissertation zum Erwerb des Doktorgrades. Die mündliche Prüfung fand am 04.11.2022 statt. Gutachterin und Gutachter waren Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Natalie Stranghöner und Herr Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann.

Herzlich bedanke ich mich an dieser Stelle bei Frau Prof. Stranghöner sowohl für die perfekte Betreuung aber insbesondere auch für den entscheidenden Impuls, die Arbeiten in einer Dissertation zu bündeln, bei Herrn Prof. Feldmann für die Begutachtung sowie bei zahlreichen Kolleginnen und Kollegen aus der Abteilung Brücken- und Ingenieurbau der BASt für die Unterstützung auf vielfältige Art und Weise und dabei ganz besonders bei Herrn Bert Quaas und Herrn Michael Staack für den engagierten Einsatz im Labor und an der Hydropulsanlage.

Reinforcement of orthotropic steel bridge decks by gluing steel plates

The majority of the steel bridges standing today were built in the 1960s, when the problem of material fatigue was not yet given the importance it deserved. Since the end of the 1990s, there has been a steady increase in damage to these structures, which is caused by the low fatigue strength of individual structural details in combination with increased stresses due to increasing heavy traffic. Since renewal measures, such as replacement construction, are associated with both high costs and lengthy approval procedures, it is important to preserve the existing structures for a sufficiently long time.

Effective concepts and new solutions for the maintenance of steel bridges are required to ensure sufficient residual service life even under further increasing fatigue loads. With the „reinforcement of the cover plate of orthotropic deck slabs by bonding steel plates“, a special but promising solution approach is being pursued and investigated in detail. The required investigations are so extensive that the following four interrelated projects have been initiated to ensure appropriate handling:

- Numerical analysis
- Gluing technology
- Fatigue tests
- Joint and edge design

By means of numerical calculations the project “Numerical analysis” demonstrates that the strengthening of deckplates is an expedient method in order to reduce the local strain and stress effectively.

The project “Gluing technology” describes the development of a practical method of glue fixing what has been adjusted to the special conditions occurring by the repair of orthotropic steel bridge decks.

Within the project “Fatigue tests” the fatigue limit of glued joints has been determined by special fatigue bending tests. As an elemental result it is proved that the glued joints can permanently withstand the dynamic stresses caused by conventional traffic loads.

In the project „Joint and edge design“, the arrangement of joints and the design of edge terminations

were conceived and their suitability investigated. Sufficient fatigue strength was demonstrated by means of tests similar to those in the project “Fatigue tests”.

The investigations carried out within the framework of these four projects are explained and the results obtained are presented. The laboratory tests on „Reinforcement of orthotropic steel bridge decks by gluing steel plates“ have thus been successfully completed. The findings obtained provide a sound basis for application in practice.

Appendix A contains all essential parameters, results, single values and photos.

The present paper concerns a dissertation authorized by the “faculty of engineering, department civil engineering of the Universität Duisburg-Essen” in order to acquire a doctoral degree. The oral interview has been conducted on 04.11.2022. As evaluators appeared Mrs. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Natalie Stranghöner and Mr. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann.

I would like to take this opportunity to thank Mrs. Prof. Stranghöner for her perfect supervision and, in particular, for the decisive impetus to bundle the work into a dissertation, Prof. Feldmann for his supervision, and numerous colleagues from the BAST’s “Bridges and Structural Technology” Department for their support in a variety of ways, and especially Mr. Bert Quaas and Mr. Michael Staack for their dedicated work in the laboratory and on the testing machine.

Inhalt

Abkürzungen	7	4 Klebtechnologie	41
1 Einleitung und Grundlagen	9	4.1 Aufgabenstellung	41
1.1 Allgemein	9	4.2 Grundlagen der Klebtechnik	41
1.2 Schäden an orthotropen Fahrbahnplatten	10	4.3 Versuchsdurchführung	43
1.3 Bestandsanalyse	13	4.3.1 Allgemein	43
1.3.1 Allgemein	13	4.3.2 Bleche	44
1.3.2 Einwirkungsseite	13	4.3.3 Klebstoff	44
1.3.3 Widerstandsseite	17	4.3.4 Applikationsverfahren	46
1.3.4 Klassifizierung	22	4.3.5 Probekörper	46
1.4 Bauwerkserhaltung	23	4.4 Versuchsauswertung	47
1.4.1 Allgemein	23	4.4.1 Allgemein	47
1.4.2 Nachrechnung	23	4.4.2 Klebschichtdicken	48
1.4.3 Instandsetzung	26	4.4.3 Fehlstellen	48
1.4.4 Verstärkung	27	4.5 Bewertung der Ergebnisse	48
1.4.5 Ersatzneubau	31	4.5.1 Allgemein	48
1.4.6 Schlussfolgerung	31	4.5.2 Blechgröße	49
1.5 Schlussfolgerungen	31	4.5.3 Klebstoff	50
2 Ziele	32	4.5.4 Applikationsverfahren	50
3 Numerische Untersuchungen	33	4.6 Schlussfolgerungen	51
3.1 Aufgabenstellung	33	5 Dauerfestigkeitsuntersuchungen ...	51
3.2 Modellierung einer orthotropen Fahrbahnplatte	33	5.1 Aufgabenstellung	51
3.2.1 Allgemein	33	5.2 Grundlagen der Materialermüdung ...	52
3.2.2 Berechnungsmodell	33	5.3 Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge des Straßenverkehrs	53
3.2.3 Modellierung der Belastung	35	5.3.1 Allgemein	53
3.2.4 Lastfälle	35	5.3.2 Belastungskollektiv	53
3.3 Ergebnisse der statischen Berechnung	35	5.3.3 Lastmodelle	54
3.3.1 Symbole	35	5.3.4 Reifenentwicklung	55
3.3.2 Lastfälle 1 bis 4	36	5.4 Versuchsdurchführung	56
3.3.3 Bewertung der Ergebnisse	38	5.4.1 Allgemein	56
3.4 Schlussfolgerungen	40	5.4.2 Probekörper	56
		5.4.3 Versuchsanordnung	56
		5.4.4 Versuchsparameter	57

5.5	Versuchsauswertung	57	6.5.3	Probekörper mit Randabschluss	75
5.5.1	Allgemein	57	6.6	Schlussfolgerungen	76
5.5.2	Durchbiegungen	59	7	Empfehlungen und Ausblick	76
5.5.3	Lastwechselzahlen	60	7.1	Empfehlungen	76
5.5.4	Klebschichtdicken	61	7.2	Ausblick	77
5.5.5	Fehlstellen	62	8	Zusammenfassung	77
5.5.6	Bruchflächen	62	Literatur		81
5.6	Bewertung der Ergebnisse	63	Bilder		83
5.6.1	Allgemein	63	Tabellen		85
5.6.2	Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der Beanspruchungen	63			
5.7	Schlussfolgerungen	63			
6	Fugen- und Randausbildung	64			
6.1	Aufgabenstellung	64			
6.2	Fugen und Randabschluss	64			
6.2.1	Allgemein	64			
6.2.2	Fugen	64			
6.2.3	Randabschluss	65			
6.2.4	Einbau des Fahrbahnbelags	65			
6.3	Versuchsdurchführung	66			
6.3.1	Allgemein	66			
6.3.2	Probekörper	67			
6.3.3	Versuchsanordnung	68			
6.3.4	Versuchsparameter	68			
6.4	Versuchsauswertung	68			
6.4.1	Allgemein	68			
6.4.2	Durchbiegungen	70			
6.4.3	Lastwechselzahlen	72			
6.4.4	Klebschichtdicken	74			
6.4.5	Fehlstellen	74			
6.4.6	Bruchflächen	74			
6.5	Bewertung der Ergebnisse	75			
6.5.1	Allgemein	75			
6.5.2	Probekörper mit Fuge	75			

Der Anhang A zum Bericht ist im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

Abkürzungen

ARS	Allgemeines Rundschreiben Straßenbau	1-K	einkomponentig
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen	2-K	zweikomponentig
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung		
BMDV	Bundesministerium für Digitales und Verkehr		
BK	Brückenklasse		
DVS	Deutscher Verband für Schweißen		
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork		
ELM	Ermüdungslastmodell		
F	Achslast		
FE	Finite Elemente		
FF	Fugenausbildung im Feld		
FS	Fugenausbildung bei max. Stütz-Moment		
G	Gesamtgewicht		
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit		
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit		
HANV	Hohlraumreiches Asphalttraggerüst mit Nachträglicher Verfüllung		
J	Trägheitsmoment		
LM	Lastmodell		
LMM	modifiziertes Lastmodell		
PUR	Polyurethan		
RF	Randausbildung im Feld		
RS	Randausbildung bei max. Stütz-Moment		
SPS	Sandwich-Platten-System		
STP	Schwertransport		
StVZO	Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung		
W	Widerstandsmoment		

1 Einleitung und Grundlagen

1.1 Allgemein

Der Brückenbau gilt als die „Königsdisziplin“ der Ingenieurbaukunst. Grund für diese Einschätzung ist die Verknüpfung einer anspruchsvollen und komplexen Aufgabenstellung mit einer Formgebung, die nicht nur konstruktiven, sondern auch ästhetischen Ansprüchen gerecht werden soll. Die breite gesellschaftliche Anerkennung der Funktionalität und Notwendigkeit von Brücken – im Gegensatz zu anderen Ingenieurbauwerken wie Hochhäuser, Depoanlagen oder Kraftwerke – trägt ihren Teil zum besonderen Reiz dieser Bauwerke bei. Mit Brücken werden positive Aspekte des menschlichen Zusammenlebens, wie Zusammengehörigkeit oder Überwindung von Abgründen und Hindernissen verbunden.

Im Netz der Bundesfernstraßen (Autobahnen und Bundesstraßen) in Deutschland befinden sich derzeit etwas mehr als 51.000 Brücken¹, für die der Bund als Baulastträger zuständig ist. Aufgrund der Topografie haben hier nicht die spektakulären, großen Bauwerke den überwiegenden Anteil, sondern die kleinen und mittleren Brücken. Dies spiegelt sich auch in der Häufigkeitsverteilung der unterschiedlichen Bauarten wider (siehe Bild 1). Den weitaus größten Anteil haben Stahlbeton- und Spannbetonbrücken, die sich bei kleinen und middle-

ren Spannweiten als wirtschaftlichste Lösung erwiesen haben. Wenngleich die Bauwerke aus Stahl einen, im Vergleich zur Gesamtzahl, geringen Anteil darstellen, sind Stahlbrücken im Bereich des Großbrückenbaus überproportional vertreten. Der Grund dafür liegt in dem gegenüber Betonbrücken geringen Eigengewicht, was bei größeren Spannweiten zunehmend an Bedeutung gewinnt. So wurden z. B. die meisten der großen Strombrücken über den Rhein als Stahlbrücken konzipiert. Im Zuge der Bundesfernstraßen gibt es rund 200 Stahlbrücken mit einer Gesamtüberbaufläche von knapp 1,2 Mio. m² und einer Gesamtlänge von etwa 53 km (Stand 01.03.2021).

Die nach wie vor rasant fortschreitende Entwicklung im Transport- und Fahrzeugwesen führt bei Straßen und Brücken zu immer größeren Beanspruchungen. Nicht nur das Verkehrsaufkommen und der Schwerverkehrsanteil haben sich in den letzten Jahrzehnten dramatisch erhöht, auch die nach StVZO zulässigen Gesamtgewichte und Achslasten sind deutlich gestiegen. Verkehrsprognosen gehen davon aus, dass der Straßen-Güter-

Verkehr durch das wirtschaftliche Wachstum in Europa und die Lage Deutschlands als Transitland bis 2030 nochmals deutlich zunehmen wird [2]. Aufgrund des gegenüber Betonbrücken deutlich geringeren Eigengewichts wirkt sich eine solche Erhöhung der Verkehrsbelastung bei Stahlbrücken besonders ungünstig aus.

Ein Großteil der heute stehenden Stahlbrücken wurde in den 1960er Jahren errichtet, als man die rasante Entwicklung der ermüdungsrelevanten Belastungen in Form von Schwerverkehr noch nicht vorhergesehen hatte. Während in den neuen europäischen Normen für die Bemessung von Stahlbrücken mittlerweile Qualitätsanforderungen für die ermüdungsgerechte Ausbildung von Detailpunkten enthalten sind, wurde seinerzeit bei der Bemessung von Stahlbrücken noch kein Nachweis der Ermüdungssicherheit verlangt. Dies hat in vielen Fällen zu Konstruktionsdetails mit einer sehr geringen Ermüdungsfestigkeit geführt. Seit Ende der 1990er Jahre ist bei Stahlbrücken eine stetige Zunahme von Schäden in Form von Schweißnaht- und Blechrissen zu verzeichnen, die immer wieder Anlass zu aufwändigen Erhaltungsmaßnahmen geben. In vielen Fällen hat man sich dabei auf das Ausfugen und Nachschweißen der schadhafte Stellen beschränkt, was im Rückblick oft nicht zu dem erhofften Erfolg führte.

¹ Der Begriff Brücken bezieht sich in den Ausführungen dieses Berichts auf die einzelnen Teilbauwerke gemäß ASB-ING [1].

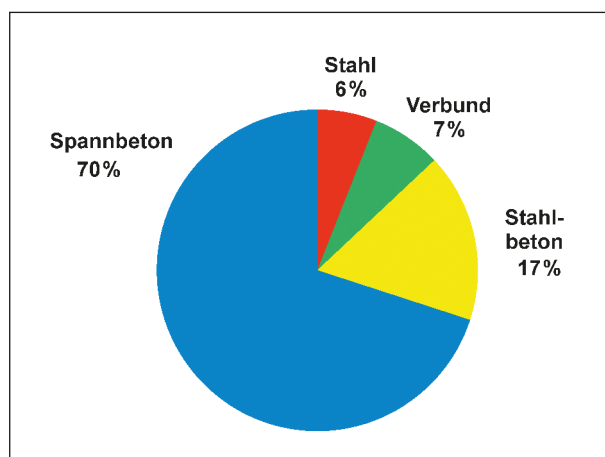


Bild 1: Häufigkeitsverteilung der Brückenflächen in Bundesfernstraßen nach Bauweisen (Stand: 01.03.2021)

Um auch bei weiter ansteigenden Beanspruchungen eine hinreichende Gesamtlebensdauer ohne erhöhten Wartungsaufwand sicherzustellen, werden wirksame Konzepte und neue Lösungen für die Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken notwendig. Die folgenden Kapitel 1.2 bis 1.5 liefern einen Überblick über den Bestand der Stahlbrücken im Bundesfernstraßennetz und enthalten eine Zusammenstellung unterschiedlicher Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung [3].

1.2 Schäden an orthotropen Fahrbahnplatten

Unabhängig vom jeweils ausgeführten Brückensystem (Vollwandbalken-, Fachwerkbalken-, Stabbogen-, Schrägseil- oder Hängebrücke) haben reine Stahlbrücken meist ein gemeinsames Konstruktionsmerkmal – die Ausbildung der Fahrbahnplatte. Sie dient dem Zweck der Aufnahme und Weiterleitung der Lasten aus dem Straßenverkehr und besteht aus einer Vielzahl von Blechen, die durch Schweißnähte miteinander verbunden sind.

Bedingt durch die typische konstruktive Ausbildung mit Deckblech, Längssteifen, Quer- und Hauptträgern (Bild 2) weist die Fahrbahnplatte in den beiden aufeinander senkrecht stehenden (oder orthogonalen) Hauptrichtungen unterschiedliche (oder anisotrope) Eigenschaften auf, insbesondere hinsichtlich der Biegesteifigkeit. Daraus leitet sich auch die Fachbezeichnung „orthogonal anisotrope Fahrbahnplatte“ ab, oder kurz „orthotrope Platte“. Entsprechend der historischen Entwicklung findet sich eine Vielzahl verschiedener konstruktiver Lösungen, die zu unterschiedlichen Erfahrungen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit und

schließlich zur heute angewendeten Standardbauweise mit Trapezsteifen geführt haben. Einige der frühen Konstruktionen, die inzwischen 50 bis 60 Jahre unter Verkehr stehen, zeigen vermehrt Schäden, die ihre Ursache im Wesentlichen in der unzureichenden Gestaltung konstruktiver Details und den damit verbundenen Problemen für eine ermüdungsgerechte Ausführung haben [3].

Für eine erste Beurteilung des Bauwerkszustands kann die sogenannte Zustandsnote des Überbaus herangezogen werden. Eine Zustandsnote Überbau mit Werten $\geq 2,5$ weist auf einen nicht mehr befriedigenden Bauwerkszustand infolge von Schäden hin. Der Anteil der Stahlbrücken mit Substanzkennzahlen über 2,5 liegt bei 85 % (Bild 3).

Die Schäden in den Ausführungen der Brückenkonstruktionen mit orthotropen Platten können in vier Hauptkategorien je nach Lage des betroffenen

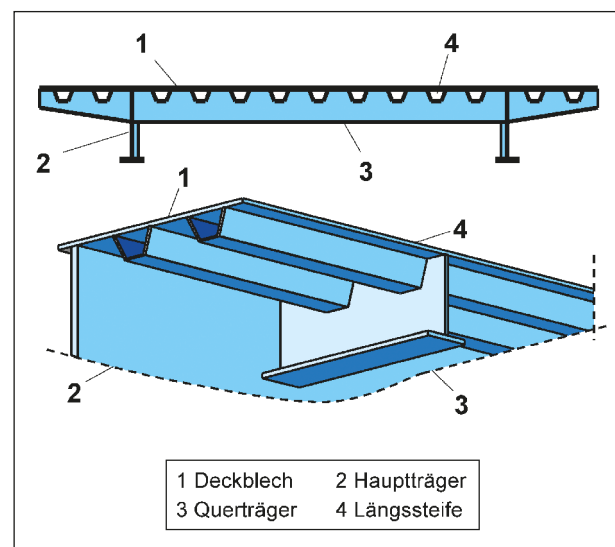


Bild 2: Aufbau einer orthotropen Fahrbahnplatte

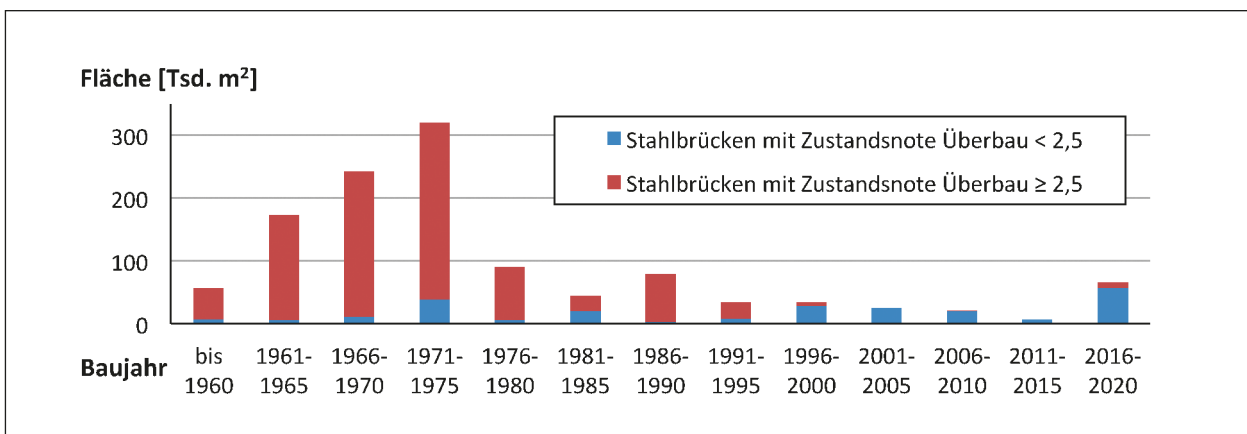


Bild 3: Verteilung der Zustandsnoten in Abhängigkeit von der Altersstruktur (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand: 01.03.2021)

Details und dessen Rolle bei der Lastabtragung eingeteilt werden. (Bilder 4 bis 7). Diese Kategorisierung weist auf verschiedene Schwachstellen der Brückenkonstruktion und in der Lastabtragung von

dem Deckblech (Kategorie 1) über die Steifen (Kategorie 2) in die Querträger und Rahmen (Kategorie 3) hin. Damit liefert sie einen Anhaltspunkt für die Gefährdung, was sowohl bei der Berechnung und

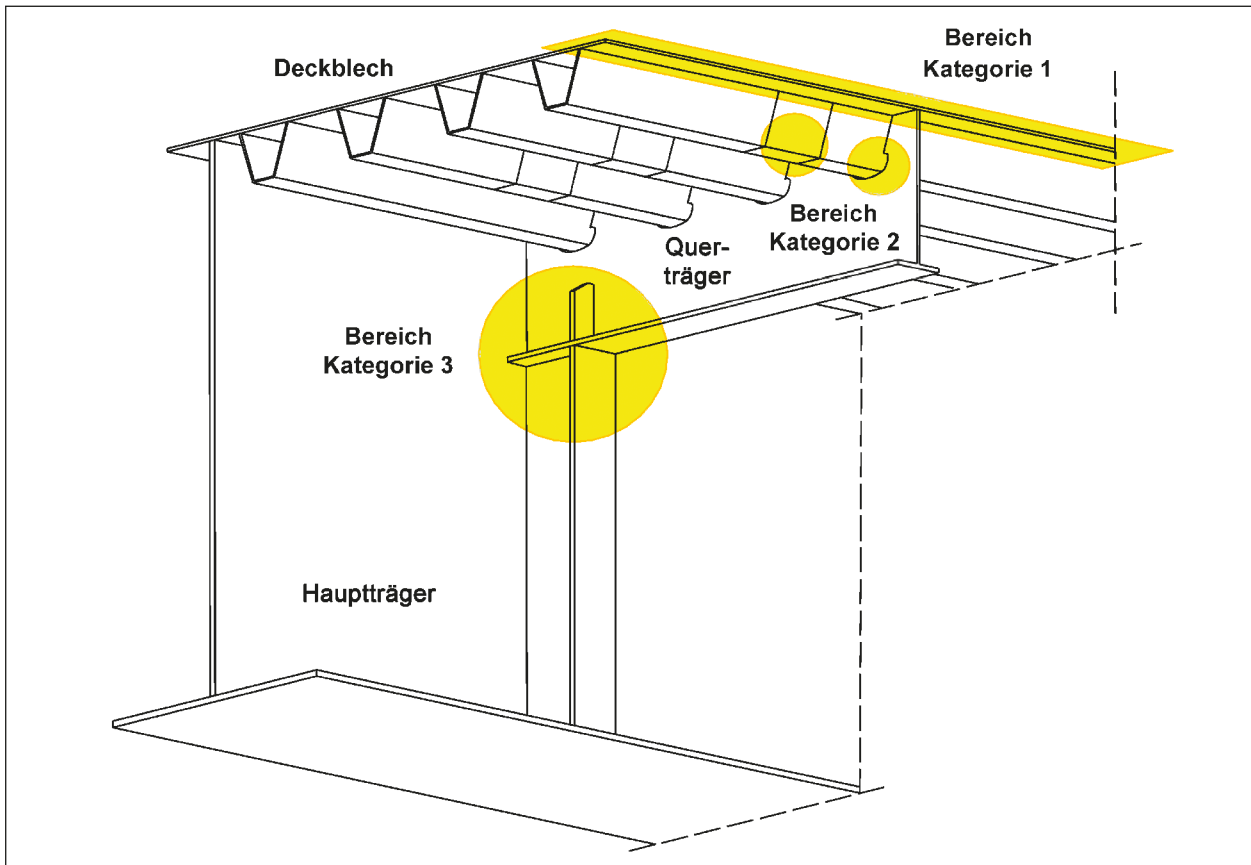


Bild 4: Orthotrope Fahrbahnplatte: Heutige Standardbauweise und Gefährdungsbereiche der Kategorien 1 bis 3 [4]

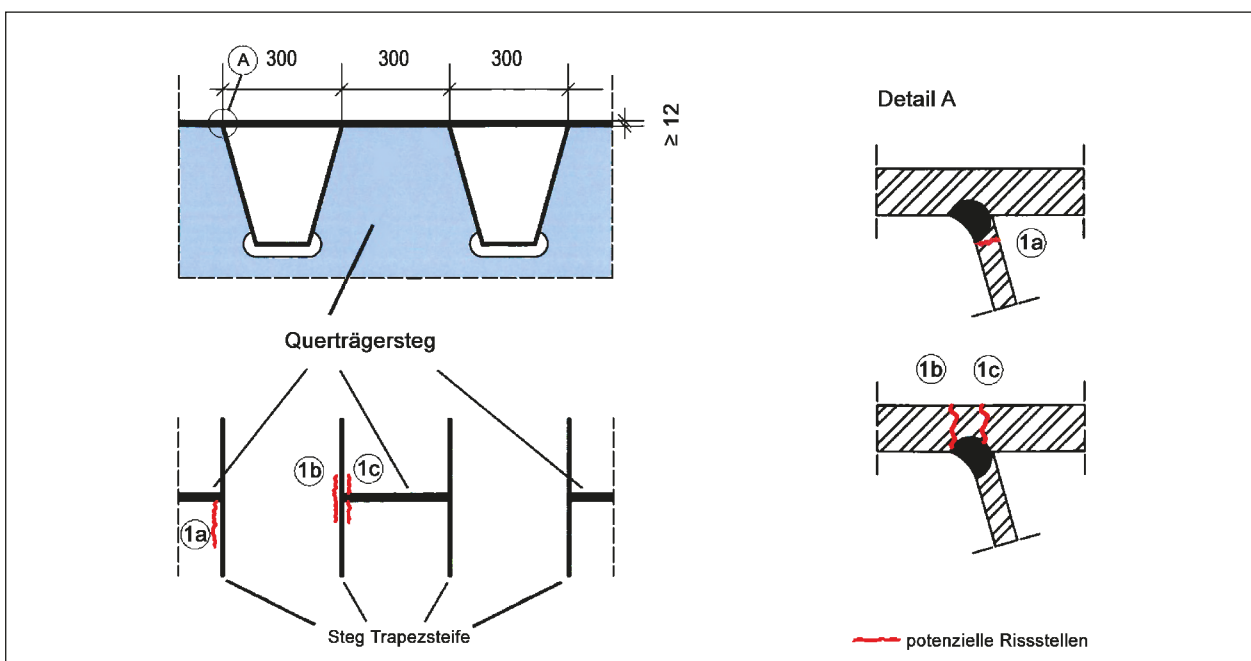


Bild 5: Gefährdungskategorie 1: Anschlüsse im Deckblech [4]

Konstruktion neuer Brücken berücksichtigt werden sollte, als auch bei der Prüfung und Bewertung bestehender Brücken, vor allem im Hinblick auf die Einschätzung der Dauerfestigkeit unter Berücksichtigung der zukünftigen Steigerungen der Verkehrsbelastung. Besonders gefährdet sind das Deckblech und seine Anschlüsse (Kategorie 1), da sich hier die Größe und Anzahl der Achs- und Radlasten direkt auswirken und Schäden die Brücke unbefahrbar machen können. Solche Schäden führen un-

weigerlich zum Ersatz der gesamten Konstruktion, wenn keine geeigneten Reparatur- und Verstärkungsmaßnahmen gefunden werden, um die Dauerhaftigkeit deutlich zu erhöhen. [4]

Exemplarisch seien drei prominente Beispiele für Stahlbrücken mit derartigen Schäden genannt:

- Die Haseltalbrücke im Zuge der A3: Nach jahrzehntelangen Reparatur- und umfangreichen Verstärkungsmaßnahmen wurde die 1961 fertig-

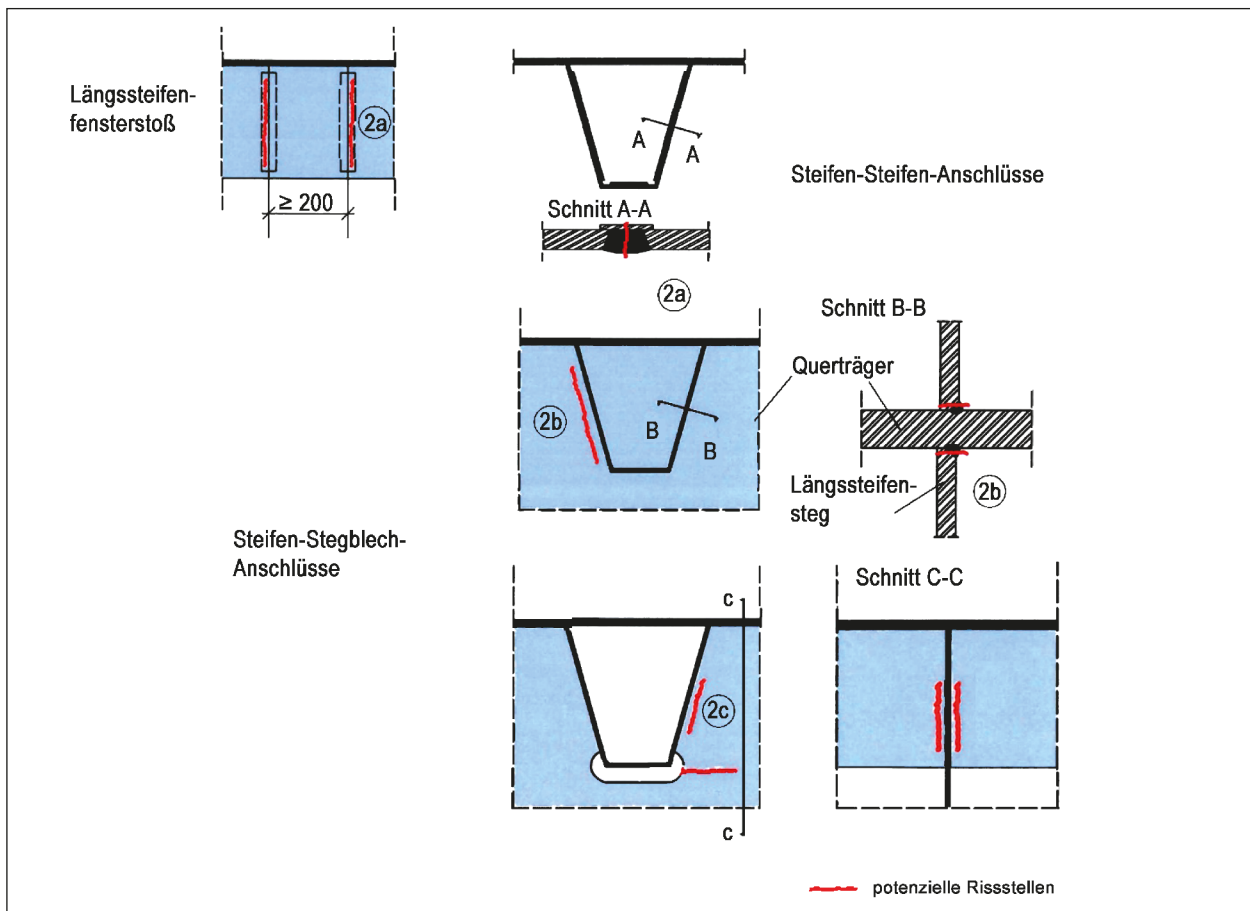


Bild 6: Gefährdungskategorie 2: Anschlüsse im Längssystem [4]

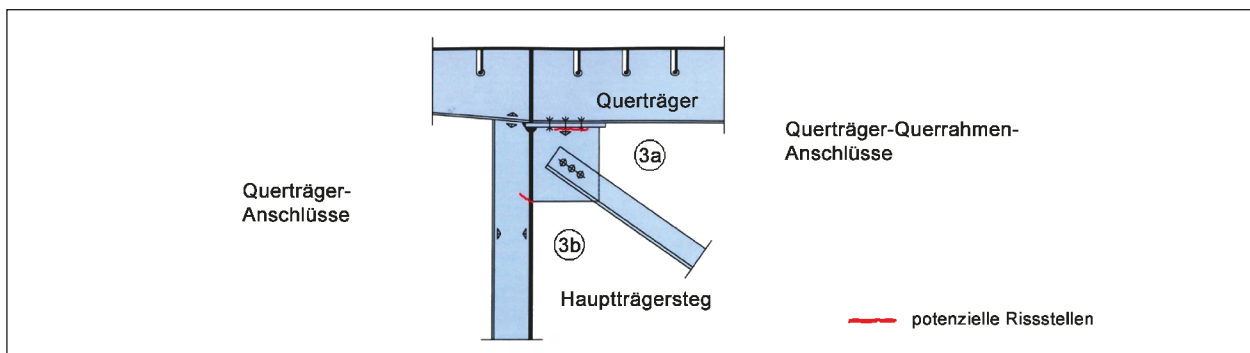


Bild 7: Gefährdungskategorie 3: Anschlüsse im Quersystem [4]

gestellt Stahlbrücke in 2011 durch eine neue Spannbetonbrücke ersetzt [5].

- Rheinbrücke Leverkusen: Seit 2014 ist die Brücke für Fahrzeuge mit einem Gewicht von über 3,5 Tonnen gesperrt. Das Bauwerk wird durch eine neue Stahlbrücke ersetzt; der erste Überbau soll im Jahr 2023 fertig gestellt sein [6], [7].
- Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp: Seit 2014 sind zur Reduzierung der Belastungen anstelle von sechs nur noch maximal vier Fahrstreifen freigegeben. Das Bauwerk wird durch eine neue Stahlbrücke ersetzt; der erste Überbau soll im Jahr 2023 fertig gestellt sein [6], [7].

1.3 Bestandsanalyse

1.3.1 Allgemein

Im Rahmen einer Bestandsanalyse werden alle relevanten Daten getrennt für die Einwirkungs- und die Widerstandsseite erfasst, gefiltert und aufbereitet. Zusammenfassend erfolgt im Nachfolgenden eine Klassifizierung der bestehenden Stahlbrücken im Hinblick auf den Erhaltungsbedarf.

1.3.2 Einwirkungsseite

Allgemein

Auf der Einwirkungsseite sind die extreme Zunahme des Straßengüterverkehrs und die damit verbundene Anpassung der Bemessungslasten von entscheidender Bedeutung (Bild 8). Als problematisch erweisen sich darüber hinaus auch neue Reifenentwicklungen, die zu höheren Radlasten führen sowie die stark angestiegene Zahl der genehmigten Schwertransporte.

Aufgrund des gegenüber Betonbrücken vergleichsweise geringen Eigengewichts muss die Zunahme der Verkehrslasten auf der Einwirkungsseite aus Sicht der Stahlbrücken als besonders kritisch eingestuft werden.

Verkehrslasten

Im Laufe der Jahre wurden die Bemessungslasten aus dem Straßenverkehr für neue Brücken der Verkehrsentwicklung und den steigenden zulässigen Gesamtgewichten der Lkw angepasst (Bilder 9 und 10).

Im Jahre 1952 wurden in Deutschland für die Lastannahmen für Straßenbrücken mit der DIN 1072

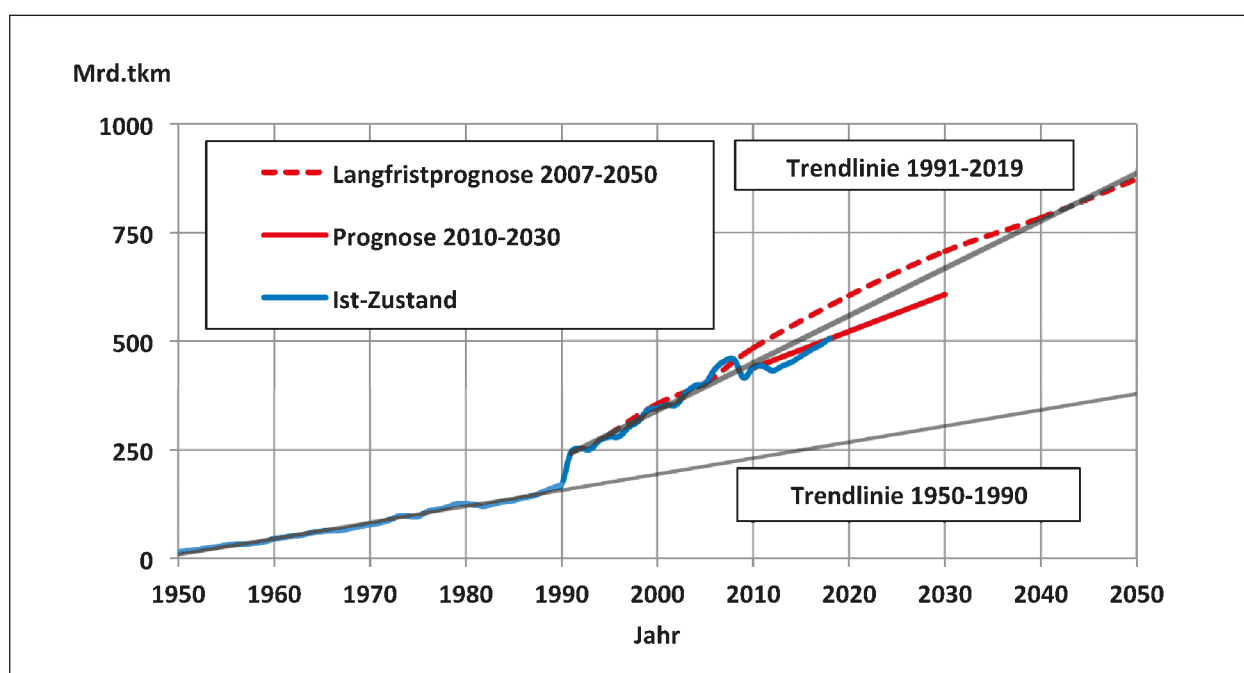


Bild 8: Entwicklung und Prognose des Straßengüterverkehrs in Deutschland (Stand 2020)

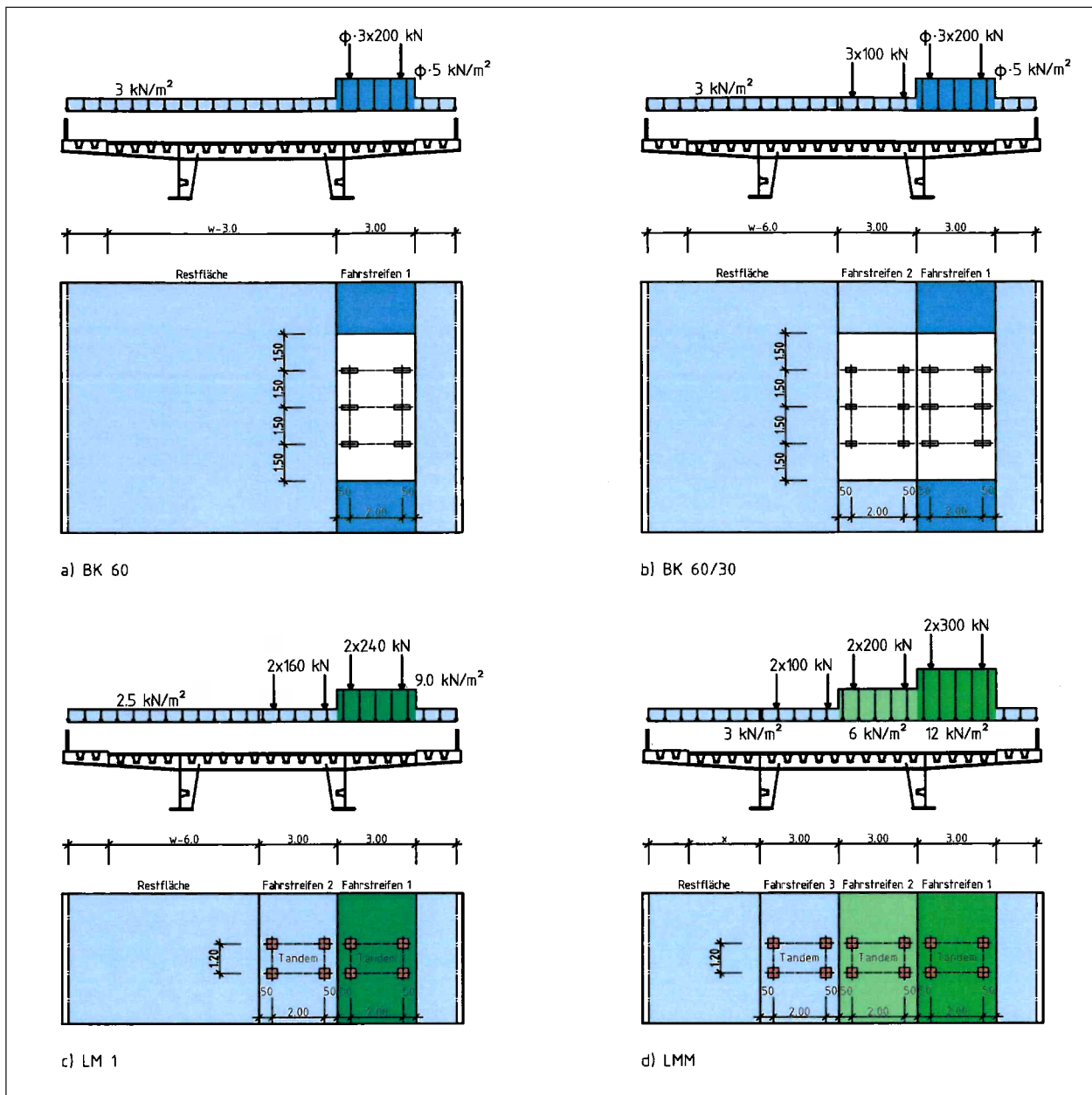


Bild 9: Bemessungslasten für Brücken

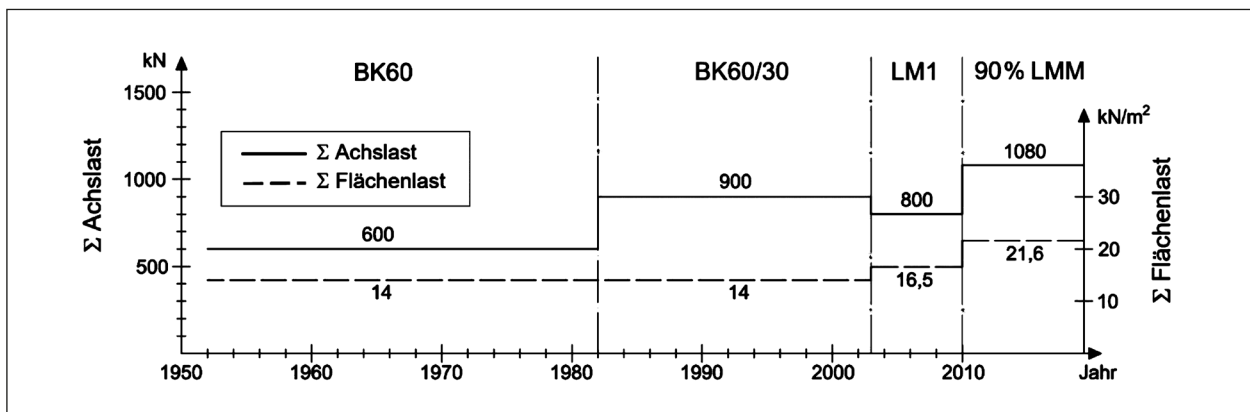


Bild 10: Qualitative Entwicklung der Lastmodelle (Querschnittsbreite 12 m)

(1952) [8] der dreiachsige 60 t-Schwerlastwagen und somit die Brückenklasse 60 (BK 60) eingeführt (Bild 9 a). Damit konnten die Verkehrslasten über Jahrzehnte ausreichend abgedeckt werden.

Wegen des steigenden Verkehrsaufkommens wurde mit Einführung der Brückenklasse 60/30 (BK 60/30) im Jahre 1982 eine entsprechende Anpassung vorgenommen (Bild 9 b).

Mit der Einführung des DIN-Fachberichts 101 [9] im März 2003 erfolgte die Umstellung auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite. Der Sicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite beträgt hierbei 1,5. Maßgeblich für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist das Lastmodell 1 (LM1) mit der Anordnung von Doppelachsen in den Fahrstreifen 1 und 2 (Bild 9 c).

Neueste Verkehrsprognosen gehen davon aus, dass der Straßen-Güterverkehr bis 2030 nochmals deutlich zunehmen wird [2]. Aus diesem Grund erfolgte mit Einführung der DIN EN 1991-2 [10] im Jahre 2013 eine weitere Erhöhung der einwirkenden Verkehrslasten in Form eines modifizierten Lastmodells LM1 (LMM) (Bild 9 d). Bei gleichzeitiger Reduzierung des Teilsicherheitsbeiwerts auf den international üblichen Wert von 1,35 werden die charakteristischen Achs- und Flächenlasten durch die Anpassung der Faktoren α_{Q1} und α_{q1} deutlich erhöht.

Bild 10 veranschaulicht qualitativ die Entwicklung der Lastmodelle, wobei jeweils die Summe aller Einzellasten (durchgezogene Linie) sowie die Summe der Flächenlasten (gestrichelte Linie) bezogen auf einen 3 m breiten Fahrstreifen dargestellt wird. Um den geringeren Teilsicherheitsfaktor zu berücksichtigen,

erfolgte die Berechnung des Lastmodells LMM mit um den Faktor 0,9 reduzierten Werten ($1,35 / 1,5 = 0,9$).

Die Entwicklung der Lastmodelle spiegelt sich auch in der Altersstruktur der Bauwerke wider. Den meisten Stahlbrücken, die bis Anfang der 1980er Jahre errichtet wurden, liegt die Brückenklasse 60 zugrunde. Manche dieser Brücken ließen sich nachträglich (durch Nachrechnung bzw. Verstärkung) einer höheren Brückenklasse zuordnen (Bild 11).

Bei den zwischen 1986 und 2000 errichteten Stahlbrücken dominiert die Brückenklasse 60/30, die ab Beginn der 2000er Jahre wiederum von den Lastmodellen LM1 (gemäß DIN-Fachbericht 101 [9]) bzw. LMM (entspricht LM1 gemäß DIN EN 1991-2 [10]) abgelöst wurde (Bild 11). Bezogen auf die Brückenfläche weisen 59 % der Stahlbrücken die Brückenklasse 60, 21 % die Brückenklasse 60/30 und 10 % die Brückenklasse LM1 auf, während lediglich 2 % der Stahlbrücken nach dem Lastmodell LMM bemessen sind. Bei 8 % der Stahlbrücken ist die Brückenklasse niedriger oder es liegen keine Angaben vor (Bild 12).

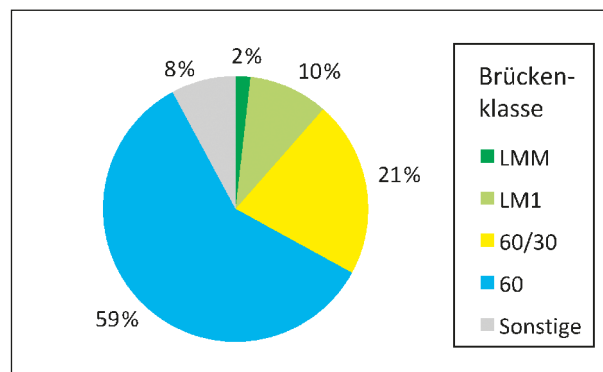


Bild 12: Brückenklasse (Stahlbrückenfläche in %)

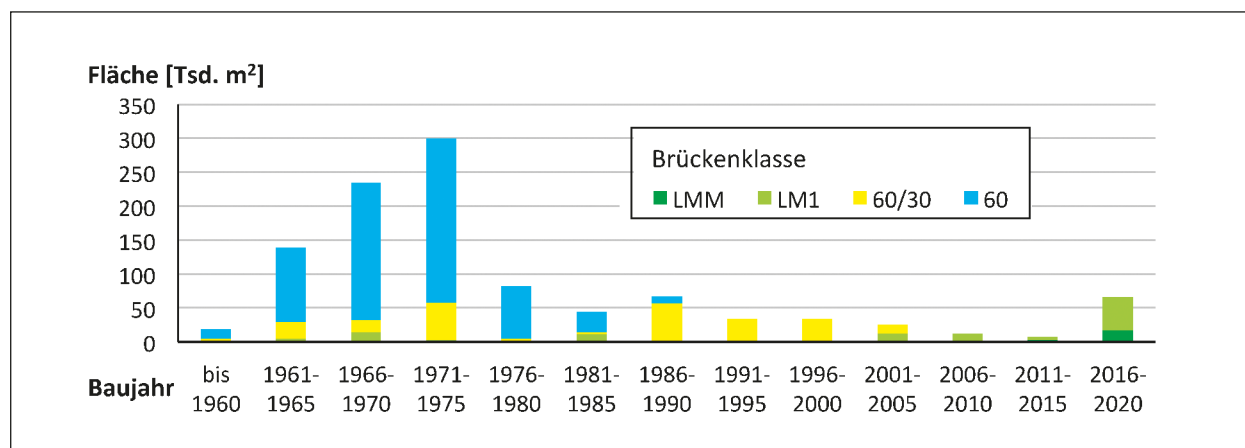


Bild 11: Brückenklasse-Baujahr (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand 01.03.2021)

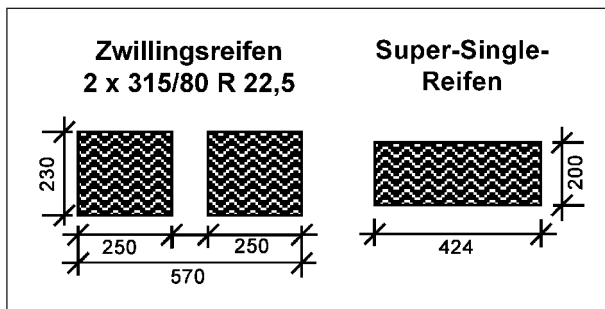


Bild 13: Radaufstandsflächen im Vergleich [mm]

Reifenentwicklung

Eine ungünstige Entwicklung würde der Wechsel von Zwillingsbereifung zu einer Bereifung auch der Antriebsachsen mit Wide-Base-Super-Single Reifen darstellen. Durch die verringerte Radaufstandsfläche (siehe Bild 13) entsteht bei gleichbleibender Achslast eine Erhöhung der Flächenpressung unter dem Reifen um etwa 36 %. Dadurch entstehen lokale Spannungsspitzen, die sich bei den vergleichsweise schlanken und weichen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken besonders ungünstig auswirken.

Bislang wird der Super-Single-Reifen von den Speditoren in Europa kaum eingesetzt.

Schwertransporte

Die gültige Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO) erlaubt für Nutzfahrzeuge eine maximale Einzelachslast von 11,5 t (für die angetriebene Achse) bei einem zulässigen Gesamtgewicht von bis zu 40 t (für Fahrzeugkombinationen mit mehr als 4 Achsen) bzw. 44 t (für Sattelkraftfahrzeuge zur Beförderung eines ISO-Containers).

Zur Erfassung des aktuellen Verkehrsszenarios auf Bundesfernstraßen wurden von der Universität Duisburg-Essen Verkehrslastmessungen an einer Brücke im Rahmen einer 18-monatigen automatisierten Dauerüberwachung (Monitoring) durchgeführt. Diese Messungen ergaben erheblich höhere Gesamtgewichte (G) und Achslasten (F), als sie nach der StVZO für Nutzfahrzeuge vorgesehen sind. Die Höchstwerte betragen $G_{\max} = 67$ t und $F_{\max} = 17$ t. Die erfassten Schwertransporte (STP) wiesen Gesamtgewichte bis zu $G_{\max} = 169$ t (für dauergenehmigte STP) bzw. $G_{\max} = 228$ t (für einzelgenehmigte STP) auf. [11]

Wenngleich solch hohe Belastungen mit einem Anteil von unter 3 % verhältnismäßig selten vorkom-

men, dürfen sie aber nicht als unproblematisch angesehen werden. Die hohen Gesamtgewichte und Achslasten können zu einer deutlichen Reduzierung der Lebensdauer von Fahrbahnbelag und Fahrbahnplatte führen.

Auch zukünftig ist mit einer weiteren Zunahme des Verkehrsaufkommens sowie mit höheren Gesamtgewichten und Achslasten zu rechnen. Seit dem 01.01.2017 können Lang-Lkw mit einer Gesamtlänge von bis zu 25,25 m im streckenbezogenen Regelbetrieb fahren [12]. Die von den Transportverbänden propagierte Anhebung der zulässigen Gesamtgewichte auf 60 t konnte aufgrund der voraussichtlich fatalen Auswirkungen auf eine Vielzahl der deutschen Straßenbrücken vorerst abgewendet werden. In Anbetracht des zunehmenden europäischen Wettbewerbs ist jedoch mit erneuten Forderungen der Transportverbände nach einer Erhöhung der zulässigen Gesamtgewichte zu rechnen.

Schlussfolgerung

Die nach wie vor rasant fortschreitende Entwicklung im Transport- und Fahrzeugwesen führt insbesondere bei stählernen Straßenbrücken zu immer größeren Beanspruchungen. Nicht nur das Verkehrsaufkommen und der Schwerverkehrsanteil haben sich in den letzten Jahrzehnten dramatisch erhöht, auch die nach StVZO zulässigen Gesamtgewichte und Achslasten sind deutlich gestiegen. Hinzu kommen steigende Beanspruchungen infolge der neuesten Reifenentwicklung sowie durch die stark angestiegene Zahl der genehmigten Schwertransporte.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Einwirkungen im Laufe der Zeit deutlich angewachsen sind und dass sich dieser Trend voraussichtlich auch zukünftig fortsetzt. Dieser Entwicklung wird mit dem modifizierten Lastmodell Rechnung getragen. Ein grundsätzliches Problem besteht darin, dass die genaue Belastungsgeschichte von Brücken nicht bekannt ist. Ohne diese Grundlage können weder eine Schadensakkumulation noch eine seriöse Abschätzung der Restnutzungsdauer erfolgen. Dies bedeutet im Umkehrschluss, dass das Brückenmanagement der Zukunft von einer exakten Erfassung der Achslasten enorm profitieren würde. Grundsätzlich sind hier unterschiedliche Ansätze denkbar, wie z. B. eine indirekte Achslasterfassung über intelligente Fahrbahnübergänge und Lager [13]. Im Zuge der Digitalisierung wäre

womöglich auch eine direkte Erfassung der Achslasten realisierbar, indem per „on-board“-Sensoren erhobene Daten brückenseitig anonym ausgelesen und aufgezeichnet werden.

1.3.3 Widerstandsseite

Allgemein

Um die Auswirkungen der erhöhten Beanspruchungen auf die bestehenden Brücken beurteilen zu können, ist eine differenzierte Betrachtung der Widerstandsseite erforderlich. Das Augenmerk richtet sich dabei insbesondere auf den Bauwerkszustand und den Traglastindex der bestehenden Stahlbrücken sowie auf die Entwicklungsschritte der orthotropen Fahrbahnplatte. Darüber hinaus wird im Folgenden auf konstruktive Besonderheiten infolge der Einführung des Ermüdungsnachweises eingegangen.

Bauwerkszustand

Um die ständige Funktionstüchtigkeit und Verkehrssicherheit der Brückenbauwerke zu gewährleisten, werden diese einer regelmäßigen Überwachung und Prüfung nach DIN 1076 [14] unterzogen. Für jede einzelne Brücke werden dabei nach festen Vorgaben Zustandsnoten und Substanzkennzahlen zwischen 1 und 4 errechnet. Die Substanzkennzahl entspricht der Zustandsnote ohne eine Bewertung des Einflusses auf die Verkehrssicherheit. Werte $\geq 2,5$ weisen auf einen nicht mehr befriedigenden Bauwerkszustand infolge von Schäden hin (Bild 3). Die aktuellen Substanzkennzahlen für die rund 200 Stahlbrücken im Bereich der Bundesfernstraßen sind in den Bildern 14 und 15 dargestellt.

Die Noten-/Kennzahlbereiche lauten wie folgt:

- 1,0-1,4: sehr guter Bauwerkszustand
- 1,5-1,9: guter Bauwerkszustand
- 2,0-2,4: befriedigender Bauwerkszustand
- 2,5-2,9: ausreichender Bauwerkszustand
- 3,0-3,4: nicht ausreichender Bauwerkszustand
- 3,5-4,0: ungenügender Bauwerkszustand

Der Anteil der Bauwerke mit Substanzkennzahlen über 2,5 zeigt, dass aufgrund des Alters und der erhöhten Beanspruchung der Bauwerke verstärkt Schäden auftreten, die eine zeitnahe Umsetzung von Erhaltungsmaßnahmen erfordern.

Eine Betrachtung der Altersstruktur bestätigt die Vermutung, dass sich der Bauwerkszustand mit zunehmendem Alter der Stahlbrücken tendenziell verschlechtert (Bild 14). Der Anteil der Stahlbrücken, die mit 2,5 bis 4,0 eingestuft sind, liegt mit über 80 % alarmierend hoch (Bild 15). Bei etwa 40 % der Bauwerke liegt die Substanzkennzahl im Bereich nicht ausreichend oder ungenügend. Der Anteil der

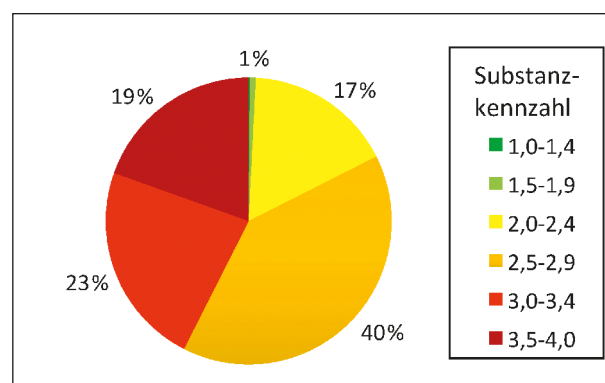


Bild 15: Substanzkennzahl (Stahlbrückenfläche in %)

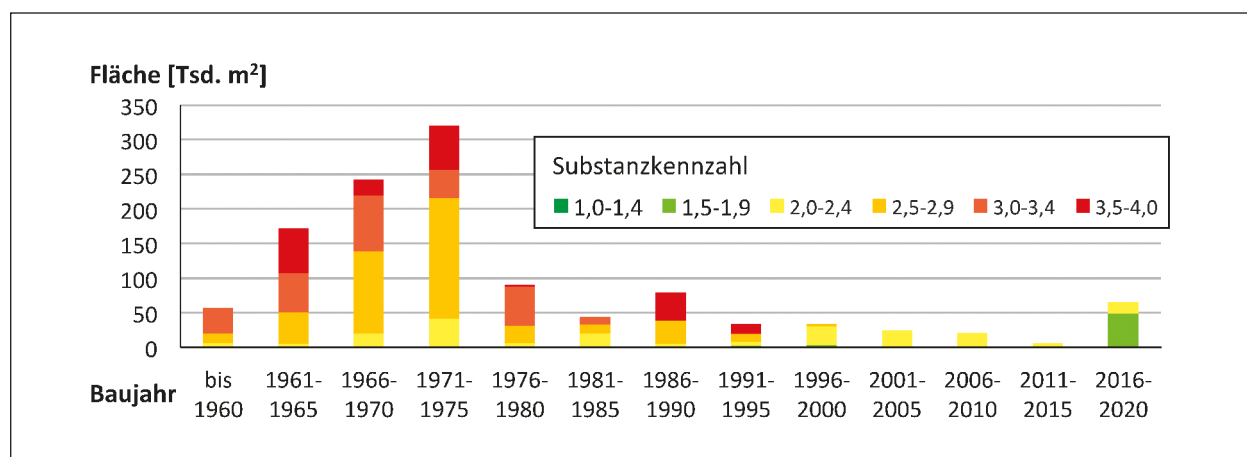


Bild 14: Substanzkennzahl-Baujahr (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand 01.03.2021)

Stahlbrücken mit einer sehr guten bis guten Substanzkennzahl beträgt lediglich 1 %.

Traglastindex

Da die Zustandsnote bzw. die Substanzkennzahl als Ergebnis einer äußeren, handnahen Sichtprüfung des Bauwerks nur bedingt dazu geeignet sind, Tragfähigkeitsdefizite darzustellen, wurde mit ARS Nr. 09/2020 [15] der Traglastindex als weiterer Kennwert zur Beurteilung von Brückenbauwerken für den Bereich der Bundesfernstraßen eingeführt.

Damit wird es zukünftig möglich sein, die Notwendigkeit und – in gewissen Grenzen – auch die Dringlichkeit der Brückenmodernisierung besser aufzuzeigen. Die Klassifizierung der Bauwerke erfolgt in fünf Bewertungsstufen von I bis V, wobei I die beste und V die schlechteste Bewertung darstellt. Das hauptsächliche Einstufungskriterium für den Traglastindex ergibt sich aus dem Vergleich zwischen Soll- und Ist-Tragfähigkeit einer Brücke. Die Soll-Tragfähigkeit entspricht dem Ziellastniveau einer Bestandsbrücke in Abhängigkeit von der anliegenden Verkehrsstärke, der Verkehrszusammensetzung sowie dem Straßenquerschnitt. Die Ist-Tragfähigkeit entspricht der aktuellen Brückentragfähigkeit. Für nachgerechnete Bauwerke ist diese Tragfähigkeit bekannt. Noch nicht nachgerechnete Bauwerke werden entsprechend der ursprünglichen Bemessung beurteilt. Darüber hinaus können Sonderregelungen die Einstufung beeinflussen. [15]

Von einer solchen Sonderregelung sind u. a. auch alle Stahlbrücken mit Baujahr bis einschließlich 1978 und maximaler Einzelstützweite ab 20 m betroffen. Diese Bauwerke erhalten unabhängig von der bisherigen Tragfähigkeitseinstufung grundsätz-

lich den Traglastindex V, sofern kein Nachweis gemäß Nachrechnungsrichtlinie [16] über eine andere Einstufung vorliegt – insbesondere zur Überprüfung der Beulsicherheit der Tragelemente.

Aufgrund dieser Sonderregelung ist den Bauwerken mit Baujahr bis einschließlich 1978 überproportional häufig der Traglastindex V zugeordnet (Bild 16), da für über 90 % dieser Brücken noch keine Nachrechnung vorliegt. Die gegenwärtige Situation ist daher vermutlich nicht ganz so dramatisch, wie es die aktuellen Daten mit einem Anteil von über 50 % im Traglastindex V suggerieren (Bild 17). In diesem Zusammenhang wird deutlich, dass noch zahlreiche Stahlbrücken nachgerechnet werden müssen.

Orthotrope Fahrbahnplatte

Entsprechend der historischen Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatten existieren heute zahlreiche unterschiedliche Konstruktionsdetails, die deutliche Unterschiede hinsichtlich Wirtschaftlichkeit

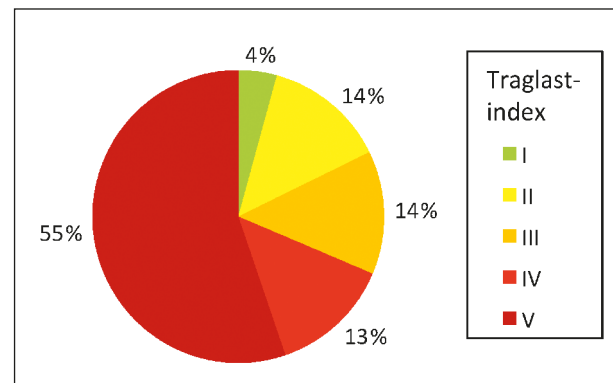


Bild 17: Traglastindex (Stahlbrückenfläche in %)

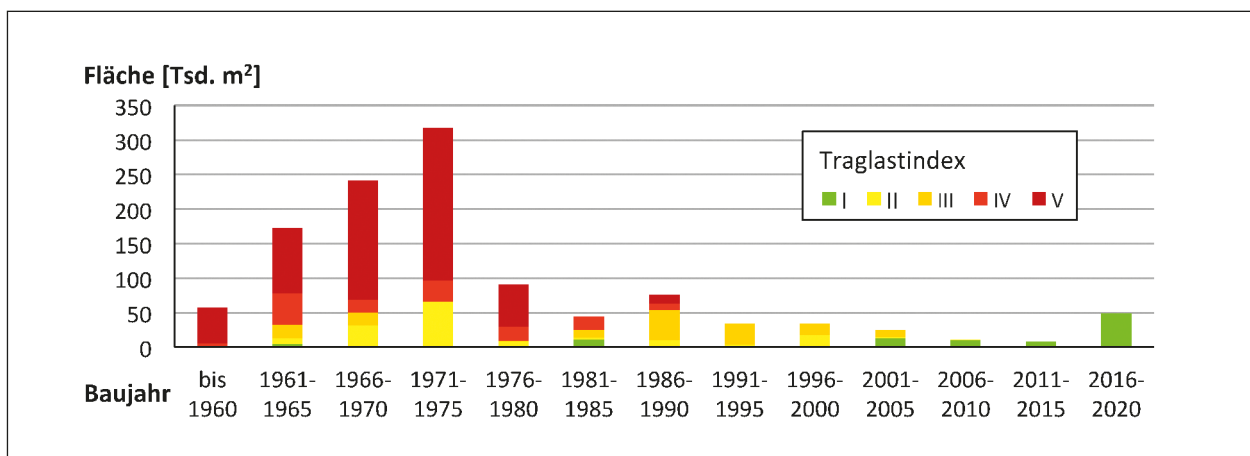


Bild 16: Traglastindex-Baujahr (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand 01.03.2021)

und Dauerhaftigkeit aufweisen. Wesentliche Entwicklungsschritte lassen sich anhand der konstruktiven Ausbildung folgender Details nachvollziehen:

- Längssteifen
- Kreuzungspunkt zwischen Längssteife und Querträgersteg
- Schweißnaht zwischen Längssteife und Deckblech
- Deckblech

Ausbildung der Längssteifen

Basierend auf Anwendungen aus dem Schiffbau und dem Stahlwasserbau erfolgte die Ausbildung der Längssteifen bei Stahlbrücken bis Ende der 1950er Jahre meist mittels offener Profile mit Stützweiten zwischen den Querträgern von 1,5 m bis 2,5 m (Bild 18). Um die erforderlichen Schweiß-

arbeiten zu minimieren, wurde bereits damals mit immer größeren Längssteifenabständen experimentiert. Die größeren Längssteifenabstände führten jedoch aufgrund der größeren Biegebeanspruchungen zu Rissen in den Brückenbelägen. Um derartige Asphalt Schäden zu vermeiden, wurde mit der folgenden konstruktiven Regel eine Grenze eingeführt, die bis heute Gültigkeit besitzt:

$$e/t \leq 25 \text{ mit}$$

e = Längssteifenabstand

t = Deckblechdicke

Ab etwa 1960 kamen überwiegend geschlossene Steifen zum Einsatz, die gegenüber der offenen Bauweise mehrere Vorteile aufweisen. Bedingt durch eine Erhöhung der Stützweite (auf bis zu 4,0 m bei Y- oder Sektkelchprofilen) ließ sich die Anzahl der Kreuzungspunkte verringern. Gleichzeitig wurde das Schweißnahtvolumen um 50 % redu-

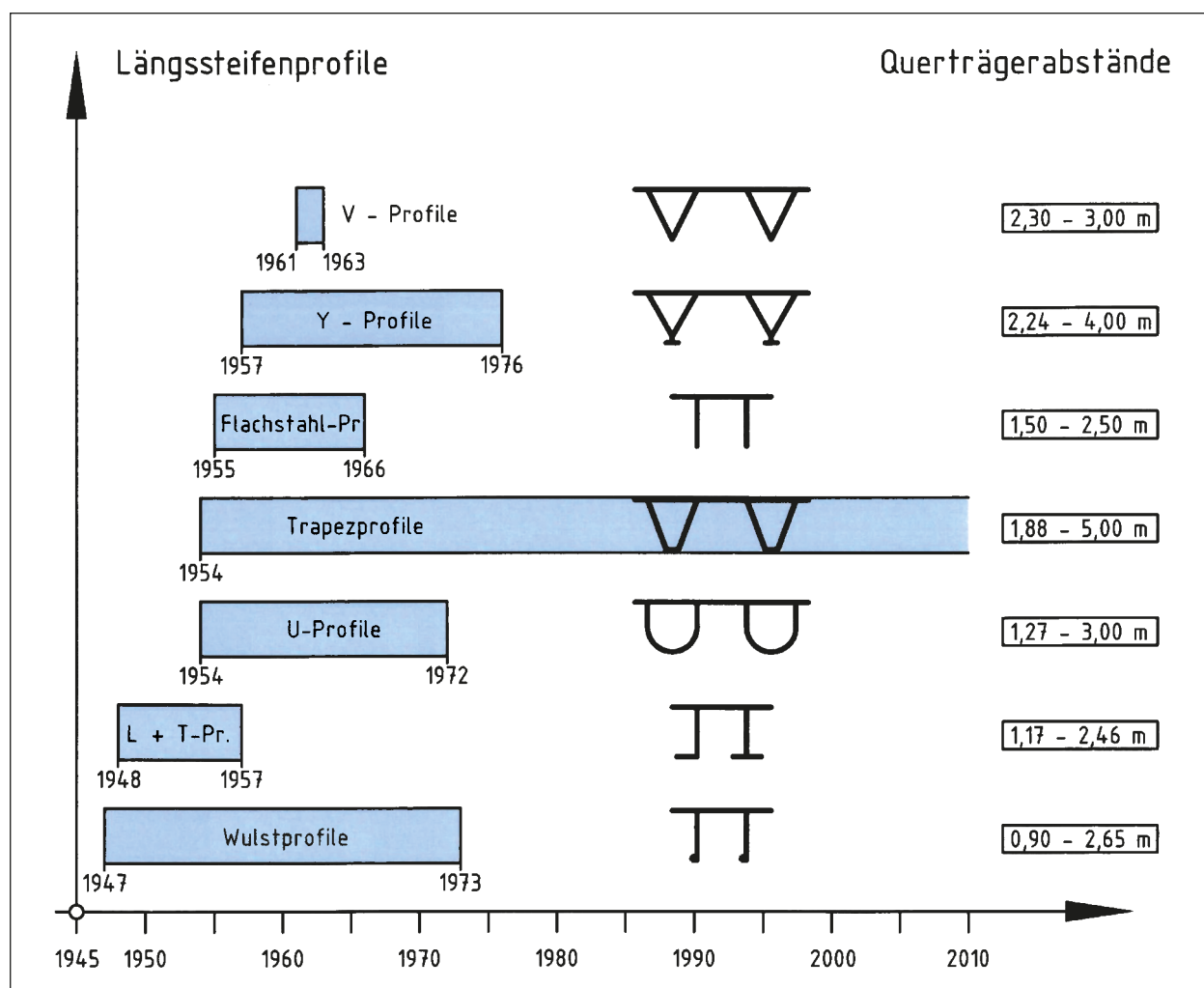


Bild 18: Konstruktive Ausbildung geschlossener Längssteifen (zeitliche Entwicklung) [17]

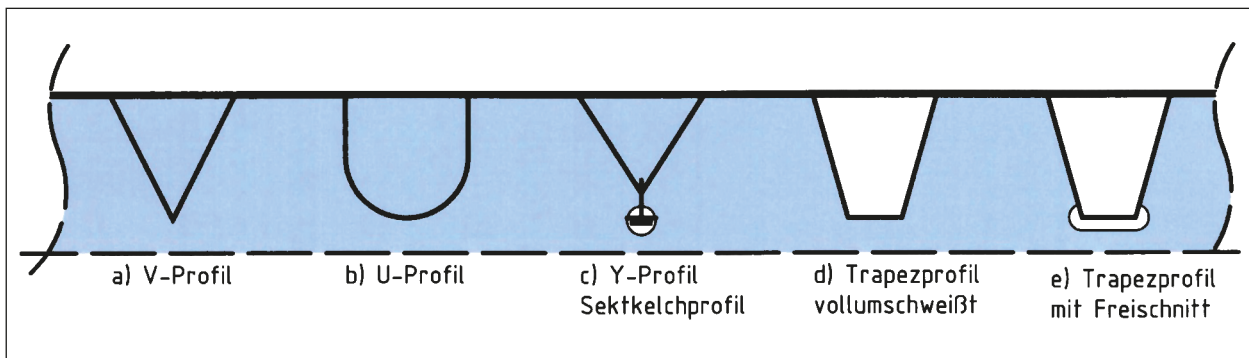


Bild 19: Konstruktive Ausbildung geschlossener Längssteifen

ziert, was nicht nur auf der Materialseite, sondern insbesondere auch bei der Fertigung zu erheblichen Einsparungen führt. Darüber hinaus bewirkt die höhere Torsionssteifigkeit der geschlossenen Längssteifen eine signifikante Verbesserung des lokalen Tragverhaltens. Aus patentrechtlichen Gründen wurden verschiedene geschlossene Längssteifenprofile verwendet (Bild 19). Mit der Entwicklung der Kaltumformtechnik haben sich schließlich die abkanteten Trapezprofile durchgesetzt (mit Stützweiten bis zu 5,0 m), die seit etwa 1971 die Standardbauweise darstellen (Bild 19 d und e).

Kreuzungspunkt Längssteife/Querträger

Während die offenen Steifen vergleichsweise einfach durch den Querträgersteg hindurchgeführt werden konnten, bereiteten diese Kreuzungspunkte mit geschlossenen Steifen zunächst Probleme. Sowohl bei geschraubten Lösungen als auch bei zwischen den Querträgern eingepassten Längssteifen sind häufig Schäden entstanden. Erst das Konstruktionsprinzip, die Längssteifen durch eine Ausnehmung im Querträger hindurchzuführen, hat zu weniger ermüdungsanfälligen Lösungen geführt.

Bei den bis Mitte der 1970er Jahre häufig verwendeten Y- oder Sektkelchprofilen sind viele Probleme festgestellt worden, die im Wesentlichen die Anschlussnähte der Schrägbleche an die Querträger, die Verbindungsnaht zwischen dem Querträgersteg und der Durchführung des angesetzten halben T-Profils sowie die Halsnaht zwischen Schrägblech und Deckblech betreffen [17].

Die trapezförmigen Steifen stellen den aktuellen Stand der Entwicklung der torsionssteifen Längssteifen dar. Gegenüber den Y-Profilen, bei denen die Kraft- bzw. Momentenübertragung in erster Linie über eine durchgesteckte Lasche erfolgt, durch-

laufen die Trapezprofile die Kreuzungspunkte mit den Querträgern ohne Schwächung. Bei der heute üblichen Bauweise nach Eurocode 3 [18] werden die Querträgerstegausnehmungen meist so gestaltet, dass am Untergurt der Trapezsteifen ein Freischnitt verbleibt und nur eine teilweise Verschweißung der Steifen erfolgt (Bild 19 e).

Die Ausführung mit vollständig umschweißten Steifen ist aufgrund der damit verbundenen engen Toleranzanforderungen in Deutschland unüblich (Bild 19 d).

Insgesamt betrachtet weisen die bestehenden Stahlbrücken eine große Gestaltungsvielfalt bei der Detailausbildung des Kreuzungspunktes Längssteifen – Querträgersteg auf. Es existiert eine entsprechende Vielzahl an bauweisenbedingten Schäden, bei denen für jeden Einzelfall eine gezielte Lösung erarbeitet werden muss.

Schweißnaht zwischen Längssteife und Deckblech

Aus den früher üblichen Berechnungsverfahren ergaben sich für dieses Anschlussdetail Halskehlnähte von 3,5 mm bis 4 mm Dicke. Infolge Deckblechbiegung durch die hohen Radlasten werden jedoch auch Biegemomente in die Steifenstege übertragen. Da die im Regelfall 6 mm dicken Steifen ein deutlich größeres Widerstandsmoment aufweisen als die vergleichsweise dünnen Verbindungsnahte, stellt dieses Anschlussdetail folglich das schwächste und somit auch das schadensanfälligste Glied in der Kette dar.

Um diese Schäden zu verhindern oder zu minimieren ergibt sich die Anforderung, die Schweißnähte möglichst in der gleichen Dicke wie die Stegbleche der Längssteifen auszuführen, insbesondere auch

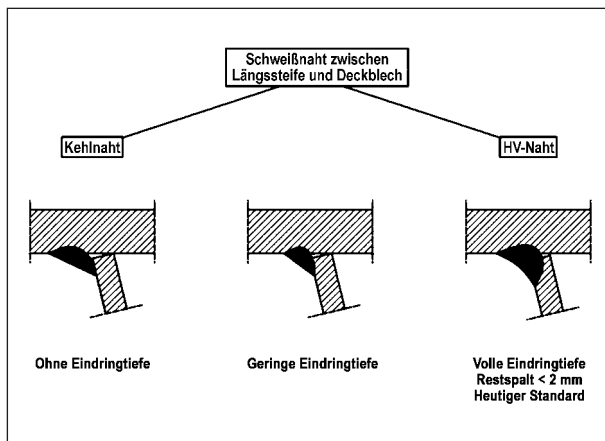


Bild 20: Konstruktive Ausbildung der Verbindungsnaht zwischen Längssteife und Deckblech [4]

bei Reparaturen. Anstelle einer Kehlnaht kommt heute daher standardmäßig eine HV-Naht mit voller Eindringtiefe und einem Restspalt < 2 mm zur Anwendung (Bild 20).

Deckblech

Das Deckblech bildet die Unterlage für den Fahrbelag. Zur Abtragung und Einleitung örtlich konzentrierter Lasten, für eine ausreichende Beanspruchungssicherheit und zur Formhaltung von Querschnitten werden die relativ dünnen Deckbleche mit Längssteifen versehen.

Die vorgeschriebene Mindestdicke des Deckblechs wurde im Laufe der Zeit der zunehmenden Verkehrsbelastung angepasst, um die Größe der örtlichen Durchbiegungen und Spannungen zu begrenzen. Mit Einführung der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Kunstbauten, Ausgabe 76 (ZTV-K 76) wurde eine Mindestdicke t des Deckblechs von 12 mm festgelegt. Wenngleich auch bei den meisten der älteren Bauwerke diese Anforderung erfüllt ist, existieren vereinzelt Stahlbrücken, bei denen die Dicke des Deckblechs lediglich 10 mm beträgt [17], [19]. Mit Einführung des DIN-Fachberichts 103 „Stahlbrücken“, Ausgabe März 2003 wurde für den Fahrbahnbereich eine Deckblechdicke von mindestens 14 mm vorgeschrieben. Diese Anforderung ist auch in den Eurocode 3 eingeflossen [18].

Ermüdungsnachweis

1968 wies Pelikan nach, dass die damals üblichen Tragfähigkeitsuntersuchungen durch Subsysteme

gleichzeitig eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit sicherstellen [20]. Dennoch ergab sich im Laufe der Zeit eine gewisse Häufung typischer Schäden, die aus dem ständig wachsenden Verkehr und den immer schwerer werdenden Lasten resultieren. Typische Schäden sind:

- Risse in den Schweißnähten zwischen Steifensteg und Deckblech
- Risse in den Durchdringungen Steifen – Querträgerstege

Im Jahr 1987 erfolgte mit der Einführung der DIN 18809 „Stählerne Straßen- und Wegbrücken“ [21] die Forderung eines Betriebsfestigkeitsnachweises, der durch die Einhaltung konstruktiver Regeln ersetzt werden konnte.

Auf Veranlassung des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr (BMDV) wurden im Jahr 1998 von einer Expertenrunde Empfehlungen für eine ermüdungssichere Konstruktion von orthotropen Platten erarbeitet. In Anbetracht des europäischen Marktes und Wettbewerbs wurden damit die bisher in Deutschland üblichen Qualitätskriterien erstmals schriftlich niedergelegt. Diese Empfehlungen wurden nahezu 1:1 in den Eurocode 3 übernommen [18]. Bei Einhaltung der Anforderungen ist ein rechnerischer Ermüdungsnachweis nicht erforderlich.

Schlussfolgerung

Ein großer Teil der Stahlbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen befindet sich in einem nicht befriedigenden Zustand. Wesentliche Ursachen sind die Altersstruktur in Verbindung mit der stark wachsenden Belastung durch den Lkw-Verkehr.

Trapezprofile haben sich als die günstigste Längssteifenform bei orthotropen Platten erwiesen. Man begrenzt heute den Querträgerabstand auf maximal 4,5 m. Die Dicke der Schweißnaht zwischen Längssteife und Deckblech sollte der Blechdicke der Längssteifen entsprechen (i. d. R. 6 mm) – auch bei Reparaturen. Die Mindestdicke für das Deckblech beträgt für neue Stahlbrücken 14 mm.

Für orthotrope Fahrbahnplatten von Straßenbrücken werden gemäß Eurocode 3 Qualitätsanforderungen definiert, die die Ermüdungssicherheit gewährleisten [18]. Bei Einhaltung der Anforderungen ist ein rechnerischer Ermüdungsnachweis nicht erforderlich.

1.3.4 Klassifizierung

Bei der Zusammenführung von Einwirkungs- und Widerstandsseite lassen sich kaum Korrelationen feststellen. Die Umstellung der Bemessungslasten von BK 60 auf BK 60/30 Anfang der 1980er Jahre scheint keinen signifikanten Einfluss auf den Bauwerkszustand zu haben. Auch die identifizierten Kenngrößen bezüglich der Reifenentwicklung und der Schwertransporte sind für eine Klassifizierung der bestehenden Bauwerke nur sehr bedingt geeignet.

Allein bei den Substanzkennzahlen, dem Traglastindex und dem Alter der Bauwerke können deutliche Unterschiede und Tendenzen identifiziert werden. Daher wird im Folgenden eine Klassifizierung in Abhängigkeit der Substanzkennzahlen und der Traglastindizes vorgeschlagen (Tabelle 1). Darauf aufbauend kann dann nach Alter sowie nach Bundesautobahnen und Bundesstraßen differenziert werden (Tabelle 2).

Die Klassifizierung erfolgt anhand der Klassen A bis E, wobei Klasse A einer sehr guten Einstufung sowohl bei den Substanzkennzahlen als auch beim Traglastindex entspricht und Klasse E einer sehr schlechten Einstufung. Die Klassen B bis D liegen dazwischen (Tabelle 1).

Die Klassifizierung ermöglicht einen Überblick über den Zustand des Bestandes der Stahlbrücken wobei die gewählte Abstufung von A bis E eine Einschätzung erlaubt, mit welcher Wahrscheinlichkeit und welcher Priorität Erhaltungsmaßnahmen erforderlich werden. Bei Brücken der Klasse A ist diese

Wahrscheinlichkeit am geringsten, bei Brücken der Klasse E am höchsten.

Die Summe der Fläche der in Klasse E eingestuft Stahlbrücken beträgt etwa 0,31 Mio. m² und entspricht mehr als einem Viertel des gesamten Bestandes. Die Summe der Fläche der in Klasse D eingestuft Bauwerke beträgt etwa 0,46 Mio. m² und entspricht knapp 40 % des gesamten Bestandes. Dabei ist jedoch zu beachten, dass, wie oben beschrieben, Brücken mit einem Baujahr bis 1978 automatisch dem Traglastindex V zugeordnet werden, wenn noch keine Nachrechnung erfolgt ist. Daher könnte sich ein etwas besseres Gesamtbild ergeben, wenn die Ergebnisse aus laufenden und noch ausstehenden Nachrechnungen einfließen. Dennoch ist davon auszugehen, dass in den nächsten Jahren für einen nicht unwesentlichen Anteil der aktuell in die Klassen D und E eingestuft Bauwerke mehr oder weniger umfangreiche Erhaltungsmaßnahmen erforderlich werden.

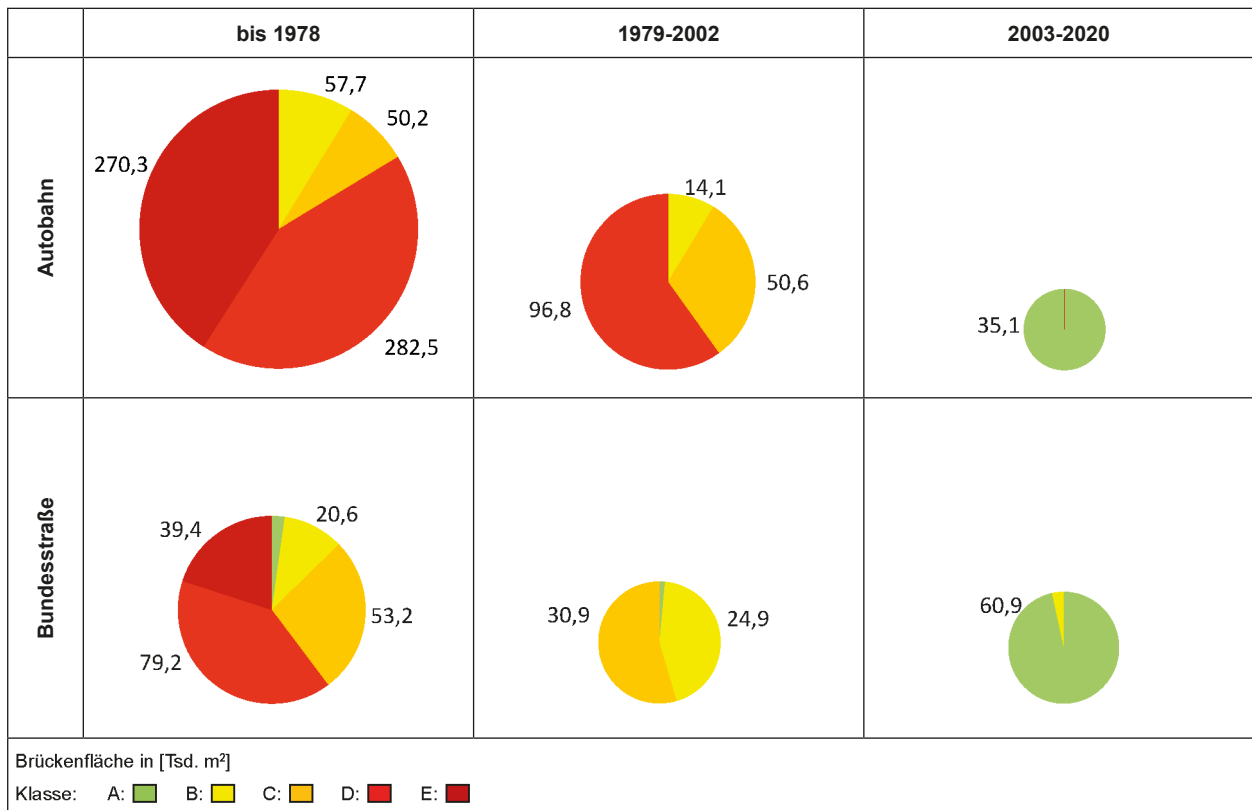
Ein differenzierteres Bild ergibt sich bei einer Staffe- lung nach Alter und der separaten Betrachtung von Bundesautobahnen und Bundesstraßen (Tabelle 2). Die gewählten Grenzen beim Baujahr orientieren sich an der Einstufung des Traglastindex (bis incl. 1978: Stufe V) und an der Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003.

Die bis 1978 errichteten Stahlbrücken zeigen bei der Klassifizierung ein schlechteres Ergebnis als die jüngeren Bauwerke. Zudem schneiden die Stahlbrücken im Zuge von Autobahnen schlechter ab als die im Zuge von Bundesstraßen. Da für den Bau, die Prüfung und die Instandhaltung grundsätz-

		Traglastindex					Summe
		I	II	III	IV	V	
Substanzkennzahlen	1,0-1,4	0,0	0,0	1,3	0,0	0,0	1,3
	1,5-1,9	50,8	1,3	8,0	0,0	0,7	60,9
	2,0-2,4	50,4	27,6	49,9	44,8	15,7	188,2
	2,5-2,9	0,5	80,7	23,6	49,1	286,4	440,3
	3,0-3,4	11,0	27,1	28,4	28,2	179,1	273,9
	3,5-4,0	0,0	6,6	44,9	26,8	130,6	209,0
Summe		112,7	143,4	156,2	148,9	612,5	1.173,6

Brückenfläche in [Tsd. m²]
 Klasse: A: ■ B: ■ C: ■ D: ■ E: ■

Tab. 1: Brückenfläche und Klassifizierung bestehender Stahlbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen



Tab. 2: Brückenfläche und Klassifizierung bestehender Stahlbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen

lich die gleichen Maßstäbe gelten, liegt die Ursache vermutlich in der unterschiedlich stark ausgeprägten Lkw-Belastung begründet. Ein deutlich besseres Ergebnis erreichen die seit 2003 errichteten Stahlbrücken, die sowohl im Zuge von Autobahnen als auch im Zuge von Bundesstraßen überwiegend in der Klasse A eingestuft sind.

1.4 Bauwerkserhaltung

1.4.1 Allgemein

Die verschiedenen Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung sind in den Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING) und hier wiederum in der Richtlinie zur Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauten (RPE-ING) [22] beschrieben (Bild 21).

Im Rahmen der vorliegenden Studie stehen vor allem die Verstärkungsmaßnahmen im Fokus. Darüber hinaus wird auch kurz auf die Nachrechnung, die Instandsetzung und den Ersatzneubau eingegangen.

1.4.2 Nachrechnung

Allgemein

Im Vorfeld von Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen sind rechnerische Nachweise meist unverzichtbar. Dabei kann es sich um eine ausschließlich rechnerische Betrachtung handeln, um den Nachweis der Wirksamkeit von bestimmten Maßnahmen oder um die Entscheidungsgrundlage für einen Ersatzneubau.

Neben den einschlägigen Bemessungsvorschriften (DIN EN 1991-2 und DIN EN 1993-2) stehen hierfür die „Richtlinie für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken“ [16.], [23] und der Bericht „Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life“ [24] als Hilfsmittel zur Verfügung.

Richtlinie für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken

Um ein bundeseinheitliches Vorgehen bei der Nachrechnung und Ertüchtigung bestehender Straßen-

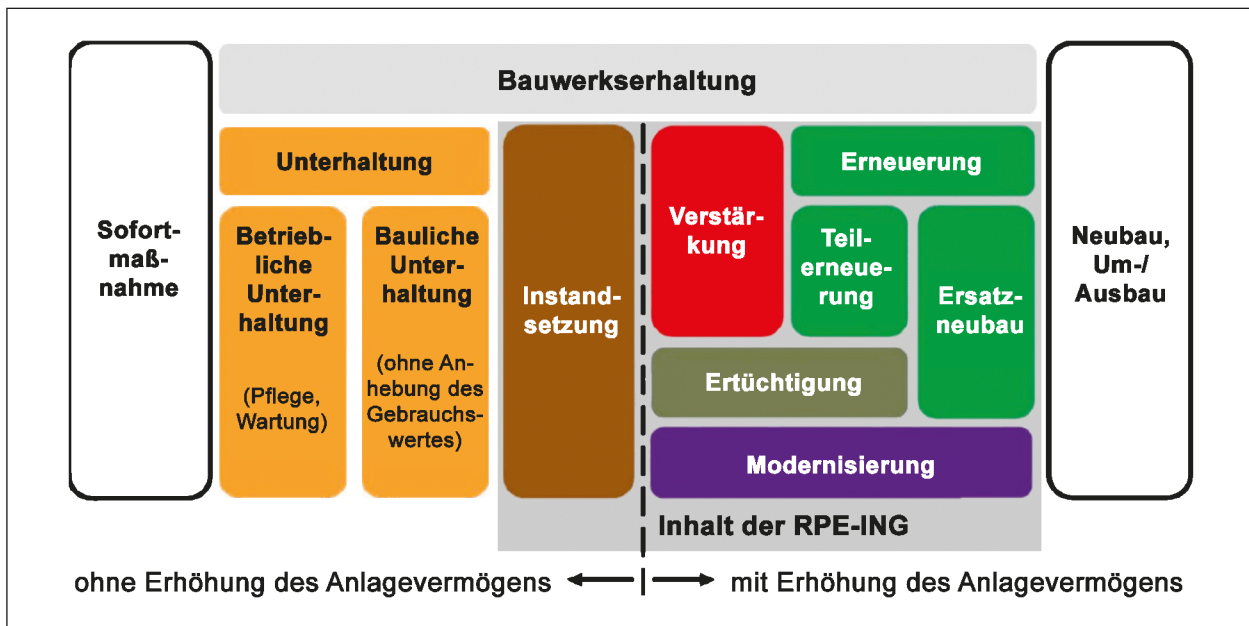


Bild 21: Übersicht der Begriffssystematik der Bauwerkserhaltung gemäß RI-ERH-ING → RPE-ING [22]

brücken zu gewährleisten, wurde die „Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ [16] erarbeitet. Damit steht ein gestuftes Verfahren für eine möglichst wirklichkeitsnahe Tragfähigkeitsbeurteilung zur Verfügung.

Während Stufe 1 einer Standardberechnung nach DIN-Fachberichten bzw. Eurocodes entspricht, können bei den weiteren Stufen Modifikationen an den Nachweisen, den Einwirkungen oder den Teilsicherheitsbeiwerten zu Einschränkungen der Restnutzungsdauer führen und ggf. Kompensationsmaßnahmen erforderlich machen (z. B. Überholverbot, Geschwindigkeitsbegrenzung, reduzierte Intervalle für die Brückenprüfung etc.). Insbesondere werden in der Richtlinie die notwendigen Rahmenbedingungen für die Berechnung von Brücken der Brückenklassen 60 und 60/30 aufgezeigt. Während das Grundkonzept bauartübergreifend Gültigkeit besitzt, werden für die Nachrechnung von Stahl- und Stahlverbundbrücken spezifische Hinweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und für die Werkstoffermüdung gegeben.

Im Rahmen von zwei Forschungsprojekten wurde die Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken untersucht [25], [26]. Das erste Projekt behandelt insbesondere die Restnutzung der Bauwerke. Als wesentliches Ergebnis wird gezeigt, dass sich die Berücksichtigung objektspezifischer Verkehrs- und

Messdaten entscheidend auf den Erfolg beim Nachweis der Ermüdungssicherheit auswirken kann. Das zweite Projekt beinhaltet eine systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse sind in einen Leitfaden zur vereinfachten Tragwerksbeurteilung im Vorfeld einer Nachrechnung eingeflossen (Tabelle 3). Die Ergebnisse aus beiden Projekten sollten bei der Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie berücksichtigt werden.

Assessment of Existing Steel Structures

Der gemeinsam von der Kommission der EU und der European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) veröffentlichte Bericht „Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life“ [24] bildet eine Grundlage für die Weiterentwicklung der Eurocodes für das Bauen im Bestand. Als zentrales Thema werden Empfehlungen für den Nachweis der Restnutzungsdauer bestehender Stahlbrücken gegeben. Der Prozess ist in vier Phasen unterteilt:

Phase 1: Voruntersuchung

Phase 2: Detailuntersuchung

Phase 3: Fachuntersuchung

Phase 4: Ertüchtigungsmaßnahmen

		Zeitskala	1978	1974	1970	1969	1967	1960
stat. System	Querschnitt	zu erwartende Defizite						
Einfeldträger	offener Querschnitt	Beulen Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Beulen Bodenblech	■	■	■	■	■	■
		Vergleichsspannung Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Orthotrope Fahrbahnplatte Ermüdung	■	■	■	■	■	■
		Stabilität Hauptträgeruntergurte	■	■	■	■	■	■
		Montagestöße	■	■	■	■	■	■
		Schweißnähte	■	■	■	■	■	■
	geschlossener Querschnitt	Beulen Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Beulen Bodenblech	■	■	■	■	■	■
		Vergleichsspannung Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Orthotrope Fahrbahnplatte Ermüdung	■	■	■	■	■	■
		Stabilität Hauptträgeruntergurte	■	■	■	■	■	■
		Montagestöße	■	■	■	■	■	■
		Schweißnähte	■	■	■	■	■	■
Durchlaufträger	offener Querschnitt	Beulen Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Beulen Bodenblech	■	■	■	■	■	■
		Vergleichsspannung Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Orthotrope Fahrbahnplatte Ermüdung	■	■	■	■	■	■
		Stabilität Hauptträgeruntergurte	■	■	■	■	■	■
		Montagestöße	■	■	■	■	■	■
		Schweißnähte	■	■	■	■	■	■
	geschlossener Querschnitt	Beulen Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Beulen Bodenblech	■	■	■	■	■	■
		Vergleichsspannung Stegblech	■	■	■	■	■	■
		Orthotrope Fahrbahnplatte Ermüdung	■	■	■	■	■	■
		Stabilität Hauptträgeruntergurte	■	■	■	■	■	■
		Montagestöße	■	■	■	■	■	■
		Schweißnähte	■	■	■	■	■	■

■ Defizit unwahrscheinlich
■ Defizit wahrscheinlich
■ Defizit höchstwahrscheinlich

Tab. 3: Bewertungsmatrix zur Beurteilung der Defizitgefährdung bei Brücken in Stahlbauweise (Auszug) [17]

Der Bericht dient als Hintergrundpapier und lässt sich aufgrund des allgemeinen Charakters nicht ohne Weiteres für konkrete Maßnahmen bei Straßenbrücken in Deutschland anwenden. Zielführend

wäre es, dieses Werk mit der Richtlinie für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken zusammenzuführen.

1.4.3 Instandsetzung

Allgemein

Eine Instandsetzung ist die Summe baulicher Maßnahmen größeren Umfangs, die der Wiederherstellung des planmäßigen Zustandes eines Bauwerks oder seiner Bauteile dienen; eine Gebrauchswert-erhöhung ist damit nicht verbunden. Beim Überbau von Stahlbrücken betrifft dies (neben der Erneuerung des Korrosionsschutzes) insbesondere die Reparatur von Rissen in Schweißnähten oder Blechen. Gesammelte Erfahrungen aus bisher durchgeführten Reparaturen sind über den DVS-Arbeitskreis AG A5 „Schweißen im Bauwesen“ in das DVS-Merkblatt 1709 „Instandsetzung und Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten“ [27] eingeflossen, in dem aus schweißtechnischer Sicht Empfehlungen für die Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen gegeben werden. Darüber hinaus gibt es neu entwickelte Methoden der Schweißnahtnachbehandlung, die eine vielversprechende Ergänzung der Schweißnahtinstandsetzungen darstellen.

DVS-Merkblatt

Das DVS-Merkblatt 1709 „Instandsetzung und Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten“ [27] enthält Empfehlungen und Grundsätze für die Durchführung von Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen an orthotropen Fahrbahnplatten von bestehenden Stahlbrücken. Im Wesentlichen sind die Planung, die Ausführung und die Qualitätssicherung von schweißtechnischen Maßnahmen beschrieben.

Von besonderem Interesse für die Praxis sind die Vorschläge für die Detailausführung der Instandsetzungsmaßnahmen bei folgenden Schäden:

- Deckblechriefen
- Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längssteife und Deckblech
- Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längssteife und Querträgerstegblech

Derzeit wird an einer Aktualisierung und Neuauflage des DVS-Merkblatts 1709 gearbeitet. Die Veröffentlichung soll in 2022 erfolgen.

Schweißnahtnachbehandlung

Durch die Anwendung von Schweißnahtnachbehandlungsmethoden kann die Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen gesteigert werden. Diese Steigerung beruht sowohl auf der Reduktion der durch die geometrischen Kerben der Nahtübergänge verursachten lokalen Spannungsspitzen als auch auf der Erhöhung des an dieser Stelle wirksamen Rissbildungswiderstandes durch Gefügeverbesserung und Einbringung eines Druckeigenspannungszustandes.

Als besonders erfolgversprechendes Schweißnahtnachbehandlungsverfahren ist das Hochfrequenzhämmern anzusehen. Untersuchungen im Rahmen des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Projekts REFRESH „Lebensdauererlängerung neuer und bestehender geschweißter Stahlkonstruktionen“ [28] zeigen, dass eine deutliche Steigerung der Ermüdungsfestigkeit erreicht werden kann (Bild 22).

Eine Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit sollte jedoch nur an Stellen erfolgen, wo der Riss auch weiterhin von der zugänglichen Nahtoberfläche ausgeht. Es muss sichergestellt sein, dass die Ermüdungsrissbildung nicht an anderen kritischen Kerbstellen beginnt, die von der Nachbehandlung nicht erfasst werden können, wie z. B. dem Wurzelspalt bei Kehlnähten. Inwiefern hochfrequente Nachbehandlungsverfahren für die Instandsetzung orthotroper Platten geeignet sind, sollte daher noch genauer untersucht werden.

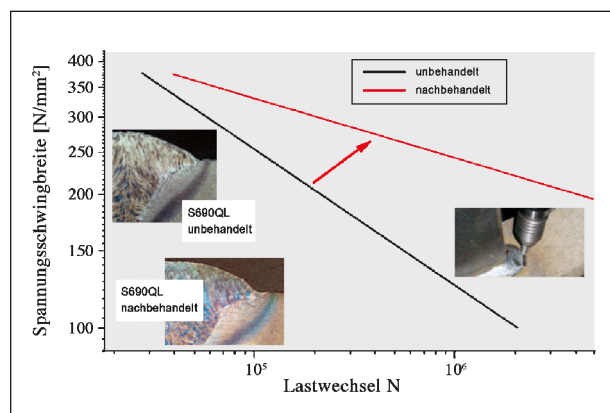


Bild 22: Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit durch hochfrequente Nachbehandlungsverfahren [29]

1.4.4 Verstärkung

Allgemein

Unter einer Verstärkung sind bauliche Maßnahmen zu verstehen, die eine Tragfähigkeitsverbesserung über die Ursprungtragfähigkeit hinaus beinhalten – i. d. R. in Verbindung mit der Erneuerung oder Ergänzung von einer oder von mehreren Bauteilen oder Bauteilgruppen.

Da derartige Maßnahmen bisher meist objektbezogen ausgeführt wurden, ist es aktuell nur eingeschränkt möglich, den Straßenbauverwaltungen der Länder konkrete Empfehlung mit allgemeingültigen Lösungen an die Hand zu geben. Erste Konzepte und Forschungsergebnisse lassen sich den Gefährdungskategorien gemäß Kapitel 1.2 (Bilder 4 bis 7) zuordnen. Nachfolgend wird der aktuelle Stand von Forschung und Technik zusammengefasst.

Gefährdungskategorie 1

Die Gefährdungskategorie 1 betrifft die Verbindung des Deckblechs mit den Längssteifenstegen (Bild 5). An dieser Stelle können Schäden ohne einen Bezug zu bestimmten Ausführungsformen der Steifen und Querträger auftreten. Da sich Kategorie-1-Schäden direkt auf die Nutzbarkeit der Brücke auswirken können (wie eingeschränkte Befahrbarkeit bei Belagsschäden und Deckblechrissen), erhalten effiziente Maßnahmen zur Vermeidung solcher Schäden eine übergeordnete Bedeutung [30].

Im Rahmen des Forschungsprojekts „Nachhaltige Instandsetzung und Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems“ [4] wurden vier verschiedene Varianten näher untersucht und gegenübergestellt. Als gemeinsames Kennzeichen erfolgt eine Verstärkung des Deckblechs „von oben“, um eine Reduktion der lokalen Spannungen und Durchbiegungen zu erreichen. Anstelle von Schweißungen wird dabei auf adhäsive Verbindungen gesetzt, um in die orthotrope Platte keine Wärmeenergie einzubringen, die zusätzliche Schrumpfspannungen erzeugen würde und damit zu Rissen an bestehenden Schweißanschlüssen führen könnte. Die einzelnen Maßnahmen SPS, hochfester Beton, aufgeklebte Bleche und HANV werden im Folgenden zusammenfassend erläutert:

- SPS

Bei Verstärkungsmaßnahmen mit dem sogenannten Sandwich-Platten-System (SPS) wird ein Verstärkungsblech mit Abstandshaltern parallel zum vorhandenen Deckblech positioniert und der entstandene Hohlraum zwischen den beiden Blechen mit flüssigem Polyurethan (PUR) verfüllt. Beim anschließenden Erhärten des Polyurethankerns entsteht ein kraftschlüssiger Verbund zwischen dem vorhandenen Deckblech und dem Verstärkungsblech und damit ein tragendes Sandwichsystem (Bild 23).

Im Rahmen eines Pilotprojekts wurde das SPS als Verstärkungsmaßnahme im Straßenbrückenbau im Jahr 2005 auf der Schönwasserparkbrücke im Zuge der BAB A 57 bei Krefeld eingesetzt. Die Abwicklung erfolgte ohne größere Probleme. Aufgrund der erzielten Spannungsreduktion (50 %) und der dadurch bedingten Nutzungsdauersteigerung wird die Maßnahme als erfolgreich bewertet [31], [32]. Eine erneute Überprüfung im Auftrag der Autobahnniederlassung Krefeld ist vorgesehen.

Das SPS kam auch erfolgreich sowohl bei der Instandsetzung der Hängebrücke über die Saar bei

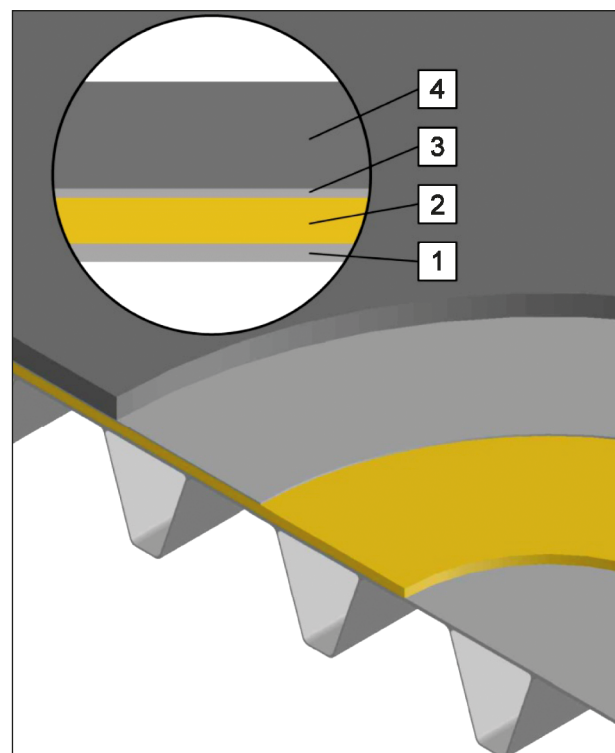


Bild 23: Verstärkung durch SPS: 12 mm Stahldeckblech (1); 30 mm Polyurethan (2); 6 mm Verstärkungsblech (3); Asphaltbelag (4)

Mettlach als auch im Rahmen der Baumaßnahme an der Brücke „Grand-Duchesse Charlotte“ in Luxemburg zur Anwendung [33].

Der Nachteil bei einer Verstärkung mit SPS besteht darin, dass sich beim Einbau des Fahrbelags in Regeleinbaudicke das Niveau der neuen Fahrbelagoberkante gegenüber der ursprünglichen Gradienten um etwa 35 mm erhöht. Dadurch können weitere Arbeiten erforderlich werden, wie z. B. eine Erhöhung der Schrammborde und eine Anpassung der Fahrbelagübergänge. Der zusätzliche Aufwand ließe sich vermeiden, indem man auf den Einbau der Deckschicht verzichtet und den Verkehr auf der Schutzschicht fahren lässt. Dies wäre allerdings mit einer signifikanten Reduzierung der Lebensdauer des Fahrbelags verbunden.

- Hochfester Beton mit Stahlfasern

Diese Maßnahme basiert darauf, den Fahrbelag möglichst ganz durch eine im festen Schubverbund mit dem Deckblech mitwirkende Schicht aus stahlfaserverstärktem, bewehrtem hochfestem Beton zu ersetzen (Bild 24). Diese Lösung wurde in den Niederlanden zur Ausführungsreife entwickelt

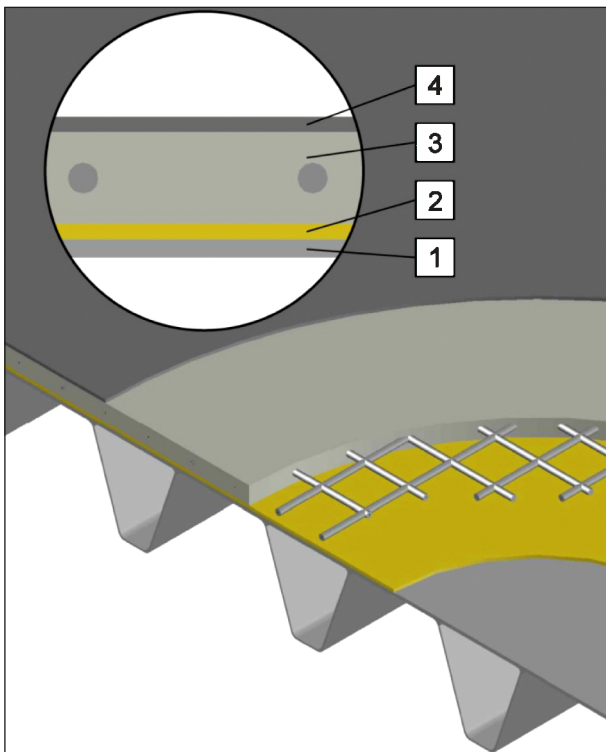


Bild 24: Verstärkung durch hochfesten Beton mit Stahlfasern: 12 mm Stahldeckblech (1); mit Bauxit abgestreutes Epoxidharz (2); 60 mm hochfester Beton (3); Reaktionsharzgebundener Dünnschicht (4)

und dort bereits im Rahmen mehrerer Pilotprojekte eingesetzt. Der Verbund zwischen Stahldeckblech und Beton erfolgt über eine zuvor mit Epoxidharz auf der Deckblechoberfläche verklebten Splittschicht. Um die Wirksamkeit der Methode zu gewährleisten ist eine hohe Ausführungsqualität erforderlich, und es müssen zusätzliche Maßnahmen ergriffen werden, um eine ausreichende Ebenheit und Griffigkeit zu erreichen, wie z. B. die Anordnung eines reaktionsharzgebundenen Dünnschichtes.

Im Rahmen der Ertüchtigung der Rheinbrücke Maxau wurde hochfester Beton mit Stahlfasern als Verstärkungsmaßnahme im deutschen Straßenbrückenbau erstmalig auf einer großen Stahlbrücke eingesetzt. Dabei konnte dank der Unterstützung der niederländischen Straßenbauverwaltung Rijkswaterstaat auf die bisherigen Erfahrungen in den Niederlanden zurückgegriffen und aufgebaut werden. Diese wurden bei der hier beschriebenen Ertüchtigung berücksichtigt und für eine Anwendung in Deutschland weiterentwickelt, sodass künftig auch in Deutschland mit einer breiteren Anwendung für die Ertüchtigung mit hochfestem Beton gerechnet wird. Die Nachweisführung der Brücke für das Ziellastniveau LM1 gemäß Nachrechnungsrichtlinie konnte nur gelingen, indem in einigen Punkten von den Vorgaben der Nachrechnungsrichtlinie abgewichen wurde. Hier ist der Wille des Bauherrn zum Erhalt der Brücke zu betonen. [34, 35]

Die Einsparung gegenüber einem Ersatzneubau für die bestehende Rheinbrücke Maxau an der gleichen Stelle beträgt ca. 40 Mio. €.

- Aufgeklebte Bleche

Bei dieser Verstärkungsvariante werden Stahlbleche zwischen dem Deckblech und dem Fahrbelag angeordnet (Bild 25). Die beabsichtigte Verstärkung kann jedoch nur erzielt werden, wenn es gelingt, eine vollflächige, kraftschlüssige und dauerhafte Verbindung herzustellen. Während sich klassische Verbindungsverfahren wie Nieten, Schrauben oder Schweißen hierfür nur wenig eignen, lässt sich mit dem Fügeverfahren „Kleben“ eine gleichmäßige Spannungs- bzw. Kraftverteilung über die gesamte Klebfläche erreichen.

Die „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbelagplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ bildet das Thema der vorliegenden Dissertation.

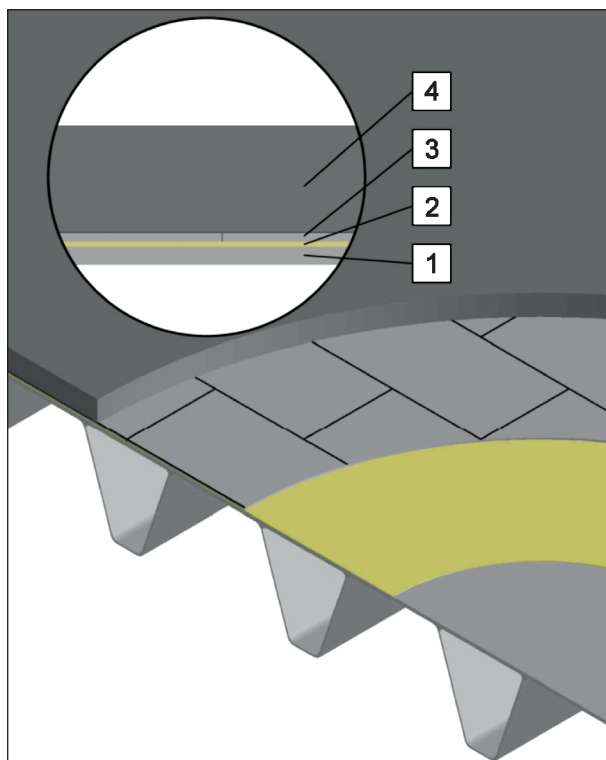


Bild 25: Verstärkung durch aufgeklebte Bleche: 12 mm Stahldeckblech (1); 3 mm Epoxidharz (2); 6 mm Verstärkungsblech (3); 80 mm Asphaltbelag (4)

Das Ziel ist es, den klebtechnischen Prozess auf die speziellen Rahmenbedingungen abzustimmen, die bei der Erhaltung von orthotropen Fahrbahnplatten bestehen sowie einen theoretischen Nachweis der Dauerfestigkeit dieses Verstärkungsverfahrens zu führen. Mit den erzielten Ergebnissen werden die Möglichkeiten der Brückenerhaltung um ein weiteres Verfahren ergänzt.

- HANV

Hinter dem Begriff HANV verbirgt sich ein hohlraumreiches Asphaltträgergerüst (bestehend aus Gesteinskörnungen mit einer Sieblinie mit Ausfallkörnung und einem zur Verklebung der Gesteine ausreichenden Bindemittelgehalt), bei welchem die Hohlräume nachträglich durch ein flexibilisiertes Epoxidharz verfüllt werden (**Hohlraumreiches Asphaltträgergerüst mit Nachträglicher Verfüllung**) (Bild 26). Die Maßnahme basiert darauf, den herkömmlichen Brückenbelag durch HANV zu ersetzen, wodurch einerseits eine höhere Steifigkeit und Verformungsbeständigkeit bei höheren Temperaturen erreicht werden soll und andererseits eine ausreichende Elastizität bei tiefen Temperaturen (damit Verformungen ohne Risse aufgenommen werden



Bild 26: HANV-Probekörper

können). Im Rahmen des Forschungsprojekts „HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden“ [36] wurden numerische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt, um die erhöhte mittragende Wirkung nachzuweisen. Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen ließen sich lediglich erste Tendenzen zur Erhöhung der mittragenden Wirkung ableiten. Der geringe Prüfumfang von zwei Prüfkörpern je Variante und die teilweise starken Streuungen in den Versuchsergebnissen ließen keine quantitative Bewertung der Ergebnisse zu. Die numerischen Untersuchungen an einem 3D-Finite-Elemente-Modell ergaben, dass sich durch eine höhere Asphaltsteifigkeit die Spannungen im Deckblech theoretisch um bis zu 40 % reduzieren lassen.

Gefährdungskategorie 2

Die Gefährdungskategorie 2 betrifft die Anschlüsse im Längssystem (Bild 6), wo Schäden in der Regel einen Bezug zu einem bestimmten Detail oder einer Bauart der orthotropen Fahrbahnplatte aufweisen. Bisher wurden bei solchen Schäden meist objekt-spezifische Maßnahmen ergriffen.

Im Rahmen des Forschungsprojekts „Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden“ [37] wurden für Stahlbrücken mit Längssteifen aus Y-Profilen erstmals derartige Schäden kategorisiert und entsprechende Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen experimentell und numerisch untersucht. Da sich rein schweißtechnische Instandsetzungen auf die Dauer als nicht erfolgreich erwiesen, fiel die Wahl auf Maßnahmen mit mechanischen Verbindungsmitteln. Gute Ergebnisse erzielt beispielsweise eine Verstärkung mit Seitenwin-

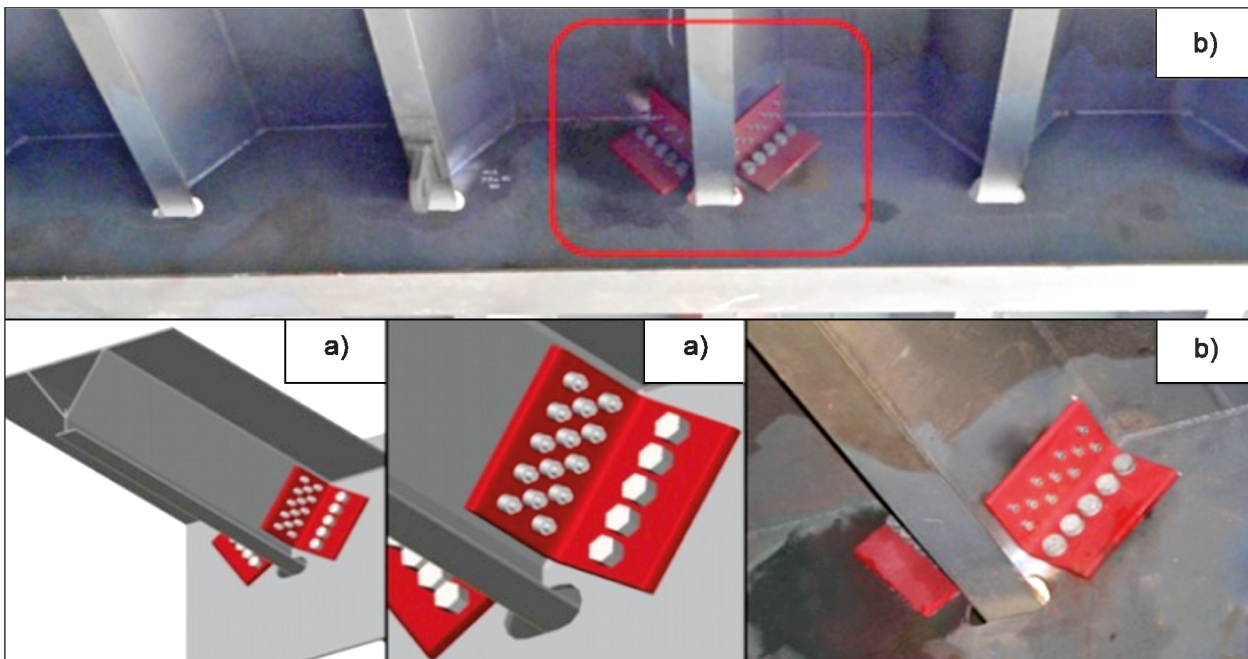


Bild 27: Verstärkung des Anschlusses der Längssteifen an den Querträger: erst in der Forschung (a), dann in der Praxis (b)

kel, wobei die Befestigung im geschlossenen Teil der Y-Profile mit Blindnieten erfolgt (Bild 27).

Gefährdungskategorie 3

Die Gefährdungskategorie 3 betrifft die Anschlüsse im Quersystem (Bild 7), wie zum Beispiel Rahmenecken von Querträgern. Bei einigen Stahlbrücken sind inzwischen auch an diesen Anschlüssen Ermüdungsschäden festgestellt worden, die wiederum umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen zur Folge haben. Ähnlich wie bei der Gefährdungskategorie 2 haben auch Kategorie-3-Schäden meist einen Bezug zu einem bestimmten Detail oder einer Bauart und wurden bisher in aller Regel mit objekt-spezifischen Maßnahmen behoben. Im Rahmen des Forschungsprojekts „Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden“ [38] wurden erstmals derartige Schäden kategorisiert und entsprechende Instandsetzungsmaßnahmen experimentell und numerisch untersucht. Dabei zeigte sich, dass eine möglichst gleichmäßige Steifigkeitsverteilung im Aussteifungssystem anzustreben ist. Aber auch mit verkehrsleitenden Maßnahmen wie einer Fahrstreifenverlegung lassen sich die kritischen Beanspruchungen u. U. deutlich reduzieren. Ein besonderes Augenmerk wird auf die Maßnahme gelegt, vollständig auf aussteifende Verbände zu verzichten (Bild 28).

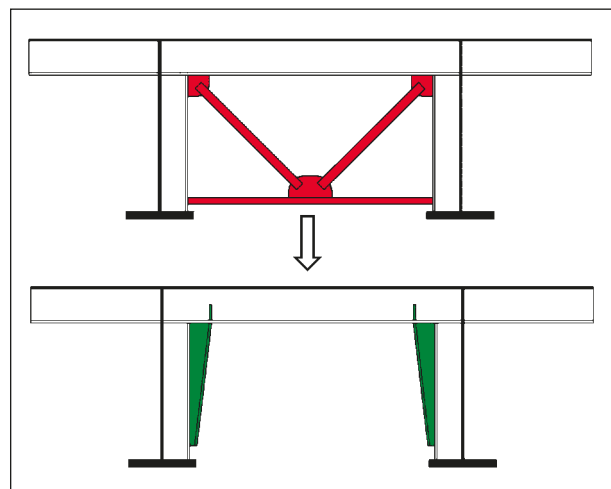


Bild 28: Erfolg versprechende Instandsetzungsmaßnahme bei Kategorie-3-Schäden: ursprünglicher Querschnitt mit Verbänden in rot, die entfernt werden (oben), neuer Querschnitt mit verstärkenden Bauteilen in grün (unten) [38]

1.4.5 Ersatzneubau

Aufgrund von Alterungsprozessen und Materialermüdung ist die Lebensdauer von Brücken begrenzt. Das bedeutet, dass für jedes Bauwerk früher oder später ein Ersatzneubau erforderlich wird (sofern der entsprechende Verkehrsweg bestehen bleiben soll). Infolge der eingangs erläuterten Zunahme der Verkehrsbelastung (Kapitel 1.3.2) ist es absehbar, dass dies in vielen Fällen vor Ablauf der ursprünglich vorgesehenen Lebensdauer von 100 Jahren erfolgen muss. Gemäß den Richtlinien für die Erhaltung für Ingenieurbauten: Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken [39] wird ein kritischer Punkt erreicht, wenn das Auftragsvolumen geplanter Erhaltungsmaßnahmen 50 % der reinen Baukosten des Bauwerks zum heutigen Preisstand übersteigt.

Wenn die Entscheidung für einen Ersatzneubau gefallen ist, dauert es aufgrund der in Deutschland üblichen baurechtlichen Bestimmungen noch mehrere Jahre, bevor mit den Bauarbeiten begonnen werden kann. Bis zur Verkehrsfreigabe addieren sich dazu objektabhängig noch mehrere Jahre Bauzeit. In aller Regel ist es in der Zwischenzeit erforderlich, den Betrieb der bestehenden Brücke trotz eingeschränkter Zuverlässigkeit so weit wie möglich aufrecht zu erhalten. Neben den in den Kapiteln 1.4.3 und 1.4.4 vorgestellten Maßnahmen besteht die Möglichkeit, vorhandene Defizite durch kontinuierliches Monitoring zu überwachen, um ggf. zeitnah reagieren zu können. Zu dieser Thematik laufen derzeit mehrere Forschungsprojekte, auf die im Rahmen des vorliegenden Berichts jedoch nicht näher eingegangen wird.

1.4.6 Schlussfolgerung

Die Erhaltung bestehender Brücken wird in den nächsten Jahren mit großer Wahrscheinlichkeit weiter an Bedeutung gewinnen. Wenngleich mittlerweile einige Grundlagen zur Instandsetzung und Verstärkung existieren, besteht in diesem Bereich des Stahlbrückenbaus noch immer ein großes Forschungs- und Entwicklungspotenzial.

Mit der Fortschreibung der Regelungen zur Nachrechnung bestehender Bauwerke erhält die Praxis verbesserte Werkzeuge, um eine zielführende Vorgehensweise beim Umgang mit ertüchtigungsbe-

dürftigen Stahlbrücken im Bestand zu gewährleisten.

Bei den Instandsetzungsmaßnahmen können die Anwender bereits auf einige bewährte Lösungen zurückgreifen. Eine innovative Methode stellen hochfrequente Hämmerverfahren im Zuge der Schweißnahtnachbehandlung dar, die im Bereich des Stahlbrückenbaus jedoch noch einer weiteren Erprobung bedürfen. Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass in vielen Fällen eine reine Instandsetzung nicht ausreicht und zusätzlich eine Erhöhung der Tragfähigkeit erforderlich wird.

Mit den Verfahren „SPS“ und „hochfester Beton mit Stahlfasern“ stehen erprobte Verstärkungsmaßnahmen im Falle von Kategorie-1-Schäden zur Verfügung. Auch bei den „aufgeklebten Blechen“ und „HANV“ handelt es sich um vielversprechende Varianten, die jedoch noch nicht in der Praxis eingesetzt wurden. Bezüglich Schäden der Kategorie 2 und 3 liegen Forschungsergebnisse vor, die beginnend mit der Erfassung und Zusammenstellung bekannter Schäden über die wissenschaftlich-technische Analyse der Schadensursachen bis hin zur Entwicklung von Maßnahmen zur Verstärkung und Tragfähigkeitserhöhung Handlungsempfehlungen zum Umgang mit diesen Schäden geben.

Bei vielen Brücken wird voraussichtlich ein Ersatzneubau erforderlich, bevor die ursprünglich vorgesehene Lebensdauer von 100 Jahren erreicht ist. In der Zeit bis zur Verkehrsfreigabe der neuen Brücke ist es meist erforderlich, den Betrieb der bestehenden Brücke, ggf. unter Einschränkungen, so weit wie möglich aufrecht zu erhalten. In diesem Zusammenhang wird das kontinuierliche Bauwerksmonitoring zunehmend an Bedeutung gewinnen.

Um die Einschränkungen für den Fernverkehr so weit wie möglich zu minimieren, bedarf es einer Koordinierung der verschiedenen Einzelmaßnahmen auf Netzebene.

1.5 Schlussfolgerungen

Die Bestandsanalyse macht deutlich, dass die Auswirkungen auf Brücken im Laufe der Zeit signifikant angewachsen sind und dass sich dieser Trend voraussichtlich auch in der nahen bis mittleren Zukunft fortsetzt. Für den Neubau wird dieser Entwicklung mit der Einführung des neuen Lastmodells Rechnung getragen (wobei aktuell auch eine entspre-

chende Anpassung des Ermüdungslastmodells diskutiert wird). Bei den bestehenden Stahlbrücken jedoch lässt sich mit der wachsenden Verkehrsbelastung eine überproportionale Verschlechterung des Zustands der alternden Bauwerke feststellen. Insbesondere bei den Stahlbrücken im Zuge von Bundesautobahnen ist in den nächsten Jahren von einem erheblichen Erhaltungsbedarf auszugehen.

Dank der in den letzten Jahren geleisteten Forschungs- und Entwicklungsarbeit sind mittlerweile brauchbare Werkzeuge für die Erhaltung bestehender Stahlbrücken nutzbar. Die Betrachtung unterschiedlicher Maßnahmen zur Instandsetzung und Verstärkung zeigt jedoch, dass dabei das Potenzial bei weitem noch nicht ausgeschöpft ist und weiterhin erheblicher Forschungsbedarf besteht.

Angesichts der komplexen Zusammenhänge zwischen dem altersbedingten Zustand der Bauwerke, der wachsenden Verkehrsbelastung und verschiedenen Maßnahmen zur Erhaltung ist weiterhin eine intensive und enge Zusammenarbeit von Straßenbauverwaltung, Forschung und Industrie erforderlich, um die Verfügbarkeit der bestehenden Stahlbrücken sicherzustellen.

Mit den in der vorliegenden Dissertation beschriebenen Untersuchungsergebnissen zur „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ wird ein zusätzlicher Baustein zur Verfügung gestellt, mit dem sich neue Möglichkeiten für die Erhaltung von Stahlbrücken eröffnen.

2 Ziele

Das Ziel des dieser Dissertation zu Grunde liegenden Forschungsprojekts „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ ist die Schaffung der erforderlichen Grundlagen für die Entwicklung einer neuen Lösung für die Erhaltung von Stahlbrücken. Die erforderlichen Untersuchungen sind umfangreich, sodass die folgenden vier aufeinander bezogenen Projekte initiiert wurden, um eine angemessene Abwicklung zu gewährleisten:

- Numerische Untersuchungen [40]
- Optimierung der Klebtechnologie [41]
- Dauerfestigkeitsuntersuchungen [42]
- Fugen- und Randausbildung [43]

Ziel des Projekts „Numerische Untersuchungen“ ist es zu quantifizieren, in welcher Größenordnung sich Spannungen und Durchbiegungen bei einer Verstärkung des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm bzw. auf 24 mm reduzieren, und so den Nutzen der Maßnahme deutlich zu machen.

Im Rahmen des Projekts „Optimierung der Klebtechnologie“ soll der klebtechnische Prozess auf die speziellen Rahmenbedingungen abgestimmt werden, die bei der Erhaltung von orthotropen Fahrbahnplatten vorherrschen. Dies ist eine entscheidende Voraussetzung für die Entwicklung einer praxistauglichen Lösung, die insbesondere unter den Baustellenbedingungen sicher angewendet werden kann. Die Ergebnisse bilden somit auch eine wichtige Grundlage für die Projekte „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ und „Fugen- und Randausbildung“. Die klebtechnische Herstellung der im Rahmen dieser Folgeprojekte zu untersuchenden Probekörper wird nach den Maßgaben erfolgen, die aus dem Projekt „Optimierung der Klebtechnologie“ resultieren.

Das vorrangige Ziel des Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ ist es, sowohl die Existenz einer technologischen Dauerfestigkeit der für die Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten optimierten Klebverbindungen nachzuweisen als auch zu zeigen, dass das Niveau dieser Dauerfestigkeit ausreicht, um den Beanspruchungen infolge des Straßenverkehrs nachhaltig zu widerstehen. Der Nachweis einer ausreichenden Dauerfestigkeit ist eine entscheidende Voraussetzung, um einen Praxiseinsatz der geplanten Instandsetzungsmaßnahme verantworten zu können. Darüber hinaus bilden die Ergebnisse auch eine wichtige Grundlage für die weiteren Untersuchungen im Rahmen des Projekts „Fugen- und Randausbildung“.

Im Rahmen des Projekts „Fugen- und Randausbildung“ sollen die Anordnung von Fugen und die Gestaltung von Randabschlüssen konzipiert und deren Tauglichkeit anhand praxisnaher Dauer-Schwell-Biege-Versuche nachgewiesen werden. Aus den Ergebnissen lassen sich schließlich Empfehlungen für die Ausbildung dieser Details ableiten.

Das Gesamtziel der vier Projekte ist der labortechnische Nachweis zur Anwendbarkeit der Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen sowie die Zusammenstellung wesentlicher Grundlagen für erste Pilotanwendungen.

3 Numerische Untersuchungen

3.1 Aufgabenstellung

Im Rahmen des Projekts „Numerische Untersuchungen“ wird der Einfluss von Veränderungen der Dicke des Deckblechs am Beispiel der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp numerisch untersucht [41]. Dabei werden die Auswirkungen auf das Spannungsniveau im Deckblech der orthotropen Platte, auf die Spannungen in den Schweißnähten zwischen Deckblech und Längssteifen sowie auf die örtlichen Durchbiegungen des Deckbleches mithilfe von FE-Berechnungen ermittelt. Für die Belastung wird das Ermüdungslastmodell 3 des DIN-Fachberichtes 101 [9] herangezogen.

Ziel des Projektes „Computer-Simulation“ ist es zu quantifizieren, in welcher Größenordnung sich Spannungen und Durchbiegungen bei einer Verstärkung des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm bzw. auf 24 mm reduzieren, und so den Nutzen der Maßnahme deutlich zu machen. Die Ergebnisse bilden eine wesentliche Grundlage für die Planung und Durchführung der weiteren Projekte.

3.2 Modellierung einer orthotropen Fahrbahnplatte

3.2.1 Allgemein

Zur Modellierung einer orthotropen Fahrbahnplatte konnte auf die Dokumentation der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp [44] zurückgegriffen werden. Darüber hinaus ist von dieser Brücke ein Ermüdungsnachweis aus dem Jahre 1995 vorhanden. Diese Autobahnbrücke hat je Fahrtrichtung drei Fahrstreifen, außerdem ist auf der einen Seite ein

Gehweg und auf der anderen Seite ein Radweg vorhanden.

Die Brücke wurde in den Jahren 1966 bis 1970 als Mittelträger-Schrägseilbrücke mit einer Stromöffnung von 350 m erbaut. Der Hauptträger besteht aus einem zweizelligen Hohlkasten (12,00 m breit und 3,70 m hoch). Die Fahrbahnplatte ist als orthotrope Platte mit Längssteifen in Y-Form – sogenannte Sektkelchprofile – und 12-mm-Deckblech ausgebildet. Sie ist in Querrichtung an jedem zweiten Querträger an den Enden zum Boden des Hauptträgers abgestrebt (Bild 29).

Die Modellierung der orthotropen Fahrbahnplatte erfolgte mit dem Ziel, sowohl die aufgrund von PC-Kapazität und Programmgröße vorgegebenen Randbedingungen zu berücksichtigen als auch eine hinreichende Genauigkeit (Diskretisierung) zu gewährleisten.

Es wurde eine Belastung entsprechend DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“ [9] – Ermüdungslastmodell 3 – aufgebracht. Die Berechnungen erfolgten mit der Version 7.1 des Programms ANSYS [45].

3.2.2 Berechnungsmodell

Grundlage für die Modellierung des Ausschnittes der orthotropen Fahrbahnplatte ist die Dokumentation der „Sonderuntersuchung der Fahrbahnplatte der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp“ [44] vom Mai 1994. Das Modell hat die Abmessungen (Bild 30):

Querrichtung: Abbildung der orthotrope Platte zwischen zwei Längsträgern:
 $l_x = 8.060 \text{ mm}$

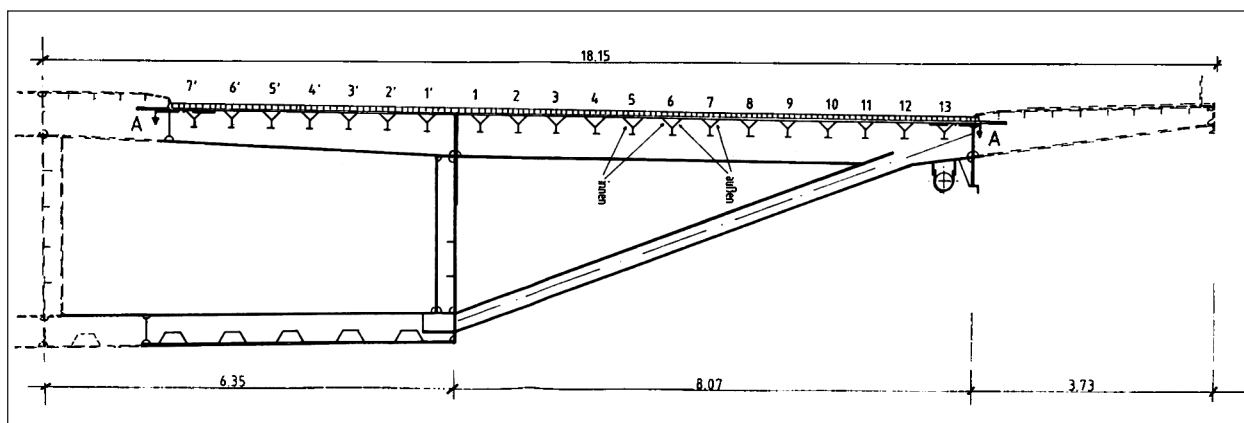


Bild 29: Querschnitt der Brücke Duisburg-Neuenkamp

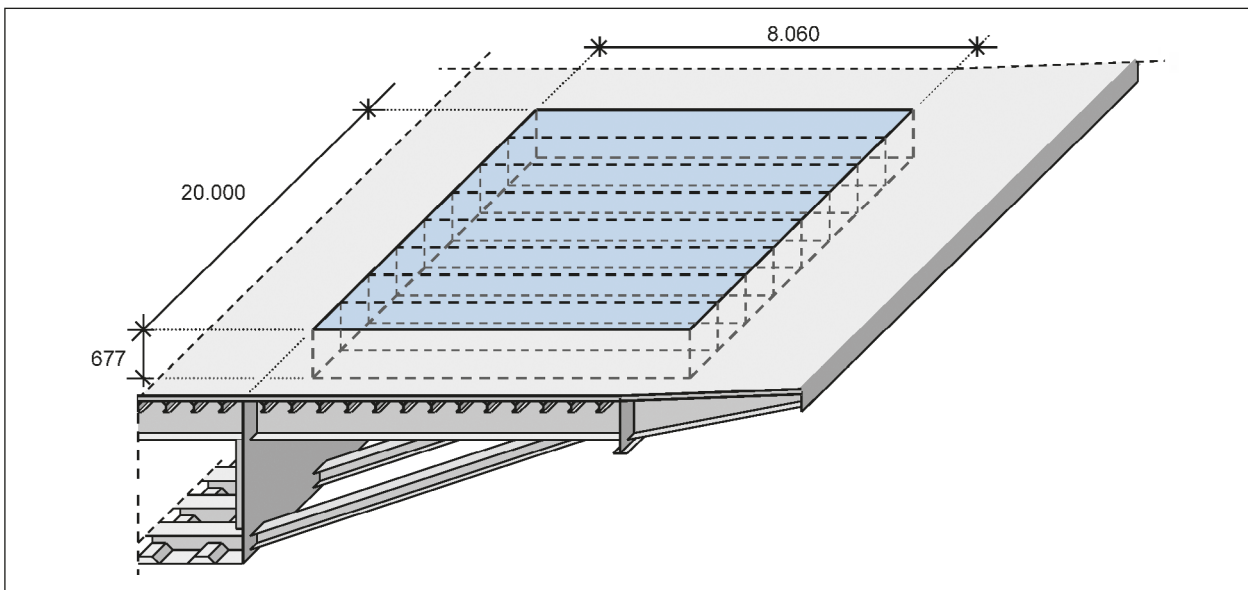


Bild 30: Abmessungen des FE-Modells [mm]

Längsrichtung: acht Querträgerabstände mit je
2.500 mm:
 $l_y = 20.000$ mm

mittlere Höhe: $h_z = 677$ mm

Das Modell der orthotropen Platte besteht aus 84.000 Elementen des Typs „shell63“ des FE-Programms ANSYS mit dem Elastizitätsmodul $E = 2,1E+5$ N/mm² und der Querkontraktion von $\mu = 0,3$.

Die Konstruktionselemente werden im FE-Programm als Flächen dargestellt. Die Blechdicken der Konstruktionselemente sind (Bild 31):

- | | |
|--------------------------------------|--------|
| 1. Steg des Querträgers: | 8 mm |
| 2. Flansch des Querträgers: | 12 mm |
| 3. Kelchbleche: | 6 mm |
| 4. Steg des Hauptträgers: | 10 mm |
| 5. Steg unterhalb des Kelches: | 7,5 mm |
| 6. Flansch unterhalb des Kelches: | 9 mm |
| 7. Deckblech der orthotropen Platte: | |
- Je Lastfall werden die Berechnungen mit den drei Dicken $t_1 = 12$ mm, $t_2 = 18$ mm, $t_3 = 24$ mm ausgeführt

Die Auflagerung am Rand der abgebildeten orthotropen Platte ergibt sich in horizontaler und vertikaler Richtung durch die Anordnung der Haupt- und

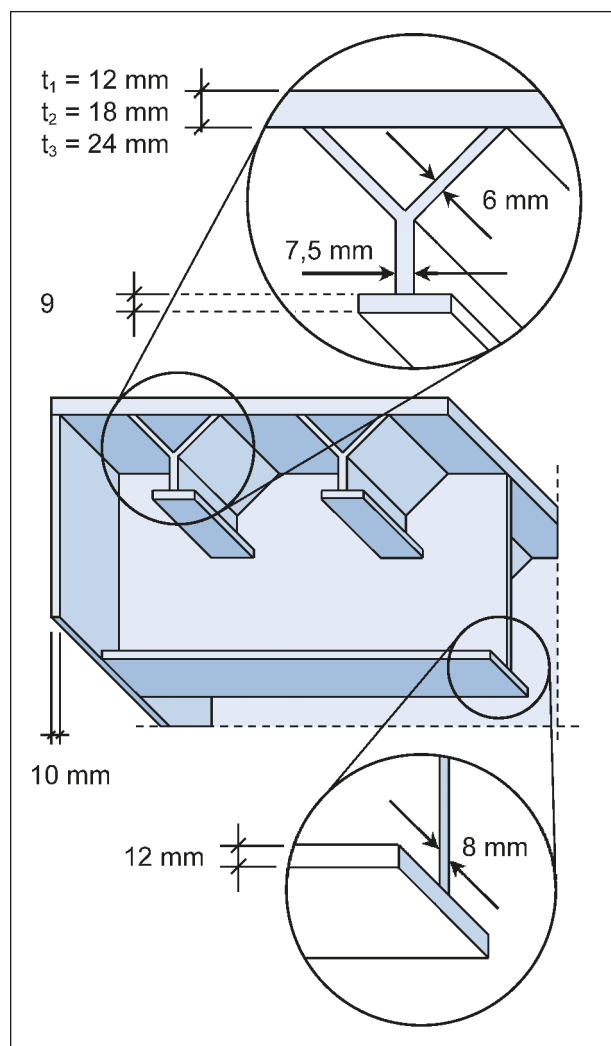


Bild 31: Blechdicken

Querträger. Am äußeren Rand ist jeder zweite Querträger gestützt. Das Durchlaufen des Deckblechs wird an den drei inneren Rändern durch Einspannungen berücksichtigt (Bild 32).

3.2.3 Modellierung der Belastung

Die Belastung erfolgt mit dem Fahrzeug des Ermüdungslastmodells 3 des DIN-Fachberichts 101 [9]. Dieses Modell besteht aus vier Achsen mit je zwei identischen Rädern. Die Achslasten betragen jeweils 120 kN; die Aufstandsfläche jedes Rades ist ein Quadrat mit 0,40 m Seitenlänge. Unter Berücksichtigung einer Belagshöhe von 70 mm und einer Dicke des Deckblechs von 12 mm ergibt sich in der Mittelfläche des Deckblechs eine Lastverteilungsfläche je Rad von $A = (400 + 2 \times 70 + 2 \times 6)2 \text{ mm}^2 = 5.522 \text{ mm}^2$ (Bild 33). Mit dieser Lastverteilung ergibt

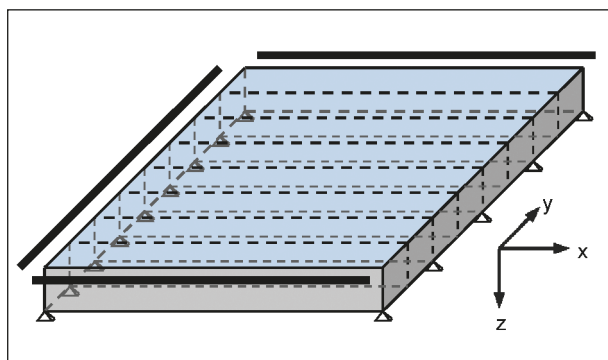


Bild 32: Randbedingungen

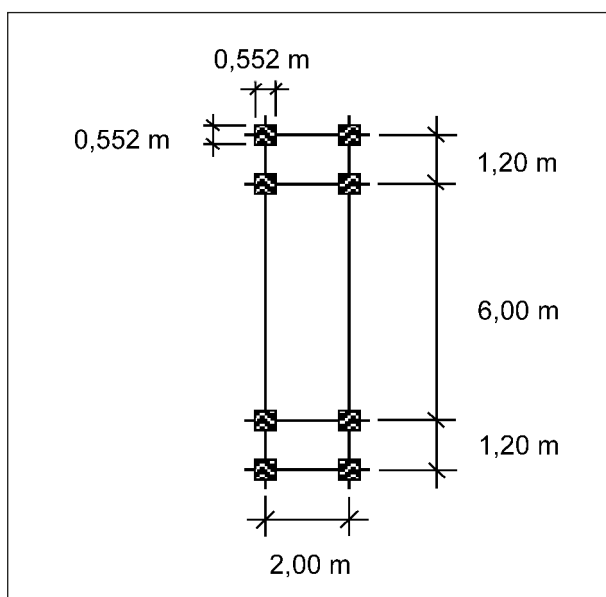


Bild 33: Ermüdungslastmodell 3

sich die zu berücksichtigende Flächenlast eines Rades zu $p = 0,197 \text{ N/mm}^2$.

3.2.4 Lastfälle

Um zuverlässige Aussagen über die Auswirkungen einer Variation der Dicke des Deckblechs der orthotropen Platte der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp zu erhalten, werden vier Lastfälle mit unterschiedlichen Stellungen des Fahrzeugs auf der Fahrbahnplatte berechnet.

Im Lastfall 1 (Bild 34) wird das Fahrzeug des Ermüdungslastmodells 3 so aufgestellt, dass es sich in Längsrichtung in der Mitte der Platte (die Vorderachse steht bei $y_R = 14.200 \text{ mm}$) und in Querrichtung auf dem mittleren Fahrstreifen befindet (die rechten Räder stehen zwischen zwei Längssteifen bei $x_R = 4.200 \text{ mm}$).

So haben die Randbedingungen einen geringeren Einfluss auf die Ergebnisse der Berechnung als bei einer Laststellung am Rand der Platte.

Bei den Lastfällen 2 bis 4 stehen die rechten Räder genau auf einer Längssteife ($x_R = 3.900 \text{ mm}$). Im Lastfall 2 (Bild 35) grenzt die Belastungsfläche der Vorderräder an den Querträger ($y_R = 14.724 \text{ mm}$).

Im Lastfall 3 (siehe Bild 36) befinden sich die Vorderräder auf dem Querträger ($y_R = 15.000 \text{ mm}$). Im Lastfall 4 (siehe Bild 37) sind die beiden Vorderachsen parallel und symmetrisch mit einem Abstand von 600 mm zum Querträger (zweite Achse: $y_R = 14.400 \text{ mm}$).

3.3 Ergebnisse der statischen Berechnung

3.3.1 Symbole

Nachfolgend sind die in diesem Kapitel verwendeten Symbole aufgeführt:

- σ Spannung
- w Durchbiegung
- x globale Koordinate in x-Richtung
- y globale Koordinate in y-Richtung
- D Deckblech
- J Trägheitsmoment

- K Kelchnaht (Schweißnaht zwischen Deck- und Kelchblech)
 Q Querträger
 R Radachse
 W Widerstandsmoment

Diese Symbole werden sowohl als Hauptparameter als auch als Indizes verwendet.

3.3.2 Lastfälle 1 bis 4

Allgemeines

Für alle vier Lastfälle werden für jede Dicke (12 mm, 18 mm, 24 mm) des Deckblechs im Anhang A1 die Durchbiegungen des Deckblechs, die Spannungen im Deckblech und die Spannungen in der Schweißnaht zwischen Deck- und Kelchblech der Längssteife in Y-Form angegeben.

Bei den Durchbiegungen w wird zwischen den maximalen Durchbiegungen, den Durchbiegungen unter der Radlast, den Durchbiegungen am Kelchblech und den örtlichen Durchbiegungen unterschieden. Für die Lastfälle 1, 2 und 4 wurden die Durchbiegungen unter der Radlast bzw. die Durchbiegungen am Kelchblech exakt in der Radachse ermittelt ($y_R = y_w$).

Da sich im Lastfall 3 die Radachse exakt auf Höhe eines Querträgers befindet ($y_R = 15.000$ mm), werden für diesen Lastfall die Durchbiegungen bei $y_w = 13.900$ mm angegeben. Dies entspricht der Stelle mit den maximalen Durchbiegungen. Die örtlichen vertikalen Durchbiegungen werden durch die Differenz der Durchbiegungen unter Radlast und der Durchbiegungen am Kelchblech errechnet.

Die Spannungen im Deckblech σ_D wurden für alle Lastfälle exakt in der Radachse ermittelt ($y_R = y_s$ und $x_R = x_D$). Die Spannungen σ_{Dx} und σ_{Dy} sind die Membranspannungen parallel zu den globalen x- und y-Richtungen. σ_{Dxy} ist die Schubspannung in der x-y-Ebene. Die Vergleichsspannung wird nach der Gestaltänderungshypothese [46] berechnet.

Für die Spannungen σ_K in der Schweißnaht am Kelchblech gilt nahezu das gleiche wie für die Spannungen im Deckblech – die Werte wurden lediglich bei anderen x-Koordinaten (x_K) ermittelt. Zusätzlich zu den Spannungen σ_{Kx} und σ_{Ky} wird für die Kelch-

bleche die Spannung σ_{Kz} ausgewiesen, da diese sich quer zur globalen x-y-Ebene befinden. Die Spannung σ_{Kxy} ist die Schubspannung in der x-y-Ebene.

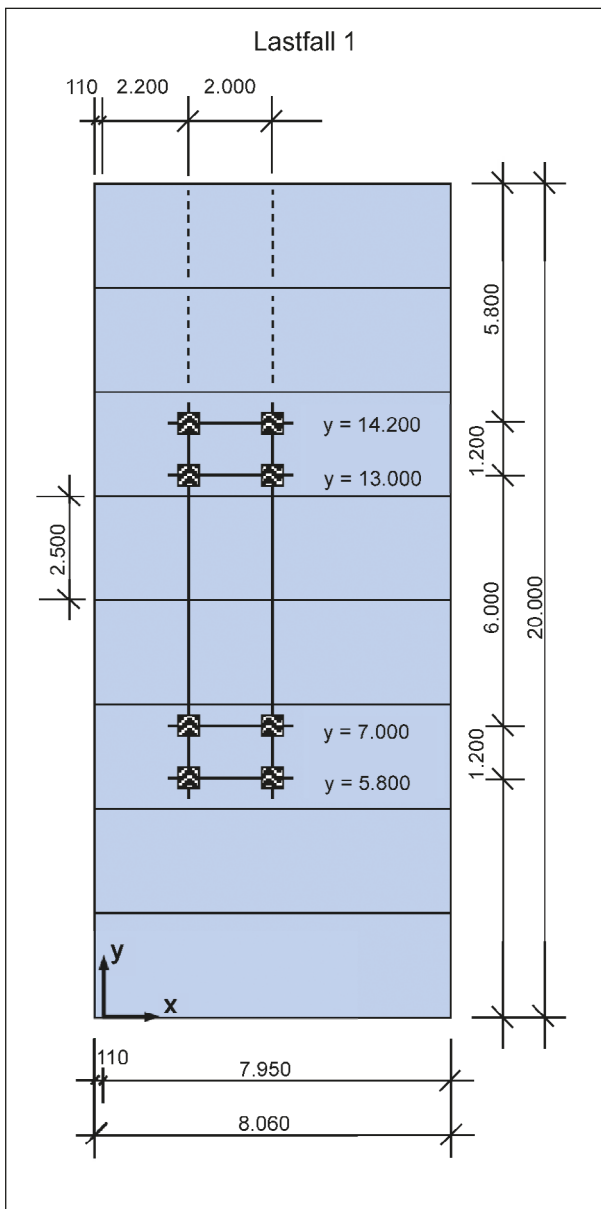
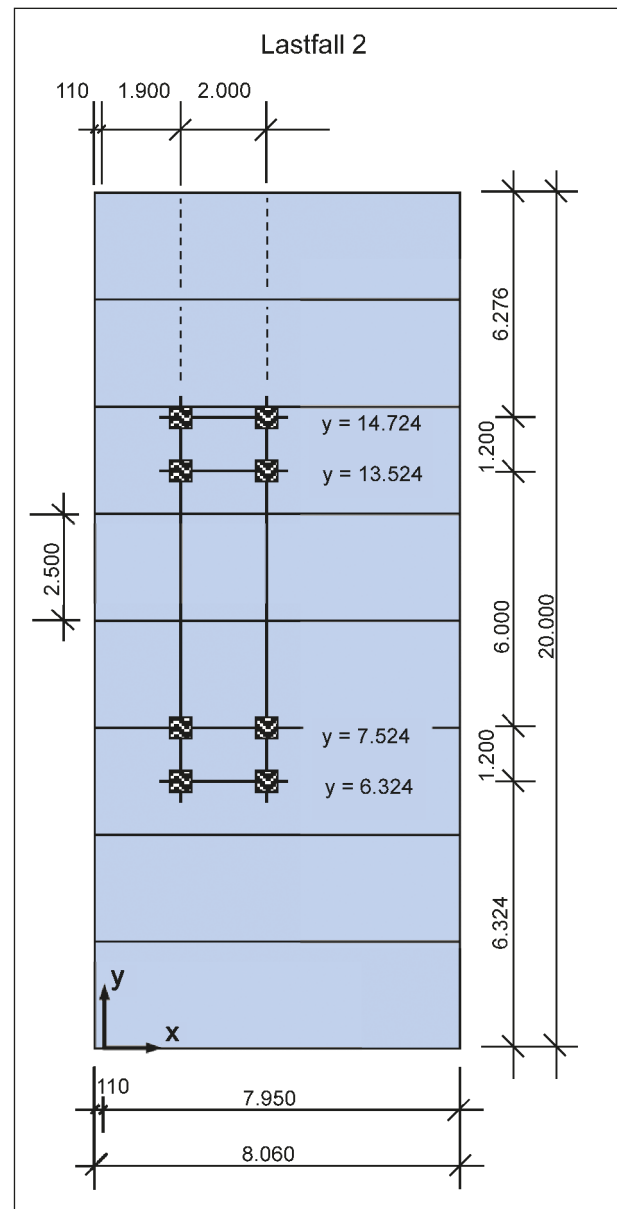
Im Anhang A1 sind alle wesentlichen Parameter und Ergebnisse zusammengestellt.

Lastfall 1

Im Lastfall 1 befindet sich die Vorderachse des Ermüdungslastmodells 3 bei $y_R = 14.200$ mm in dem mittleren Fahrstreifen, das rechte Vorderrad steht bei $x_R = 4.200$ mm und $y_R = 14.200$ mm zwischen zwei Längssteifen (Bild 34). Entsprechend der geringen Querschnittsänderung der orthotropen Platte infolge der Variation der Dicke des Deckblechs ändert sich die Durchbiegung bei der gegebenen statischen Belastung durch das Ermüdungslastmodell 3 nur geringfügig. Die örtlichen Durchbiegungen in $x_D = 4200$ mm und $y_R = 14.200$ mm, gebildet aus den Differenzen der Durchbiegungen am Kelchblech (w_K) und unter den Radlasten zwischen zwei Kelchblechen (w_D), vermindern sich näherungsweise entsprechend den Kehrwerten der Trägheitsmomente J der Deckblechdicken. Die Spannungen im Deckblech unter der Radlast ($x_D = 4.200$ mm, $y_D = 14.200$ mm) und in der Schweißnaht des Kelchblechs ($x_K = 4.050$ mm, $y_K = 14.200$ mm) verändern sich ungefähr umgekehrt proportional zu den Widerstandsmomenten W der Deckblechdicken, so z. B. σ_{Dx} von 41,1 N/mm² bei 12 mm auf 15,6 N/mm² bei 24 mm.

Lastfall 2

Im Lastfall 2 grenzen die Vorderräder des Ermüdungslastmodells 3 an den Querträger bei $y_Q = 15.000$ mm, das rechte Vorderrad ist bei $x_R = 3.900$ mm und $y_R = 14.724$ mm positioniert (Bild 35). Auch hier ändern sich die örtlichen Durchbiegungen in $x_D = 3.900$ mm, $y_R = 14.724$ mm infolge statischer Belastung durch das Ermüdungslastmodell 3 bei variierender Dicke des Deckblechs mit $1/J$. Die Spannungen im Deckblech ($x_D = 3.900$ mm, $y_D = 14.724$ mm) verändern sich auch bei diesem Lastfall ungefähr nach $1/W$. Für die Spannungen in der Schweißnaht des Kelchblechs ($x_K = 3.750$ mm, $y_K = 14.724$ mm) kann wegen der Nähe zum Querträger kein eindeutiges Gesetz für deren Abnahme bei vergrößerter Dicke des Deckblechs angegeben werden.

Bild 34: Lastfall 1: Vorderachse steht bei $y_R = 14.200$ mmBild 35: Lastfall 2: Vorderachse steht bei $y_R = 14.724$ mm

Lastfall 3

Im Lastfall 3 stehen die Vorderräder auf dem Querträger bei $y_Q = 15.000$ mm. Das rechte Rad des Ermüdungslastmodells 3 bleibt unverändert auf der Längssteife bei $x_R = 3.900$ mm (Bild 36). Die örtlichen Durchbiegungen werden jetzt im Bereich der maximalen Durchbiegung bei $x_D = 3.900$ mm und $y_w = 13.900$ mm bestimmt. Sie verändern sich bei variierender Dicke des Deckblechs ungefähr gemäß $1/J$. Die Spannungen im Deckblech unter der Radlast bei $x_D = 3.900$ mm und $y_\sigma = 15.000$ mm nehmen mit zunehmender Dicke des Deckblechs etwa mit $1/W$ ab.

Lastfall 4

Beim Lastfall 4 stehen die beiden Vorderachsen bei $y_R = 15.600$ mm und $y_R = 14.400$ mm mittig über dem Querträger $y_Q = 15.000$ mm (Bild 37). Die örtlichen Durchbiegungen werden bei $x_D = 3.900$ mm und $y_w = 14.400$ mm bestimmt. Sie verändern sich näherungsweise proportional zu $1/J$. Die Spannungen im Deckblech unter der Radlast bei $x_D = 3.900$ mm und $y_\sigma = 14.400$ mm verändern sich annähernd gemäß $1/W$.

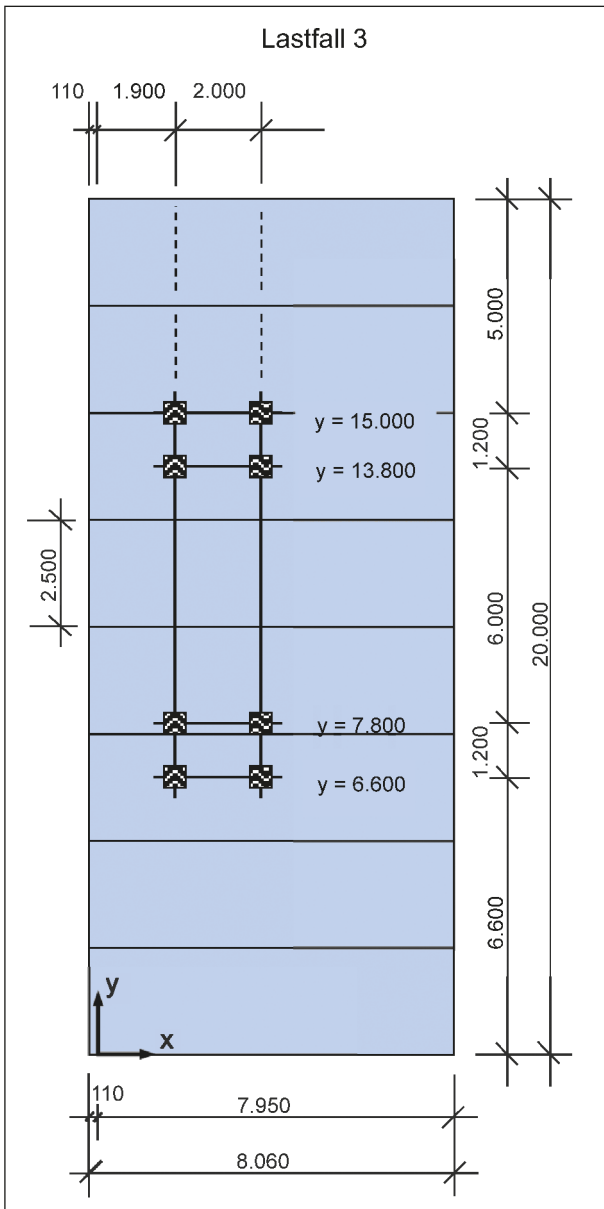


Bild 36: Lastfall 3: Vorderachse steht bei $y_R = 15.000$ mm

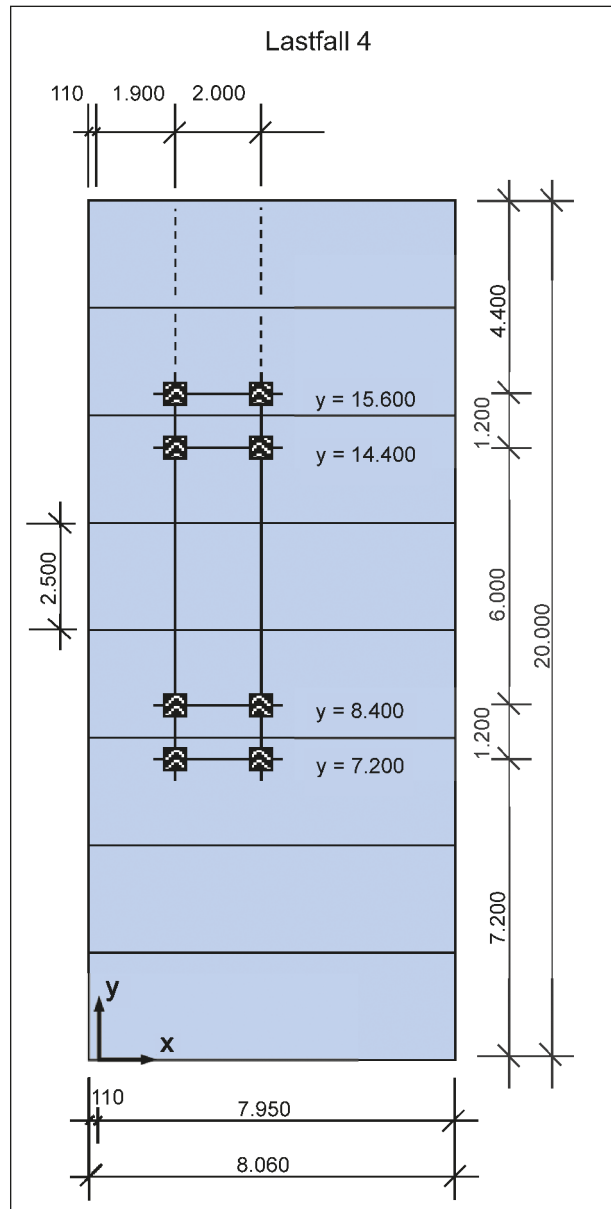


Bild 37: Lastfall 4: zweite Achse steht bei $y_R = 14.400$ mm

3.3.3 Bewertung der Ergebnisse

Allgemeines

Die dargestellten Ergebnisse (Bilder 38 bis 40) zeigen, dass sich die örtlichen Durchbiegungen, die Vergleichsspannungen in der Fahrbahnplatte und die Vergleichsspannungen in der Schweißnaht des Kelchblechs bei einer Zunahme der Dicke des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm (bzw. 24 mm) entsprechend den Erwartungen deutlich vermindern.

Vergleich der örtlichen Durchbiegungen

Die Verminderung der örtlichen Durchbiegungen des Deckblechs ist bei allen gerechneten Lastfällen nahezu identisch. Die örtlichen Durchbiegungen betragen bei einer Verstärkung der Fahrbahnplatte von 12 mm auf 18 mm im Mittel 39 % der ursprünglichen Durchbiegungen bzw. 22 % bei Verstärkung von 12 mm auf 24 mm.

Die Gleichförmigkeit der Verminderung der örtlichen Durchbiegung über alle vier Lastfälle lässt

sich damit begründen, dass zum einen die Höhe der Belastung bei sämtlichen Lastfällen identisch ist und zum anderen die Berechnung der Durchbiegungen in einem ausreichenden Abstand zum Querträger $y_Q = 15.000$ mm erfolgt. Die Relation zwischen der Dicke des Deckblechs und der Größe der örtlichen Durchbiegung geht aus Bild 38 hervor. Durch die Verstärkung des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm wird die anfängliche Durchbiegung um ungefähr 0,14 mm vermindert. Darüber hinaus vermindert sich die Durchbiegung bei einer zusätzlichen Verstärkung des Deckblechs von 18 mm auf 24 mm nur um circa weitere 0,04 mm.

Vergleich der Vergleichsspannungen in der Fahrbahnplatte

Auch die Verminderung der Vergleichsspannungen in der Fahrbahnplatte ist bei allen gerechneten Lastfällen nahezu identisch. Die Vergleichsspannungen im Deckblech der orthotropen Platte unter der Radlast betragen für die berechneten Lastfälle bei einem 18-mm-Blech im Mittel 54 % des Wertes des 12-mm-Blechs.

Bei einem Blech mit $t = 24$ mm beträgt der Mittelwert 38 % des Wertes für das unverstärkte Blech.

Die Relation der Vergleichsspannungen für die unterschiedlichen Blechdicken ist in Bild 39 dargestellt. Das Diagramm zeigt bezüglich der Vergleichsspannung in der Fahrbahnplatte eine Halbierung

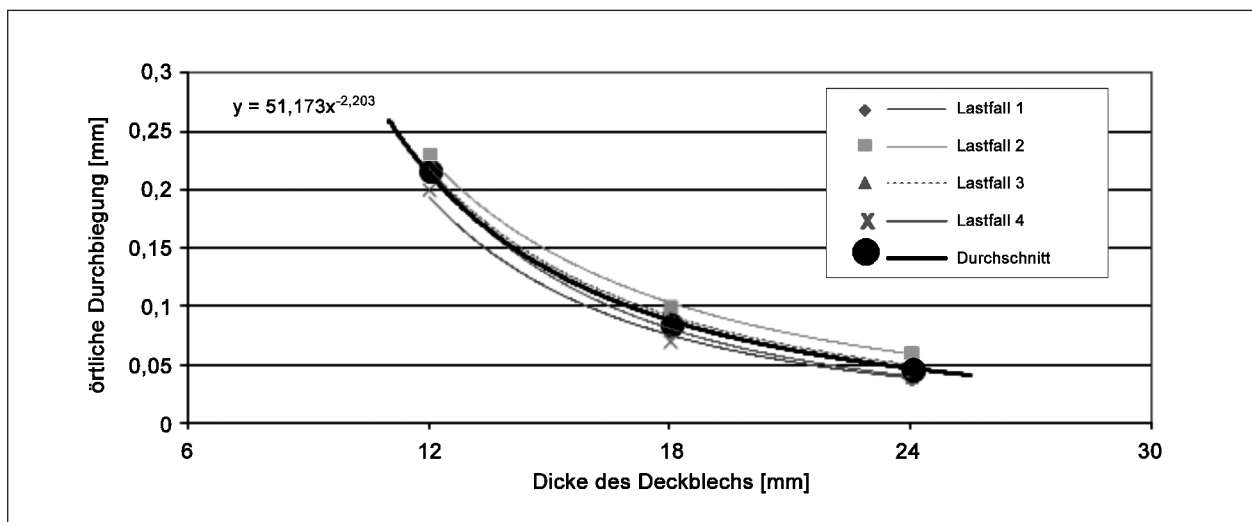


Bild 38: Vergleich der örtlichen Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Deckblechdicke

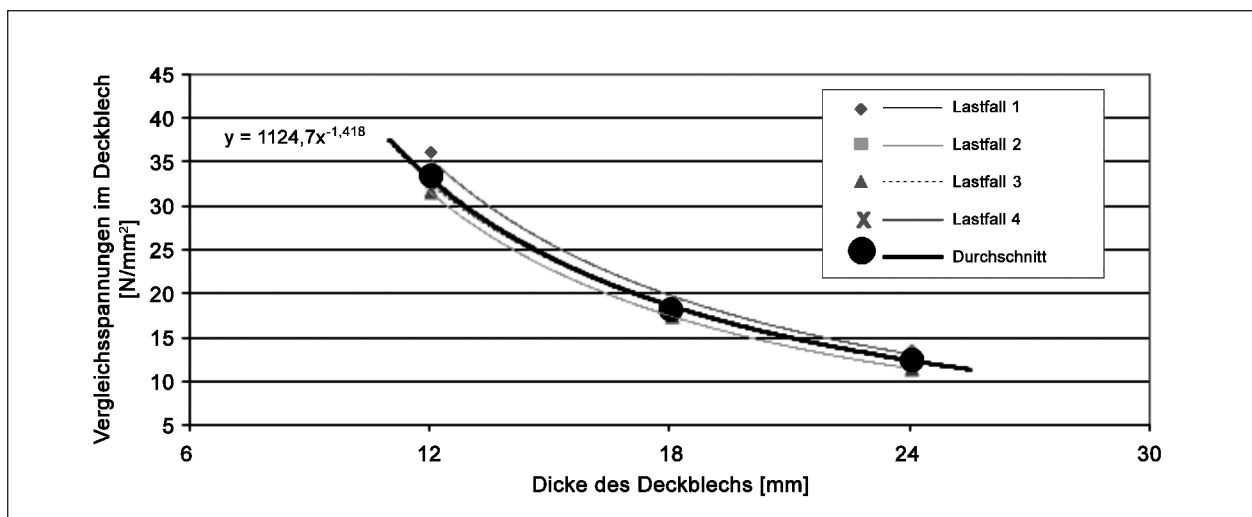


Bild 39: Vergleich der Vergleichsspannungen im Deckblech in Abhängigkeit von der Deckblechdicke

der durchschnittlichen Spannung von 34 N/mm^2 im unverstärkten Blech auf 17 N/mm^2 im um 6 mm auf 18 mm verstärkten Blech. Eine weitere Verstärkung auf 24 mm bringt nur noch eine Verminderung der Spannung um zusätzlich 6 N/mm^2 .

Vergleich der Vergleichsspannungen in der Schweißnaht des Kelchblechs

Das Niveau und die Verminderung der maximalen Vergleichsspannung in der Schweißnaht Kelchblech – Deckblech sind sehr stark von den Orten der Belastung und der Spannungsanalyse abhängig (Bild 40).

Im Lastfall 1 (zentrale Lagerung des Belastungsmodells auf der modellierten Fahrbahnplatte) vermindert sich bei einer Verstärkung des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm die Vergleichsspannung auf 69 %, im Lastfall 2 (die Belastungsflächen der Vorderräder grenzen an den Querträger $y_Q = 15.000 \text{ mm}$) auf 74 %, im Lastfall 3 (der Querträger bei $y_R = y_Q = 15.000 \text{ mm}$ wird mittig mit den Belastungsflächen der Vorderräder belastet) auf 85 % und im Lastfall 4 (die beiden Vorderachsen stehen bei $y_R = 15.600 \text{ mm}$ und $y_R = 14.400 \text{ mm}$ parallel zum Querträger $y_Q = 15.000 \text{ mm}$) auf 46 %.

Bei einer Verstärkung des Deckblechs von 12 mm auf 24 mm vermindern sich die Vergleichsspannungen für Lastfall 1 auf 60 %, für Lastfall 2 auf 64 %, für Lastfall 3 auf 65 % und für Lastfall 4 auf 35 %.

Das geringere Spannungsniveau im Lastfall 4 beruht darauf, dass die maximalen Vergleichsspan-

nungen in der Schweißnaht am Querträger ($y_Q = 15.000 \text{ mm}$) auftreten und nicht unter der Radlast.

Wenn sich auch die Vergleichsspannungen in der Schweißnaht der Längssteife infolge der gegebenen Konstruktion der orthotropen Platte an dieser Stelle nicht in dem gleichen Maße vermindern wie die Spannungen und örtlichen Durchbiegungen des Deckblechs, so kann man doch aus dem Bild 40 entnehmen, dass auch bezüglich dieser Vergleichsspannungen die Verstärkungsmaßnahmen von 12 mm auf 18 mm einen größeren Effekt haben als die darauf folgenden zusätzlichen Maßnahmen.

3.4 Schlussfolgerungen

Mit den Ergebnissen der numerischen Berechnung ist der Nachweis erbracht, dass eine Deckblechverstärkung durch aufgeklebte Bleche eine sinnvolle Instandsetzungsmaßnahme ist, mit der sich eine signifikante Reduzierung der Spannungen und Durchbiegungen erreichen lässt. Eine wirtschaftlich sinnvolle Grenze scheint bei einer Verstärkung von 12 mm auf 18 mm zu liegen.

In der Praxis ist es erforderlich, bestehende Deckbleche (mit in der Regel 12 mm Dicke) schubfest zu verstärken, sodass sie in der Wirkungsweise homogenen Deckblechen mit einer größeren Dicke entsprechen. Voraussetzung dafür ist, dass der Klebverbund zwischen der bestehenden Fahrbahnplatte und dem Verstärkungsblech den Belastungen des Schwerverkehrs dauerhaft standhält.

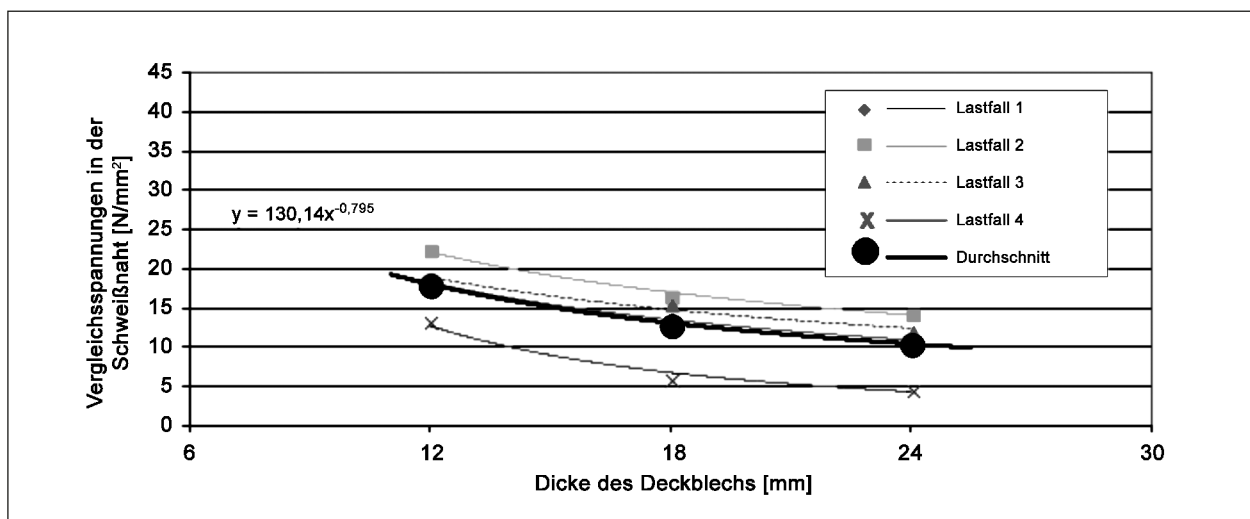


Bild 40: Vergleich der Vergleichsspannungen in der Schweißnaht in Abhängigkeit von der Deckblechdicke

4 Klebtechnologie

4.1 Aufgabenstellung

Das vorrangige Ziel des Projekts „Optimierung der Klebtechnologie“ ist es, den klebtechnischen Prozess auf die speziellen Rahmenbedingungen abzustimmen, die bei der Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten vorherrschen [41]. Dies ist eine entscheidende Voraussetzung für die Entwicklung einer praxistauglichen Lösung, die auch unter den rauen Baustellenbedingungen sicher angewendet werden kann.

Die Ergebnisse bilden somit auch eine wichtige Grundlage für die Projekte „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ und „Fugen- und Randausbildung“. Die klebtechnische Herstellung der im Rahmen dieser Projekte zu untersuchenden Probekörper wird nach den Maßgaben erfolgen, die aus dem hier beschriebenen Forschungsprojekt „Optimierung der Klebtechnologie“ resultieren.

Die Aufgabe besteht darin, ein praxistaugliches Klebverfahren für die Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten zu entwickeln und auf die speziellen Rahmenbedingungen abzustimmen, die bei der Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten bestehen. Dazu ist es erforderlich, geeignete Versuche zu konzipieren, durchzuführen und auszuwerten.

Sowohl der Klebstoff und das Applikationsverfahren als auch die aufzuklebenden Bleche müssen im Hinblick auf einen erfolgreichen Praxiseinsatz bestimmte Anforderungen erfüllen. Im Rahmen des hier beschriebenen Projekts wurden diese Anforderungen definiert und geeignete Produkte bzw. Verfahren ausgewählt. Auf dieser Grundlage erfolgten die Erarbeitung eines Versuchsprogramms und die Durchführung von umfangreichen Klebversuchen. Um die Klebflächen beurteilen und bewerten zu können, wurden die hergestellten Klebverbindungen später wieder getrennt. Anhand von Gegenüberstellung und Vergleichsbetrachtungen konnten Rückschlüsse und Empfehlungen für die Praxis abgeleitet werden.

Von Vorversuchen abgesehen wurden im Rahmen des hier beschriebenen Projekts keine statischen, dynamischen oder thermischen Belastungen der Probekörper vorgenommen. Derartige Beanspruchungen erfolgen im Rahmen des Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“.

4.2 Grundlagen der Klebtechnik

Die Klebtechnik ist die am besten geeignete Füge-technologie, um der Anforderung gerecht zu werden, eine vollflächige und kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Deckblech einer orthotropen Fahrbahnplatte und den als Verstärkung konzipierten Stahlblechen herzustellen. Genauso wie bei anderen Fügetechniken, müssen bei Einsatz der Klebtechnik zahlreiche Faktoren berücksichtigt werden. Es folgt eine Zusammenfassung der fundamentalen Grundlagen über die Vorgänge innerhalb der Klebschichten sowie ein Überblick über geeignete Klebstoffe und ihre Verarbeitung im Hinblick auf das Kleben von metallischen Werkstoffen.

Die metallische Oberfläche stellt nur dann einen geeigneten Haftgrund für Klebstoff (oder andere molekulare Fremdstoffe) dar, wenn ihre Oberfläche in einen strukturell günstigen Zustand versetzt wird. Dies lässt sich durch verschiedene Behandlungsmethoden erreichen. Für die beabsichtigte Klebverbindung von Stahlblechen gewährleisten mechanische Oberflächenvorbehandlungen (wie z. B. Strahlen mit mineralischen oder metallischen Strahlmitteln) einen optimalen Haftverbund.

Die Festigkeit einer Klebverbindung wird im Wesentlichen durch die Adhäsion (d. h. physikalisch-chemische Wechselwirkungen heterogener Systeme) und die Kohäsion (d. h. der Eigenfestigkeit, bedingt durch die chemische Struktur) bestimmt.

Die Adhäsion wird als Wirkung atomarer und molekularer Anziehungskräfte an der Grenzfläche zwischen verschiedenen Stoffen definiert. Sie bedingt die Haftung zwischen diesen Stoffen. Für die Adhäsion ist entscheidend, dass der Klebstoff die Füge-teile gut benetzt. Das bedeutet, dass ein Klebstoff flüssig sein muss oder zumindest eine flüssige Phase bei der Applikation durchlaufen muss. Darüber hinaus ist es (wie oben beschrieben) notwendig, die Oberflächen der Füge-teile in einen strukturell und energetisch günstigen Zustand zu versetzen [47].

Die Kohäsion von ausgehärteten Klebstoffen hängt außer von der chemischen Konstitution der Ausgangsstoffe fast ausschließlich von dem strukturellen Aufbau der Moleküle ab. Um Scherkräfte übertragen zu können, ist es notwendig, dass eine Klebschicht nach dem Fügen in einen festen Zustand übergeht. Bei den Klebstoffen für festigkeitsbeanspruchte Metallverbindungen wird dies i. d. R. durch die organisch-chemische Verbindung einzelner Mo-

leküle erreicht, die schließlich einen Stoff mit makromolekularer Struktur bilden [47].

Die Voraussetzung einer Klebung ist demnach, dass ein viskoser Klebstoff die aktivierte Oberfläche der Füge­teile benetzen kann und nach dem Fügen eine Verfestigung eintritt, welche die Kraftübertragung durch die Klebschicht hinweg gewährleistet.

Es existieren eine Vielzahl von Klebstoffen, die in der Metallklebtechnik Verwendung finden, wie z. B. Epoxidharzklebstoffe, Phenolharzklebstoffe, Polyurethane, Acrylatklebstoffe. Die Klebschichten, die aus diesen Klebstoffen resultieren, haben oftmals vollkommen unterschiedliche technologische Eigenschaften. Auch die Prozesse, die notwendig sind, um die Klebschichten auszuhärten, unterscheiden sich stark [48]. Aufgrund ihrer hohen Festigkeit kommen für die vorgesehenen Klebverbindungen insbesondere Epoxidharzklebstoffe in Frage, deren grundsätzliche Praxistauglichkeit u. a. bei der Verstärkung von Betonbrücken nachgewiesen wurde.

Die Epoxidharze verfügen über endständige Epoxidgruppen, an denen sich eine Polyadditionsreaktion zur Bildung der makromolekularen Struktur abspielt (Bild 41). Die ausgehärteten Klebstoffe weisen ein hohes Adhäsionsvermögen, eine hohe Kohäsionsfähigkeit und ein ursächlich sprödes Verhalten auf. Durch eine räumliche Vernetzung ergibt sich eine gute Beständigkeit gegenüber chemischen Medien. Es können Festigkeiten bis zu 50 N/mm² erreicht werden, die Temperaturbeständigkeit liegt bei 150 bis 200 °C, wobei die Festigkeit bei diesen hohen Temperaturen jedoch stark absinkt [49]. Nach einer Abkühlung wird die ursprüngliche Festigkeit wieder erreicht, da bei den angegebenen Maximaltemperaturen noch keine Zersetzung stattgefunden hat. Mit abnehmender Temperatur werden Epoxydharze zunehmend härter, ohne dass sich die Schlagzähigkeit verschlechtert. Bei -76 °C liegen Zug-, Druck und Biegefestigkeit rund 10 % höher als bei 25 °C. Zusätzlich werden Harze angeboten, die durch Zugabe von Kautschukverbindungen, Polyamid, Nylon oder Phenol modifiziert sind und dadurch als „zäh-hart“ einzustufen sind. Hier-

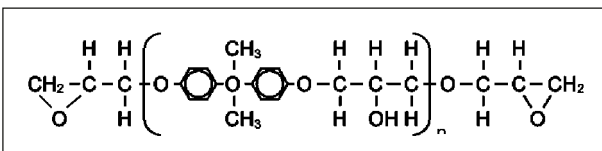


Bild 41: Struktur zweikomponentiger Epoxidharzklebstoffe [47]

durch können eine bessere Spannungsverteilung in der Klebschicht und eine höhere Energieaufnahme bei schlagartiger Beanspruchung erreicht werden [47].

Es gibt ein- und zweikomponentige Epoxidharzklebstoffe, die sich insbesondere in der Verarbeitung und der Aushärtung unterscheiden.

Zweikomponentige (2K) Epoxidharzklebstoffe müssen in einem vorgegebenen (stöchiometrischen) Verhältnis gemischt werden. Sie härten im Allgemeinen bei Raumtemperatur innerhalb von 24 h aus. Durch eine Temperaturerhöhung auf beispielsweise 150 °C kann die Aushärtezeit bis auf etwa 5 Minuten reduziert werden.

Einkomponentige (1K) Epoxidharzklebstoffe sind wärmehärtend. Sie werden in Form von Folien oder als viskose Klebstoffe angeboten und härten normalerweise bei Temperaturen zwischen 125 °C und 180 °C aus. Die Aushärtezeit bei diesen Temperaturen beträgt meist etwa 30 Minuten. Einkomponentige Epoxidharzklebstoffe haben in der Regel eine höhere Festigkeit und eine bessere Medienbeständigkeit als 2K-Produkte. Auch in der Temperaturbeständigkeit sind die 1K-Produkte den 2K-Produkten überlegen. Die bei geringen Temperaturen aushärtbaren 1K-Epoxidharzklebstoffe müssen bei tiefen Temperaturen (-18 °C) gelagert werden. Die bei höheren Temperaturen aushärtbaren Systeme besitzen meist eine Lagerstabilität von 6 Monaten bei Raumtemperatur [47].

Die Verarbeitung der Klebstoffe spielt für die vorgesehene Anwendung eine entscheidende Rolle. Neben der Auswahl eines geeigneten Produkts hängt die Lösung des klebtechnischen Problems vor allem von der Wahl des Applikationsverfahrens ab. Dieses beeinflusst sowohl die Qualität als auch die Kosten des Prozesses in hohem Maße. Bei dem Einsatz von Verarbeitungsgeräten und Hilfsmitteln ist unbedingt darauf zu achten, dass diese auf das jeweils einzusetzende Klebstoffsystem und die weiteren Produktionsschritte abgestimmt sind.

Moderne Industrieklebstoffe bestehen aus einer Vielzahl von Einzelbestandteilen. Aus diesen wird während des Herstellungsprozesses ein Endprodukt mit größtmöglicher Homogenität und nicht zuletzt dadurch auch mit gleichbleibend hoher Qualität erzeugt. Einige Klebstoffe neigen jedoch im Zeitraum zwischen Produktion und der eigentlichen Verwendung zur Entmischung (Separation, Sedimentation) einzelner Bestandteile. In der Regel kann dieser Vorgang durch einfaches Anrühren und

eventuell zusätzliches Erhitzen des Klebstoffs rückgängig gemacht werden (homogenisieren). Beim Einsatz von Mehrkomponenten-Klebstoffen (z. B. 2K-Epoxidharz) ist das gleichmäßige Vermischen der Einzelkomponenten vor dem Auftragen auf ein Fügeteil von entscheidender Bedeutung. Solche Klebstoffe haben in der Regel eine ausreichend lange Verarbeitungszeit, damit sie mit einfachen Rührwerkzeugen (z. B. Bohrmaschine mit Aufsatz) gemischt werden können. Dabei ist die Rührgeschwindigkeit so zu wählen, dass einerseits eine vollständige Vermischung gewährleistet ist und andererseits keine Luftblasen eingerührt werden, welche die Güte der Klebverbindung nachhaltig beeinflussen könnten [47].

Grundsätzlich werden Auftragverfahren für Klebstoffe im flüssigen und festen Zustand unterschieden. Flüssige und pastöse Klebstoffe können durch Streichen, Spritzen, Tauchen, Spachteln, Walzen, Rollen, Gießen, Tropfen, Stempeln oder Drucken appliziert werden. Feste Klebstoffe werden als Pulver oder Granulat aufgestreut, als Folie oder Band aufgelegt oder als Formling oder Stanzteil eingelegt [47].

Für einen gleichmäßigen, vollflächigen Auftrag von hochviskosen, standfesten Klebstoffen auf ebene Werkstoffoberflächen eignen sich besonders Zahnspachtel und Rakel, weil Werkstücktoleranzen und Fügespalte bis zu mehreren Millimetern Dicke ausgeglichen werden können. Werden gezahnte Spachtel verwendet, so kann durch die geeignete Auswahl der Zahnform und der Zahngröße sowie des Abstandes zwischen den Zähnen die Auftragsmenge variiert werden (Bild 42).

Eine rationelle Alternative zur Herstellung großflächiger Verbindungen stellt der Einsatz von Handrollern oder Handwalzen dar. Typische Geräte bestehen aus einer Auftragwalze, einer Dosierwalze und

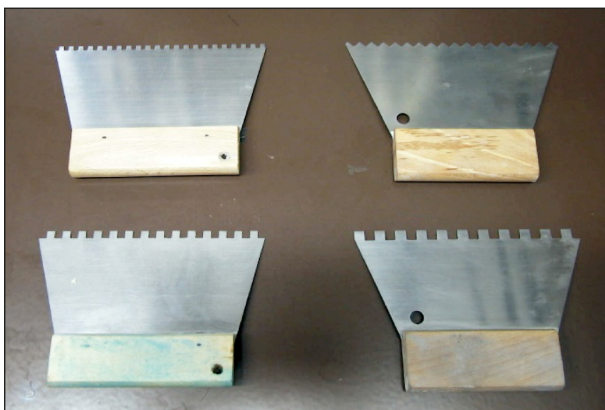


Bild 42: Zahnspachtel (4 mm, 5 mm, 6 mm, 8 mm)

einem darüber angeordneten Vorratsbehälter, der für den kontinuierlichen Materialnachschub sorgt. Über die Spaltbreite zwischen der Dosier- und der Auftragwalze wird die Klebstoffmenge eingestellt, die über die Auftragwalze auf ein ebenes Fügeteil übertragen wird. Ungeeignet sind derartige Hilfsmittel für die Verarbeitung von Klebstoffsystemen mit sehr kurzen Verarbeitungszeiten oder mit hoher Viskosität [47].

Nach dem Auftrag auf ein Fügeteil und dem Verbinden mit einem weiteren Werkstück gehen die Klebstoffe vom flüssigen Verarbeitungszustand in den festen Endzustand über. Wie bei den meisten Klebstoffen geschieht dies bei Epoxidharzen durch eine chemische Reaktion (vgl. oben).

Bei der Aushärtezeit ist nicht die Zeit bis zum Erreichen der Endfestigkeit entscheidend, sondern die Zeit bis zum Erreichen der sogenannten Funktionsfestigkeit, bei der die weiteren Arbeitsschritte durchgeführt bzw. Belastungen aufgebracht werden können. Einerseits soll die Aushärtezeit so kurz wie möglich sein, andererseits wird aber insbesondere bei manuellen Arbeitsgängen eine ausreichend lange Verarbeitungszeit benötigt. Die Aushärtezeiten von Epoxidharzen lassen sich durch Wärmeeinwirkung deutlich reduzieren.

Für Epoxidharz-Klebsverbindungen ist in der Regel ein geringer Fixierdruck (Kontaktdruck) ausreichend. Bis zum Erreichen der Funktionsfestigkeit sollte gerade so viel Druck erzeugt werden, dass beide zu verbindenden Werkstücke auf der gesamten Fügefläche mit Klebstoff benetzt werden [47].

4.3 Versuchsdurchführung

4.3.1 Allgemein

Eine maßgebliche Grundlage für die Aufstellung des Versuchsprogramms war die Entwicklung einer konkreten Vorgehensweise bei der späteren Anwendung in der Praxis. Es wird davon ausgegangen, dass die Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten zweckmäßigerweise im Zuge der Arbeiten einer planmäßigen Belagserneuerung erfolgt. Dabei ist eine manuelle Applikation des Klebstoffs per Zahnspachtel vorgesehen, und die Bleche sollen stückweise im „Parkett-Prinzip“ aufgeklebt werden.

Im Rahmen der Versuche gilt es, sowohl den Klebstoff und das Applikationsverfahren als auch die

aufzuklebenden Bleche im Hinblick auf einen erfolgreichen Praxiseinsatz zu optimieren. Um ein möglichst gutes Ergebnis zu erzielen, dürfen die drei Komponenten nicht nur einzeln betrachtet werden, sondern müssen auch in ihrer Kombination geeignet sein.

4.3.2 Bleche

Die aufzuklebenden Bleche sind für den beabsichtigten Einsatzzweck nur dann geeignet, wenn sie bestimmte Anforderungen in Bezug auf den Gebrauchszustand und die Handhabung beim Einbau erfüllen.

Sie müssen so dimensioniert werden, dass im Gebrauchszustand eine signifikante Reduzierung der Spannungen und Durchbiegungen erreicht wird. Hierfür ist die Dicke der Bleche maßgebend (wenn man eine vollflächige, kraftschlüssige Verklebung voraussetzt). Die in Kapitel 3 beschriebenen Untersuchungen haben ergeben, dass eine wirtschaftlich sinnvolle Grenze bei einer Verstärkung von 12 mm auf 18 mm liegt.

Aufgrund dieses Ergebnisses werden im Rahmen des hier beschriebenen Projekts ausschließlich aufzuklebende Bleche mit einer Dicke von 6 mm verwendet. Als Grundbleche kommen – entsprechend dem üblichen Maß bei bestehenden Deckblechen – ausschließlich 12 mm dicke Bleche zum Einsatz.

Obwohl sich die Bleche beim Zuschnitt leicht verzogen haben wurden sie nicht gerichtet, da auch in der Praxis Unebenheiten im Deckblech vorhanden sind und ausgeglichen werden müssen. Für konkrete Verstärkungsmaßnahmen sollten jedoch gerichtete Verstärkungsbleche verwendet werden, um möglichst gleichmäßige Klebschichtdicken zu gewährleisten.

Sämtliche zu verklebende Oberflächen der Stahlbleche wurden durch Strahlen mechanisch vorbehandelt (scharfkantiges Stahlguss-Strahlmittel G 200, Körnung 0,04 – 0,18 mm, 2,5 bar Druck, Oberflächenvorbereitungsgrad Sa 2½). Aufgrund der Abmessungen der zur Verfügung stehenden Strahlkabine war die maximale Größe der Bleche auf eine Länge von 1000 mm und eine Breite von 500 mm beschränkt.

Bei den Klebversuchen hat sich die Verwendung eines Saughebers (bzw. mehrerer Saugheber) zum präzisen Setzen der Bleche bewährt (Bild 43) und kann auch für die Praxis empfohlen werden.



Bild 43: Saugheber

Anzahl	Abmessungen [mm³]	Gewicht [kg]
24	1000 x 500 x 12	48
12	1000 x 500 x 6	24
36	500 x 250 x 6	6
24	250 x 250 x 6	3

Tab. 4: Bei den Klebversuchen verwendete Bleche

Für die Handhabung auf der Baustelle sind Größe und Gewicht der aufzuklebenden Verstärkungsbleche von maßgeblicher Bedeutung. Bei der Verwendung möglichst großer Platten wird die Menge der Fugen minimiert, und es ist mit einer höheren Prozessgeschwindigkeit zu rechnen.

Bei der Verwendung kleiner Platten hingegen können Unebenheiten besser ausgeglichen und Luft einschüsse minimiert werden. Darüber hinaus sind kleinere und leichtere Platten einfacher und präziser zu bewegen. Um die optimale Plattengröße zu ermitteln, wurden bei den Versuchen Bleche unterschiedlicher Länge und Breite verwendet (Tabelle 4).

4.3.3 Klebstoff

Ein Klebstoff ist für den beabsichtigten Einsatzzweck nur dann geeignet, wenn er bestimmte Anforderungen in Bezug auf den Gebrauchszustand und die Verarbeitbarkeit erfüllt.

Für den Gebrauchszustand sind die Parameter Festigkeit, Dauerfestigkeit, Temperaturbeständigkeit und mögliche Klebschichtdicke von maßgeblicher Bedeutung. Aufgrund der hohen Belastungen aus dem Schwerlastverkehr im späteren Praxiseinsatz kommen ausschließlich Klebstoffe in Frage, mit denen sich eine sehr hohe Festigkeit erreichen lässt. Untersuchungen bezüglich der Dauerfestigkeit von Klebverbindungen sind in Kapitel 5 be-

schrieben. Im Hinblick auf eine ausreichende Dauerfestigkeit kommen hier nur Klebstoffe in Frage, deren chemische Verbindungen unter den Einsatzbedingungen über Jahrzehnte beständig bleiben. Während die Gebrauchstemperatur einer Stahlbrücke zwischen den für die meisten Klebstoffe unkritischen Werten von minimal -30 °C bis maximal $+60\text{ °C}$ schwankt, kann die thermische Belastung infolge des Gussasphalteinbaus (Temperaturen bis zu 230 °C) für organische Klebverbindungen kritisch werden. Dass die Klebstoffe solch extremen Temperaturbelastungen standhalten, ist daher ein weiteres entscheidendes Einsatzkriterium. Sowohl das Deckblech der orthotropen Platte als auch die aufzuklebenden Bleche können Unebenheiten aufweisen, die über die Klebschicht ausgeglichen werden müssen. Daher ist es erforderlich, dass der Klebstoff bis zu Schichtdicken von etwa 5 mm angewendet werden kann.

In Bezug auf eine möglichst gute Verarbeitbarkeit des Klebstoffs sind weitere Anforderungen zu berücksichtigen. Der Klebstoff muss für einen Einbau unter Baustellenbedingungen geeignet sein. Das heißt, er muss sich in einem Temperaturbereich von etwa 10 °C bis 30 °C sowie einer Luftfeuchtigkeit von bis zu 75 % mischen, und applizieren lassen sowie aushärten. Dabei sind auch korrelierende Parameter wie eine ausreichend lange Topfzeit, eine geeignete Viskosität sowie eine möglichst kurze Aushärtezeit zu berücksichtigen. Da es auf Stahlbrücken sehr schwierig ist, einen hohen Anpressdruck zu erzeugen, sollten Klebstoffe verwendet werden, die ihre maximale Festigkeit unter Kontaktdruck erreichen.

Die soeben beschriebenen Parameter sind in der Tabelle 5 zusammengefasst. Darüber hinaus enthält diese Tabelle die entsprechenden Kennwerte für zwei Klebstoffe, die diese Anforderungen erfüllen und die infolgedessen für die Klebversuche im Rahmen des hier beschriebenen Projekts verwendet wurden. Es handelt sich um zwei handelsübliche 2-Komponenten-Epoxidharz-Klebstoffe, die für die Bauteilverstärkung mit Stahllamellen zugelassen sind. Sie werden im Weiteren als **Klebstoff A** und **Klebstoff B** bezeichnet.

Der Nachweis der Hitzebeständigkeit gegenüber dem Gussasphalt-Einbau erfolgte anhand entsprechender Vorversuche. Dabei wurden drei Probekörper hergestellt (Bleche $700\text{ mm} \times 200\text{ mm} \times 6\text{ mm}$ geklebt auf Bleche $700\text{ mm} \times 200\text{ mm} \times 6\text{ mm}$; Klebstoff A) und sowohl thermisch als auch statisch belastet.

	Parameter	Klebstoff A	Klebstoff B
Gebrauchszustand	Scherfestigkeit	$\geq 18\text{ N/mm}^2$	$\geq 10\text{ N/mm}^2$
	Haftzugfestigkeit	$\geq 14\text{ N/mm}^2$	$\geq 14\text{ N/mm}^2$
	E-Modul	12.800 N/mm^2	11.000 N/mm^2
	Schichtdicke	bis 5 mm	bis 5 mm
Verarbeitbarkeit	Einbautemperaturbereich	10 °C bis 35 °C	8 °C bis 30 °C
	rel. Luftfeuchtigkeit	bis 70 %	bis 75 %
	Verarbeitungszeit bei 23 °C	50 min	30 min
	Viskosität	$75.145\text{ mPa} \cdot \text{s}$	k. A.
	Aushärtezeit	24 h	24 h
	Anpressdruck	Kontaktdruck	Kontaktdruck

Tab. 5: Klebstoffe A und B (Herstellerangaben)

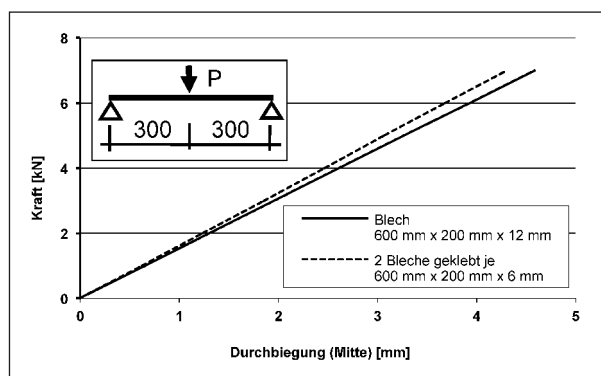


Bild 44: Kraft-Verformungs-Diagramm (Klebstoff A)

Die thermische Belastung erfolgte mit 250 °C heißem Sand (in Anlehnung an ein Ersatzverfahren der thermischen Belastungsprüfung mit Silikonöl [50]), wobei eine Schichtdicke von etwa 10 cm aufgebracht wurde, um auch den Temperatureintrag der für den maschinellen Einbau typischen Gussasphalthaufen vor der Einbaubohle zu simulieren. Nach Abkühlen auf Raumtemperatur (über Nacht) wurde der Sand wieder entfernt. Anschließend erfolgte die statische Belastung anhand einer 3-Punkt-Biegeprüfung, wobei als Referenz auch ein unverklebtes Blech ($700\text{ mm} \times 200\text{ mm} \times 12\text{ mm}$) durchgebogen wurde. In Bild 44 ist das entsprechende Kraft-Verformungs-Diagramm dargestellt.

Bei den geklebten Probekörpern ($6\text{ mm} + 6\text{ mm}$) liegen die gemessenen Durchbiegungen bei gleicher Kraft niedriger als die bei dem 12 mm dicken Blech ermittelten Werte (Bild 45). Dieses Ergebnis resultiert aus der geringfügig größeren Gesamtdicke infolge der Klebschicht und beweist die gute Scherfestigkeit des Klebstoffs. Ergänzend dazu wurde ei-

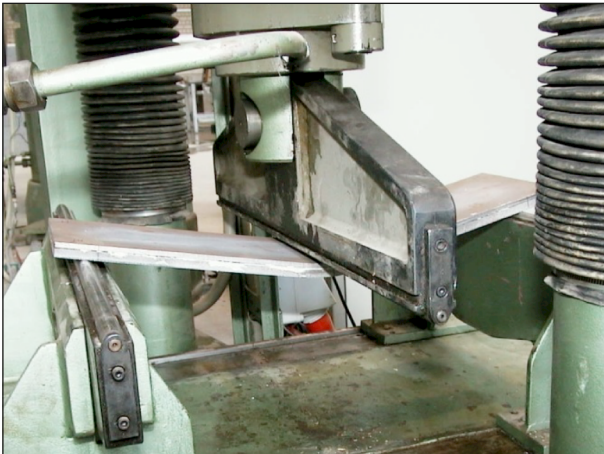


Bild 45: Probekörper bei der Biegeprüfung

ner der Probekörper 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.

Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass die Klebstoffe unter statischer Last über eine ausreichend hohe Festigkeit verfügen und dass keine Beeinträchtigungen durch die Temperaturbelastung infolge eines Gussasphalteinbaus zu erwarten sind.

4.3.4 Applikationsverfahren

Die Wahl des Applikationsverfahrens steht in direktem Zusammenhang mit der Art der verwendeten Klebstoffe. Die gefüllten, hochviskosen, standfesten Epoxidharze lassen sich am besten mit Rakel oder Zahnpachtel verarbeiten, um einen gleichmäßigen und vollflächigen Auftrag zu erreichen. Unebenheiten und Toleranzen lassen sich theoretisch bis zu mehreren Millimetern Dicke ausgleichen. Für die Herstellung der Probekörper wurden verschiedene gezahnte Spachtel verwendet, um eine möglichst optimale Lösung für die Kombination der Zahnform, der Zahngröße und des Abstandes zwischen den Zähnen zu identifizieren. Dabei wurden zwei grundsätzlich unterschiedliche Varianten untersucht – der einseitige, und der beidseitige Auftrag des Klebstoffs.

Bei dem einseitigen Auftrag erfolgte die Applikation des Klebstoffs lediglich auf das Grundblech. Um die gewünschten Klebschichtdicken im Bereich von 3 mm bis 4 mm zu erreichen, wurden Zahnpachtel mit jeweils quadratischen Zähnen und Zwischenräumen der Größen 6 mm und 8 mm verwendet.

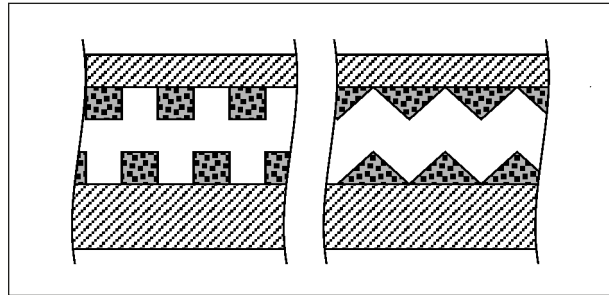


Bild 46: Beidseitige parallele Applikation des Klebstoffs (idealisierte Darstellung, Überlappung der Zähne möglich)

Bei dem beidseitigen Auftrag wurde der Klebstoff sowohl auf das Grundblech als auch auf die darauf aufzuklebenden Verstärkungsbleche appliziert, um eine noch gleichmäßigere Verklebung zu erreichen. Bei dieser etwas aufwändigeren Variante ist die Verwendung eines oder mehrerer Saugheber zum Auflegen der Verstärkungsbleche besonders zu empfehlen. Es wurden Zahnpachtel mit quadratischen Zähnen der Größe 4 mm und mit dreieckigen Zähnen der Größe 5 mm verwendet. Die Applikation des Klebstoffs erfolgte dabei stets in paralleler Ausrichtung (Bild 46).

Sowohl beim einseitigen als auch beim beidseitigen Klebstoff-Auftrag wurde dieser immer in Querrichtung appliziert, um eine möglichst gute Vergleichbarkeit zu erreichen.

4.3.5 Probekörper

Im Rahmen des Projekts wurden 24 Probekörper mit den Abmessungen 1000 mm x 500 mm x 18 mm hergestellt (die Probekörper für die Vorversuche sind hierbei nicht berücksichtigt). Die Probekörper unterscheiden sich durch die jeweilige Kombination der einzelnen Bleche, Klebstoffe und Applikationsverfahren.

Jeder Probekörper besteht aus einem Grundblech mit einer Dicke von 12 mm und einem oder mehreren aufgeklebten Verstärkungsblechen mit einer Dicke von 6 mm. Bei 12 Probekörpern wurde ein großes Verstärkungsblech (mit den Abmessungen 1000 mm x 500 mm) verwendet und bei 12 Probekörpern jeweils 5 kleinere Verstärkungsbleche (Abmessungen und Anordnung siehe Bild 47).

Jeweils die Hälfte der Probekörper wurden mit Klebstoff A und mit Klebstoff B hergestellt. Bei 16 Blechen erfolgte die Applikation einseitig und bei 8 Blechen beidseitig, wobei unterschiedliche Zahnpach-

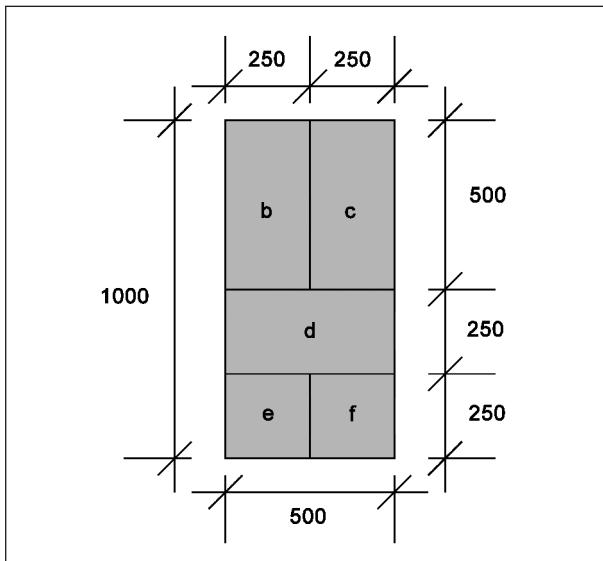


Bild 47: Abmessungen und Anordnung der Verstärkungsbleche [Maße in mm]

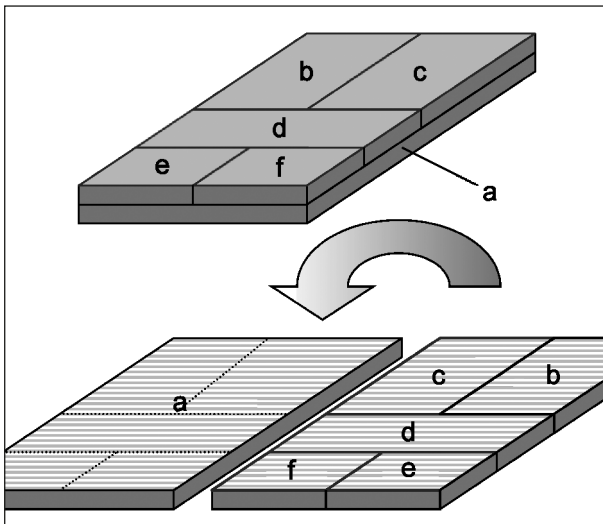


Bild 48: Alphabetische Kennzeichnung der Bleche (hier: Probekörper mit 5 Verstärkungsblechen)

tel zum Einsatz kamen. Die genaue Kombination von Blechen, Klebstoff und Applikationsverfahren für die einzelnen Probekörper ist der Tabelle 6 zu entnehmen.

Bei jedem Probekörper erfolgte eine alphabetische Kennzeichnung der einzelnen Bleche. Das Grundblech wurde stets mit dem Buchstaben a versehen, die Verstärkungsbleche je nach Variante mit dem Buchstaben b bzw. mit den Buchstaben b bis f (Bild 48).

Nach einer Aushärtezeit von mindestens 2 Monaten wurden die geklebten Bleche für eine Bewertung der Verklebungsqualität mithilfe von Hammer und

Probekörper Nr.	aufgeklebte Bleche	Klebstoff	Applikation	
			1-seitig 2-seitig	Zahnspachtel
K-006	1	B	1-seitig	6 mm
K-007	5	B	1-seitig	6 mm
K-008	1	A	1-seitig	8 mm
K-009	5	A	1-seitig	8 mm
K-010	1	A	1-seitig	6 mm
K-011	5	A	1-seitig	6 mm
K-012	1	B	1-seitig	8 mm
K-013	5	B	1-seitig	8 mm
K-014	1	B	2-seitig	4 mm
K-015	5	B	2-seitig	4 mm
K-016	1	A	1-seitig	6 mm
K-017	5	A	1-seitig	6 mm
K-018	1	A	2-seitig	4 mm
K-019	5	A	2-seitig	4 mm
K-020	1	B	1-seitig	8 mm
K-021	5	B	1-seitig	8 mm
K-022	1	B	1-seitig	6 mm
K-023	5	B	1-seitig	6 mm
K-024	1	A	1-seitig	8 mm
K-025	5	A	1-seitig	8 mm
K-026	1	A	2-seitig	5 mm
K-027	5	A	2-seitig	5 mm
K-028	1	B	2-seitig	5 mm
K-029	5	B	2-seitig	5 mm

Tab. 6: Probekörper – Kombination von Blechen, Klebstoffen und Applikationsverfahren

Meißel wieder getrennt. Im aufgeklappten Zustand ändert sich die Anordnung der alphabetischen Kennzeichnung entsprechend Bild 48.

4.4 Versuchsauswertung

4.4.1 Allgemein

Nach dem Trennen der Probekörper wurden die Klebflächen der Bleche fotografiert, die tatsächlichen Klebschichtdicken bestimmt und der Anteil der Fehlstellen (d. h. die nicht verklebten Flächen) ermittelt. Sowohl die Fotos als auch die einzelnen Messwerte (Klebschichtdicken und Fehlstellen) für die verschiedenen Probekörper sind im Anhang A2 zusammengestellt.

Probekörper Nr.	Mittl. Klebschichtdicke [mm]	Fehlstellen	
		[cm ²]	[%]
K-006	2,29	848	20,5
K-007	2,20	677	16,4
K-008	2,57	360	8,7
K-009	2,52	489	11,8
K-010	2,03	614	14,9
K-011	2,00	541	13,1
K-012	2,55	231	5,6
K-013	2,57	506	12,2
K-014	2,67	556	13,1
K-015	2,75	559	13,5
K-016	2,92	1264	30,6
K-017	2,12	761	18,4
K-018	2,88	323	7,8
K-019	2,90	605	14,6
K-020	2,78	361	8,7
K-021	2,63	885	21,4
K-022	1,86	313	7,6
K-023	1,91	596	14,4
K-024	2,55	697	16,9
K-025	2,41	454	11,0
K-026	3,18	267	6,4
K-027	3,30	309	7,5
K-028	3,19	354	8,6
K-029	3,08	288	7,0

Tab. 7: Mittlere Klebschichtdicken und Fehlstellen (Durchschnittswerte)

4.4.2 Klebschichtdicken

Die Ermittlung der Klebschichtdicken erfolgte bei jedem Probekörper an 32 gleichmäßig verteilten, definierten Stellen. Die einzelnen Schichtdicken wurden mit dem Schichtdickenmessgerät MINITEST 4000 sowohl auf dem Grundblech als auch korrespondierend auf dem/den Verstärkungsblech/en gemessen. Aus der Summe der jeweils korrespondierenden Werte ergaben sich schließlich die einzelnen Klebschichtdicken. Die jeweils 32 Klebschichtdicken für die verschiedenen Probekörper können dem Anhang A2 entnommen werden. In Tabelle 7 sind die Mittelwerte der Klebschichtdicken für die einzelnen Probekörper aufgelistet. Sie liegen zwischen 1,86 mm (K-023) und 3,30 mm (K-027).

4.4.3 Fehlstellen

Die nicht erfolgreich verklebten Bereiche auf den Klebflächen werden als Fehlstellen bezeichnet. Die

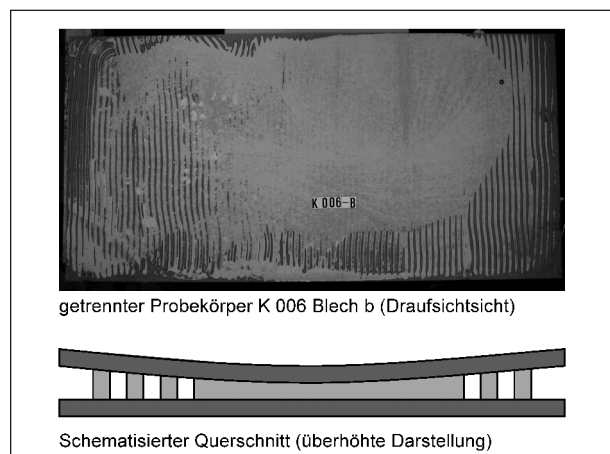


Bild 49: Typische Fehlstellen infolge einer zu geringen Klebschichtdicke bei einem leicht gekrümmten Blech

Hauptursache hierfür ist eine zu geringe Klebschichtdicke, die nicht genügt, um die Krümmungen der leicht verzogenen Bleche auszugleichen (Bild 49). Manche Fehlstellen sind auf eingeschlossene Luftblasen zurückzuführen, haben aber nur eine vergleichsweise untergeordnete Bedeutung.

Zur Ermittlung der Fehlstellen wurden die nicht verklebten Flächen auf den Blechen farblich markiert und auf Transparentbögen übertragen. Um Randeinflüsse (wie z. B. durch das An- und Absetzen des Zahnspachtels) weitgehend auszuschließen wurde hierbei der äußere Rand in einer Breite von 20 mm nicht berücksichtigt. Die genaue Bestimmung der Flächen erfolgte schließlich per Hand mithilfe von Millimeterpapier. Im Interesse der Vergleichbarkeit (unterschiedliche Größe der aufgeklebten Bleche) wurden schließlich die prozentualen Anteile bezogen auf die gesamte Klebfläche der jeweiligen Bleche berechnet. Tabelle 7 enthält die ermittelten Werte für die einzelnen Probekörper. Sie liegen in der Regel zwischen 5,6 % (K-012) und 21,4 % (K-021). Ein Probekörper weist einen Fehlstellenanteil von 30,6 % auf (K-016).

4.5 Bewertung der Ergebnisse

4.5.1 Allgemein

Das Hauptaugenmerk bei der Bewertung richtet sich auf die erzielten Klebschichtdicken und die in Erscheinung getretenen Fehlstellen. Für die 24 Probekörper betragen die Klebschichtdicke im Mittel 2,6 mm und der Anteil an Fehlstellen im Mittel 12,9 %. Während der Mittelwert für die Klebschichtdicke angesichts der verwendeten Zahnspachtel

(6 mm, 8 mm, 2 x 4 mm und 2 x 5 mm) etwas niedriger als erwartet ausfällt, liegt der mittlere Anteil der Verklebung von etwa 87 % deutlich höher, als die bei den Vorversuchen ermittelten Werte. Von besonderem Interesse sind ferner die Einflüsse der Blechgröße, der Klebstoffe und der Applikationsverfahren.

4.5.2 Blechgröße

Um die optimale Größe für die einzelnen Verstärkungsbleche zu ermitteln, wurden bei den Klebversuchen unterschiedlich große Bleche verwendet. Es wurden zwei verschiedene Arten von Probekörpern hergestellt – Probekörper mit lediglich einem aufgeklebten Verstärkungsblech b in einer Größe von 1000 mm x 500 mm (alle Probekörper mit geraden Nummern) und Probekörper mit mehreren kleineren aufgeklebten Verstärkungsblechen b bis f (alle Probekörper mit ungeraden Nummern).

Bei den Probekörpern mit lediglich einem aufgeklebten Verstärkungsblech wurde im Mittel eine Klebschichtdicke von 2,6 mm erreicht und ein Anteil der Fehlstellen von 12,4 %. Bei den Probekörpern mit mehreren kleineren aufgeklebten Verstärkungsblechen beträgt die mittlere Klebschichtdicke 2,5 mm und für den Anteil der Fehlstellen ergibt sich ein Mittelwert von 13,4 %.

Die Probekörper mit mehreren kleineren aufgeklebten Verstärkungsblechen können wiederum in zwei Gruppen aufgeteilt werden – die 500 mm x 250 mm großen Bleche b, c und d und die 250 mm x 250 mm großen Bleche e und f. Während bei den Blechen b, c und d im Mittel ein Anteil der Fehlstellen von 15,1 % ermittelt wurde, beträgt der Anteil der Fehlstellen bei den Blechen e und f lediglich 8,4 %.

Bei der Klebschichtdicke sind keine signifikanten Unterschiede zwischen den zwei verschiedenen Arten von Probekörpern festzustellen. Folglich haben die hier untersuchten unterschiedlichen Blechgrößen diesbezüglich keinen wesentlichen Einfluss.

Betrachtet man den Anteil der Fehlstellen, werden die besten Werte bei den Blechen e und f erreicht. Bleche mit einer solch geringen Größe sind jedoch aus baupraktischen Gründen (Flächenleistung, Anzahl der Fugen in Längsrichtung) für die Praxis weniger geeignet. Der relativ gute Mittelwert von 12,4 % bei den Probekörpern mit lediglich einem aufgeklebten Verstärkungsblech spricht für die Verwendung von Blechen in einer Größenordnung von etwa 900 mm x 300 mm (für ein Rastermaß der Längssteifen von 300 mm, Bild 50). Die Anordnung der Bleche erfolgt dabei idealerweise versetzt, um durchgehende Längsfugen zu vermeiden (hinsichtlich der Anordnung der Fugen siehe Kapitel 6).

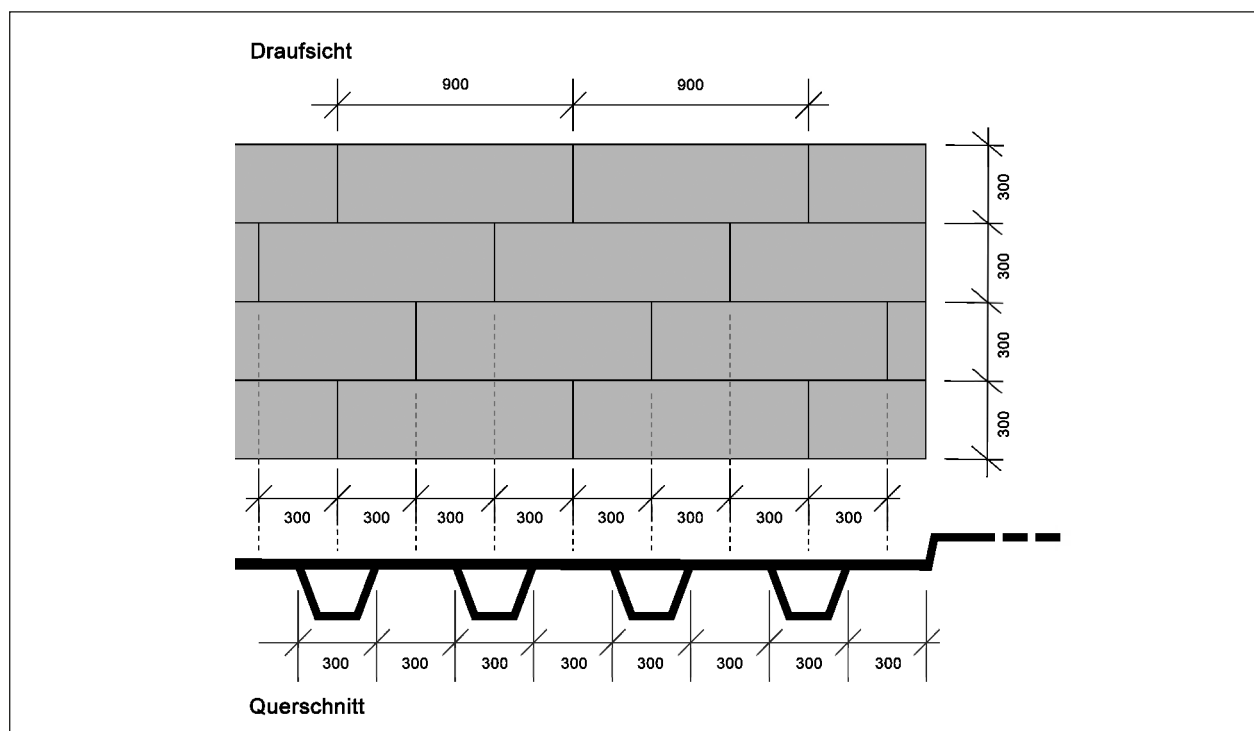


Bild 50: Mögliche Größe und Anordnung der Verstärkungsbleche [mm]

4.5.3 Klebstoff

Die Verwendung der unterschiedlichen Klebstoffe A und B hat keinen entscheidenden Einfluss auf die Klebschichtdicke und den Anteil der Fehlstellen. Bei den mit Klebstoff A hergestellten Probekörpern wurde im Mittel eine Klebschichtdicke von 2,6 mm erreicht und ein Anteil der Fehlstellen von 13,5 % festgestellt. Bei den mit Klebstoff B hergestellten Probekörpern beträgt die mittlere Klebschichtdicke 2,5 mm und für den Anteil der Fehlstellen ergibt sich ein Mittelwert von 12,4 %.

Weder bei der Klebschichtdicke noch bei den Fehlstellen sind signifikante Unterschiede zwischen den beiden Klebstoffen festzustellen. Folglich können für die Anwendung in der Praxis Klebstoffe empfohlen werden, deren Viskosität etwa bei 75.000 mPa·s liegt.

4.5.4 Applikationsverfahren

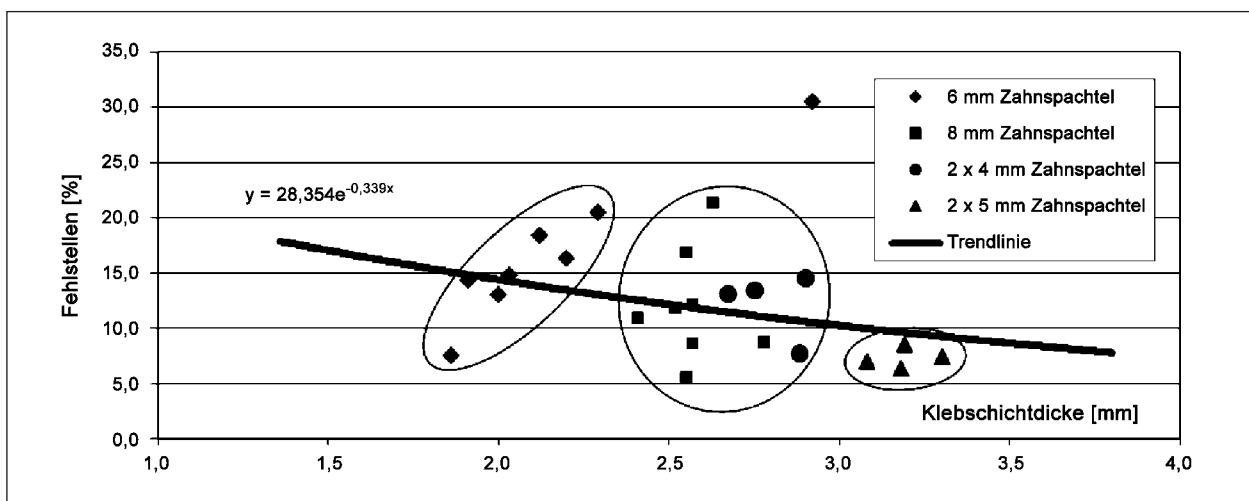
Durch die Verwendung unterschiedlicher Zahnpachtel werden die Klebschichtdicke und der Anteil der Fehlstellen maßgeblich beeinflusst.

Die Probekörper, bei denen der Klebstoff einseitig mit dem 6-mm-Zahnpachtel appliziert wurde, erreichen im Mittel eine Klebschichtdicke von 2,2 mm und einen Anteil der Fehlstellen von 17,0 %. Bei den Probekörpern, bei denen der Klebstoff einseitig mit dem 8-mm-Zahnpachtel appliziert wurde, betragen die Mittelwerte für die Klebschichtdicke 2,6 mm und für den Anteil an Fehlstellen 12,0 %. Bei den mit dem 4-mm-Zahnpachtel (beidseitige Applikation) hergestellten Probekörpern wurde im Mittel

eine Klebschichtdicke von 2,8 mm erreicht und ein Anteil der Fehlstellen von 12,3 % festgestellt. Bei den Probekörpern, bei denen beidseitig mit dem 5-mm-Zahnpachtel appliziert wurde, beträgt die mittlere Klebschichtdicke 3,4 mm und für den Anteil der Fehlstellen liegt der Mittelwert bei 7,4 %.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei der einseitigen Applikation mit dem 6-mm-Zahnpachtel die schlechtesten und bei der beidseitigen Applikation mit dem 5-mm-Zahnpachtel die besten Ergebnisse erzielt wurden. Bei den Probekörpern, die mit dem 8-mm-Zahnpachtel und mit dem 4-mm-Zahnpachtel (beidseitige Applikation) hergestellt wurden, sind weder bei der Klebschichtdicke noch bei den Fehlstellen signifikante Unterschiede festzustellen. Der zusätzliche Aufwand, der durch die beidseitige Applikation entsteht, ist in diesem Fall ineffektiv. Da bei den Probekörpern mit einem großen Verstärkungsblech der Anteil an Fehlstellen mehrfach relativ gering ausfällt, wurde der Einfluss durch die leicht verzogenen Bleche (siehe 4.4.3) nicht weiter quantifiziert.

Als Tendenz lässt sich erkennen, dass mit zunehmender Klebschichtdicke der Anteil der Fehlstellen abnimmt (Bild 51). Der Grund dafür ist, dass Unebenheiten (wie z. B. gekrümmte Bleche) bei einer größeren Klebschichtdicke besser ausgeglichen werden können. Einen Anteil von weniger als 10 % Fehlstellen erreichen sämtliche Probekörper, bei denen die Klebschichtdicke über 3 mm beträgt. Dieses Maß wurde ausschließlich bei der Verwendung des 5-mm-Dreiecks-Zahnpachtels (beidseitige Applikation) erreicht, der somit auch für die Praxis empfohlen werden kann. Zu prüfen bleibt, welche



Ergebnisse vergleichsweise mit einem 10-mm-Zahnpachtel erzielt werden, was gegebenenfalls eine weniger aufwändige Alternative wäre.

Für das Aufkleben von Stahlblechen als Instandsetzungsmaßnahme können somit eine Klebschichtdicke von über 3 mm und ein Anteil der Fehlstellen von unter 10 % als klebtechnische Richtwerte angesetzt werden.

4.6 Schlussfolgerungen

Auf der Basis der erzielten Ergebnisse konnte der klebtechnische Prozess im Hinblick auf die Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten optimiert werden. Für die maßgeblichen Parameter – Verstärkungsbleche, Klebstoff und Applikationsverfahren – wurden entsprechende Randbedingungen definiert. Diese Randbedingungen bilden eine wesentliche Grundlage sowohl für die Abwicklung der weiteren Projekte im Forschungsvorhaben „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ als auch für eine Anwendung der Klebtechnik auf Stahlbrücken generell.

Für den späteren Praxiseinsatz sind Verstärkungsbleche mit Abmessungen von etwa 900 mm x 300 mm zu empfehlen. Bis zu dieser Größenordnung lassen sich die Bleche mit der Hilfe von Saughebern gut platzieren und können ohne einen übermäßigen Anteil an Fehlstellen verklebt werden. Bei einem Abstand der Längssteifen untereinander von üblicherweise 300 mm lassen sich stets 1½ solcher Längssteifen mit einem Verstärkungsblech überkleben (siehe Bild 51). Diese geometrischen Verhältnisse wurden insbesondere auch bei dem Projekt „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ berücksichtigt.

Für potenzielle Klebstoffe sind in Kapitel 3.3 bestimmte Anforderungen in Bezug auf den Gebrauchszustand und die Verarbeitbarkeit definiert. Ein elementares Kriterium stellt hierbei die Beständigkeit gegen Hitze beim Gussasphalteinbau dar. Das entsprechende Nachweisverfahren mit 250 °C heißem Sand hat sich sehr gut bewährt und kann für alle weiteren Versuche im Rahmen des Forschungsvorhabens „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ und darüber hinaus empfohlen werden. Die im Rahmen des Projekts „Optimierung der Klebtechnologie“ verwendeten Klebstoffe A und B, beides handelsübliche zweikomponentige Epoxidharzklebstoffe, haben sich als tauglich erwiesen und kommen daher auch bei den weiteren Unter-

suchungen „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ und „Fugen- und Randausbildung“ zur Anwendung.

Durch die Applikation des Klebstoffs mit unterschiedlichen Zahnpachteln wurden sowohl die Klebschichtdicke als auch der Anteil der Fehlstellen maßgeblich beeinflusst. Die Versuche haben gezeigt, dass eine Klebschichtdicke von mehr als 3 mm erforderlich ist, um zuverlässig einen Anteil der Fehlstellen von weniger als 10 % zu erhalten. Dies wurde ausschließlich bei der Verwendung des 5-mm-Dreiecks-Zahnpachtels mit beidseitigem Klebstoffauftrag erreicht, der somit auch für die Praxis empfohlen werden kann. Zu prüfen bleibt, welche Ergebnisse vergleichsweise mit einem 10-mm-Zahnpachtel erzielt werden, was gegebenenfalls eine weniger aufwändige Alternative wäre. Im Rahmen des Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ sollten daher diese beiden Varianten berücksichtigt werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die erarbeiteten Randbedingungen und Vorgaben für Bleche, Klebstoffe und Applikationsverfahren eine optimierte Lösung für den klebtechnischen Prozess im Hinblick auf die Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten darstellen. Die gewonnenen Ergebnisse bilden somit eine entscheidende Grundlage für die Herstellung geeigneter Probekörper im Rahmen des Projekts „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“.

5 Dauerfestigkeitsuntersuchungen

5.1 Aufgabenstellung

Vorrangiges Ziel der „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ ist es, sowohl die Existenz einer technologischen Dauerfestigkeit der für die Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten optimierten Klebverbindungen nachzuweisen als auch zu zeigen, dass das Niveau dieser Dauerfestigkeit ausreicht, um den Beanspruchungen infolge des Straßenverkehrs nachhaltig zu widerstehen [42].

Der Nachweis einer ausreichenden Dauerfestigkeit ist eine entscheidende Voraussetzung für den Praxiseinsatz der untersuchten Instandsetzungsmaßnahme. Darüber hinaus bilden die Ergebnisse auch eine wichtige Grundlage für das Folgeprojekt „Konstruktionsdetails“ (Kapitel 6).

Die Aufgabe besteht darin, unter Berücksichtigung der tatsächlich auftretenden Beanspruchungen orthotroper Fahrbahnplatten praxisrelevante Dauerfestigkeitsversuche zu konzipieren und durchzuführen.

Um die tatsächlich auftretenden Beanspruchungen von orthotropen Fahrbahnplatten infolge des Straßenverkehrs zu ermitteln, werden im Rahmen des hier beschriebenen Projekts unterschiedliche Ansätze verfolgt:

- Schlussfolgerungen aus einem Belastungskollektiv
- Gegenüberstellung unterschiedlicher Lastmodelle
- Betrachtung der aktuellen Reifenentwicklung

Im Rahmen der Konzeption und Durchführung der Dauerfestigkeitsversuche richtet sich das Augenmerk sowohl auf die Herstellung der Probekörper als auch auf die Festlegung der Versuchsparameter. Wesentliche Aspekte bei der Herstellung der Probekörper sind eine praxisgerechte Dimensionierung (geeignete geometrische Abmessungen) sowie eine klebtechnisch optimale, reproduzierbare Fertigung. Die Festlegung geeigneter Versuchsparameter betrifft u. a. das Spannungsverhältnis, die Frequenz, die Anzahl und Abstufung der unterschiedlichen Belastungshorizonte (Spannungsamplituden) und die Anzahl der Versuche.

5.2 Grundlagen der Materialermüdung

Die Materialermüdung beschreibt den Alterungsprozess in einem Werkstoff unter Umgebungseinflüssen wie mechanischen Belastungen, Temperaturänderungen oder einem korrosiven Medium. Materialermüdung bedeutet, dass auch eine an sich unkritische Belastung zu einer Funktionsuntüchtigkeit oder auch zum Totalausfall eines Bauteils führen kann, wenn sie dauerhaft bzw. wiederholt einwirkt. Daher sollten vor dem Einsatz kritischer Bauteile eine Lebensdauerbewertung oder Versuche erfolgen, die eine Abschätzung der Haltbarkeit des Bauteils zulassen. Im Zusammenhang mit der „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ ist angesichts der hohen Verkehrsbelastung insbesondere die Ermüdung infolge dynamischer Einwirkungen von Interesse.

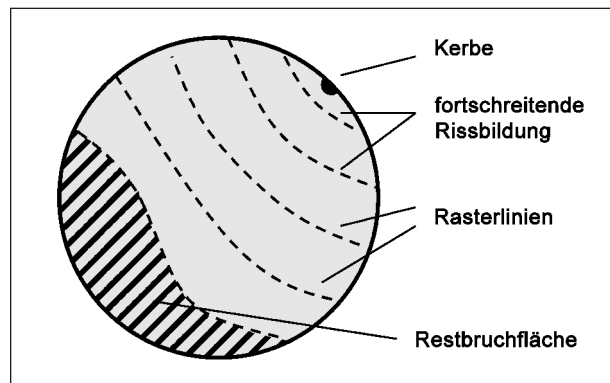


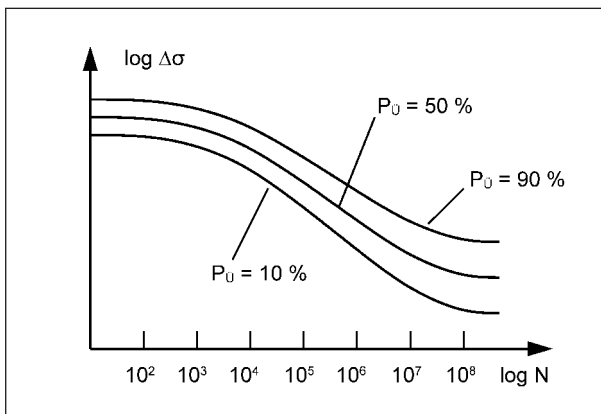
Bild 52: Schematische Bruchfläche

Bei metallischen Werkstoffen liegt die zum Bruch führende Spannung häufig weit unterhalb der Streckgrenzen. Die Ursache hierfür sind mikroplastische Verformungen, die schließlich zu einem Anriss führen. Ermüdungsrisse entstehen meist an einer durch eine Kerbe verursachten Spannungskonzentration. Wenn der Riss durch weitere Belastung eine kritische Bruchgröße erreicht, werden die Spannungen im Restquerschnitt so groß, dass dieser statisch versagt (Bild 52). Für Werkstoffe aus Stahl existiert jedoch ein Spannungsniveau, unter dem eine definierte wechselnde Beanspruchung dauerhaft ertragen werden kann. Wenn bis zu einer Lastwechselzahl von 5×10^6 kein Ermüdungsbruch auftritt, ist die sogenannte Dauerfestigkeit erreicht.

Im Gegensatz zum Stahl besitzen polymere Werkstoffe keine charakteristische Dauerfestigkeit [47]. Abhängig von Material, Umgebungsbedingungen und Schädigungsmechanismen kann das Ermüdungsverhalten von Klebverbindungen extreme Unterschiede aufweisen [51]. Wenn für spezielle klebtechnische Anwendungen (wie im Bauwesen häufig) keine praktikablen Modelle zur Berechnung der Dauerfestigkeit existieren, müssen die Kennwerte anhand von geeigneten Ermüdungsversuchen ermittelt werden.

Der Standardversuch zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen ist der Wöhlerversuch. Für vorgegebene Beanspruchungsverhältnisse werden mehrere möglichst identische Probekörper solange schwingend belastet, bis sie entweder versagen oder bei einer definierten Grenzlastspielzahl kein Bruch mehr eintritt. Im Wöhlerschaubild erfolgt anschließend die Darstellung der Anzahl der ertragbaren Schwingspiele in Abhängigkeit der Spannungsverhältnisse (Bild 53).

Die Lebensdauer eines Bauteils oder Konstruktionsdetails ist definiert als die Anzahl der Span-

Bild 53: Wöhlerschaubild (Überlebenswahrscheinlichkeit P_U)

nungswechsel infolge wiederholter veränderlicher Beanspruchungen bis zum Versagen. Die Lebensdauer hängt von mehreren Einflussgrößen ab:

- Belastungsgeschichte
- Belastungsfrequenz
- Spannungsschwingbreite
- Mittelspannung bzw. Spannungsverhältnis
- Werkstoff
- Eigenspannungen
- Grad der Kerbwirkung
- Geometrische Abmessungen

Im Interesse aussagekräftiger Ergebnisse sollten diese Einflussgrößen und ihre Kombinationen im Rahmen der Wöhlerversuche möglichst realitätsnah berücksichtigt werden.

5.3 Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge des Straßenverkehrs

5.3.1 Allgemein

Für eine Beurteilung der Ergebnisse und zur Sicherstellung der Übertragbarkeit der Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche (siehe Kapitel 5.6) sind für die Festlegung der aufzubringenden Beanspruchungen Vergleichswerte aus den tatsächlich auftretenden Beanspruchungen infolge des Straßenverkehrs von orthotropen Fahrbahnplatten erforderlich. Um die maßgeblichen Werte zu ermitteln, wurden unterschiedliche Ansätze verfolgt:

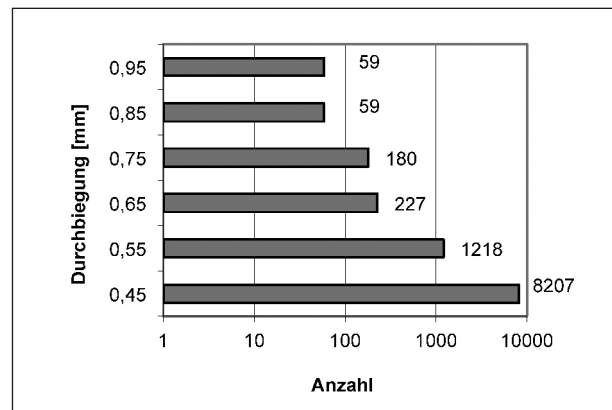


Bild 54: Belastungskollektiv (Durchbiegungskollektiv)

- Schlussfolgerungen aus einem praxisgerechten Belastungskollektiv, das aus Durchbiegungsmessungen an orthotropen Fahrbahnplatten im Rahmen eines BASt-Projektes ermittelt wurde [52]
- Gegenüberstellung unterschiedlicher Lastmodelle aus den gültigen Bemessungsvorschriften (DIN-EN 1991-2: Eurocode 1 [10])
- Betrachtung der aktuellen Entwicklung bei den bei den Lkw-Reifen (Super-Single-Reifen)

Im Hinblick auf die spätere Gegenüberstellung werden die jeweils ermittelten Belastungen auf die geometrischen Verhältnisse der vorgesehenen Versuchsanordnung übertragen.

5.3.2 Belastungskollektiv

Im Rahmen des BASt-Projektes „Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl“ [52] wurde aus umfangreichen Messungen der tatsächlichen Verformungen einer orthotropen Fahrbahnplatte unter Verkehr ein praxisnahes Mehrstufenkollektiv für die Durchführung von Dauer-Schwell-Biege-Versuchen abgeleitet (Bild 54).

Dieses Belastungskollektiv (Durchbiegungskollektiv) wurde in die TP-BEL-ST [53] und die TP-RHD-ST [54] aufgenommen und bildet die Grundlage für die Durchführung von Dauer-Schwell-Biege-Prüfungen zum Nachweis der kraftschlüssigen Verbindung zwischen Deckblech und Belag.

Für die weitere Betrachtung wird ausschließlich die maximale Durchbiegung dieses Kollektivs mit einem Wert von 0,95 mm herangezogen. Um diese Durchbiegung bei der vorgesehenen Versuchsanordnung (Kapitel 5.4.3) mit 12 mm dicken Blechen zu erreichen, ist rechnerisch eine Kraft P von etwa

44 kN erforderlich. Die anhand entsprechender statischer Versuche ermittelte Kraft von 43,4 kN liegt in der gleichen Größenordnung. Für die Bewertung der Ergebnisse (Kapitel 5.6) kann auf Basis des Belastungskollektivs folglich ein Wert von 44 kN angesetzt werden. Dies entspricht einer Flächenpressung von etwa $0,4 \text{ N/mm}^2$.

5.3.3 Lastmodelle

Die folgenden Lastmodelle des Eurocodes 1 bzw. der DIN EN 1991-2 „Einwirkungen auf Tragwerke – Verkehrslasten auf Brücken“ [10] sind für Straßenbrücken maßgeblich:

- Lastmodell 1 (LM 1) für Nachweise sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
- Ermüdungslastmodell 3 (ELM 3) für Ermüdungsberechnungen

Für beide Lastmodelle ist die Radaufstandsfläche ein Quadrat mit $0,40 \text{ m}$ Seitenlänge. Da die Dauer-Schwell-Biege-Versuche hier an Probekörpern ohne Fahrbahnbelag konzipiert sind (Kapitel 5.4.2), muss die Lastverteilung gemäß Bild 55 berücksichtigt werden. Unter Annahme einer Dicke des Fahrbahnbelags von 70 mm ergibt sich als effektive Belastungsfläche ein Quadrat mit einer Seitenlänge von $0,54 \text{ m}$.

Das Lastmodell 1 wurde vor dem Hintergrund zukünftiger Szenarien einer steigenden Verkehrsentwicklung entwickelt und beschreibt extreme, theoretische Lasten. Wenngleich die ermüdungsrelevanten, in hoher Frequenz auftretenden Lasten in der Praxis deutlich niedriger ausfallen, stellt das Lastmodell 1 eine interessante Vergleichsgröße sowie eine Maximalwertabschätzung dar. Dabei werden ausschließlich die Achs- bzw. Radlasten berücksichtigt (d. h. die gleichzeitig mit den Radlasten anzusetzende gleichmäßig verteilte Belastung $\alpha_{qi} \cdot q_{1i}$, wird vernachlässigt). Für das Lastmodell 1 beträgt der angepasste Grundwert für die Achslasten $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik} = 300 \text{ kN}$, der sich mit jeweils 150 kN auf die beiden Einzelräder verteilt. Unter Berücksichtigung der – bezogen auf die Abmessungen der Probekörper – relevanten Fläche A_r (Bild 55) ergibt sich eine relevante Kraft P von $55,5 \text{ kN}$. Die Probekörper stellen einen Ausschnitt aus dem Deckblech dar

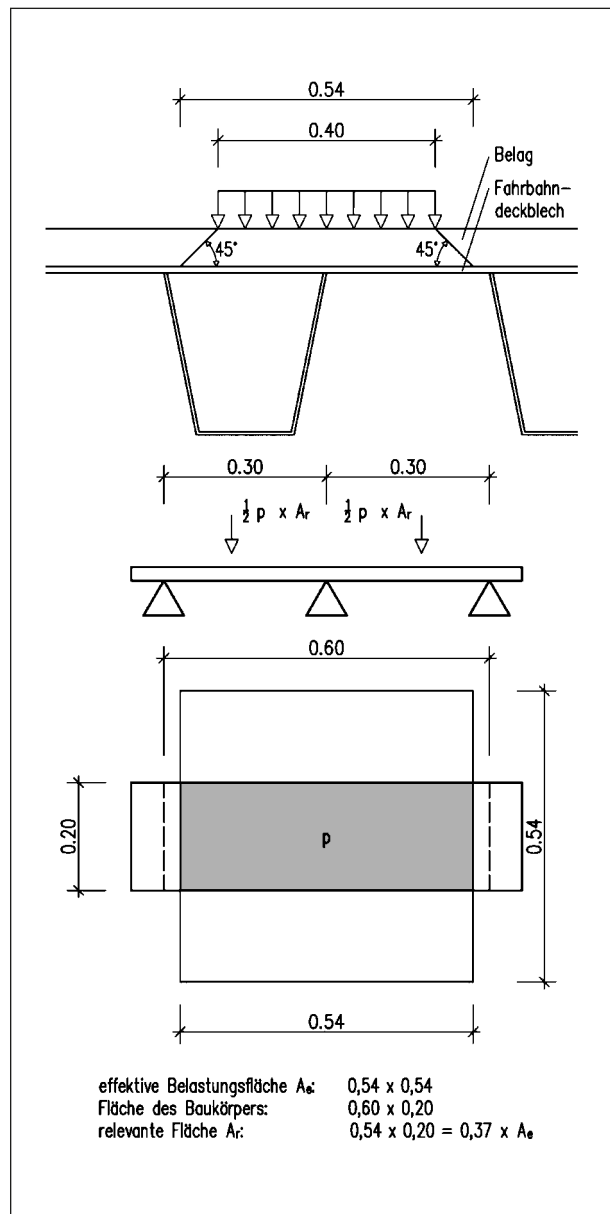


Bild 55: Lastverteilung bei einer orthotropen Fahrbahnplatte mit Belag bezogen auf die Fläche des Probekörpers

und entsprechen in ihrer Dimension den Vorgaben der TP-BEL-ST [53]

Für das Ermüdungslastmodell 3 betragen die Achslasten je 120 kN , welche sich mit jeweils 60 kN auf die Einzelräder verteilen. Unter Berücksichtigung der relevanten Fläche A_r (Bild 55) ergibt sich eine relevante Kraft P von $22,2 \text{ kN}$.

Für die Bewertung der Versuchsergebnisse (Kapitel 5.5) kann auf Basis der Lastmodelle folglich ein Maximalwert von $55,5 \text{ kN}$ angesetzt werden. Dies entspricht einer Flächenpressung von etwa $0,5 \text{ N/mm}^2$.

5.3.4 Reifenentwicklung

Da die in der Praxis verwendeten Reifen zum Teil deutlich von den in den Lastmodellen des Eurocodes 1 angegebenen Werten für Achslasten und Reifenaufstandsflächen abweichen, erfolgt hierfür eine gesonderte Betrachtung. Seit dem Jahr 2003 sind Super-Single-Reifen für Antriebsachsen schwerer Lkw von einschlägigen Reifenherstellern auf dem Markt (beispielsweise 495/45R22,5). Sie werden in der Erstausrüstung bei verschiedenen Nutzfahrzeugherstellern optional angeboten und sind auch runderneuerungsfähig [55]. Aufgrund der geringeren Reifenaufstandsfläche vergrößert sich die lokale Belastung von Belägen und orthotropen Fahrbahnplatten deutlich. Die effektive Belastungs-

fläche beträgt bei einem Super-Single-Reifen 495/45R22,5 mit 0,211 m² etwa 20 % weniger als bei einem Zwillingssreifen 2 x 315/80R22,5 mit 0,263 m². Bezogen auf die Abmessungen der Probekörper resultiert daraus eine Erhöhung der Belastung um etwa 25 %, was bei einer angenommenen Achslast von 120 kN zur einer Steigerung der Kraft P von 27,4 kN auf 34,6 kN führt (Tabelle 8). Der Super-Single-Reifen wird aber bislang von den Spediteuren in Europa kaum eingesetzt.

Für die Bewertung der Ergebnisse (Kapitel 5.6) kann auf Basis der Reifenentwicklung – auf der sicheren Seite liegend – folglich ein Wert von 34,6 kN angesetzt werden. Dies entspricht einer Flächenpressung von etwa 0,3 N/mm².

Reifen	Effektive Belastungsfläche A_e	Relevante Fläche A_r	Faktor A_r / A_e	Kraft P
2 x 315/80R22,5	<p>$A_e = 0,710 \text{ m} \times 0,370 \text{ m} = 0,263 \text{ m}^2$</p>	<p>$A_r = 0,600 \text{ m} \times 0,200 \text{ m} = 0,120 \text{ m}^2$</p>	0,46	27,4 kN
2 x 295/60R22,5	<p>$A_e = 0,715 \text{ m} \times 0,340 \text{ m} = 0,243 \text{ m}^2$</p>	<p>$A_r = 0,600 \text{ m} \times 0,200 \text{ m} = 0,120 \text{ m}^2$</p>	0,49	29,6 kN
495/45R22,5	<p>$A_e = 0,564 \text{ m} \times 0,347 \text{ m} = 0,195 \text{ m}^2$</p>	<p>$A_r = 0,564 \text{ m} \times 0,200 \text{ m} = 0,113 \text{ m}^2$</p>	0,58	34,6 kN

Tab. 8: Resultierende Belastung der Probekörpers infolge unterschiedlicher Reifengeometrien (angenommene Achslast 120 kN)

5.4 Versuchsdurchführung

5.4.1 Allgemein

Im Rahmen der Dauerfestigkeitsuntersuchungen wurden 49 Probekörper hergestellt (Bild 56) und 35 davon in 5-Punkt-Biegeversuchen an der BAST-Hydropulsanlage geprüft (Bild 57). Zu den wesentlichen Aspekten zählen dabei die Gestaltung der Probekörper, die Konzeption und Anordnung der Versuche sowie die Auswahl der Versuchsparameter (Tabelle 9).



Bild 56: Herstellung der Probekörper



Bild 57: Hydropulsanlage

	Kraft F (Oberlast)			Summe
	60 kN	75 kN	90 kN	
Klebstoff A	6	5	6	17
Klebstoff B	7	5	6	18
Summe	13	10	12	35

Tab. 9: Anzahl der durchgeführten Versuche

5.4.2 Probekörper

Die Abmessungen der Probekörper betragen 700 mm x 200 mm x (12 mm + 6 mm + Klebschichtdicke). Bei der Wahl von Klebstoff und Applikationsverfahren werden die in Kapitel 4 beschriebenen Ergebnisse zu Grunde gelegt.

Jeder Probekörper besteht aus einem Grundblech (S235) mit einer Dicke von 12 mm und einem aufgeklebten Verstärkungsblech (S235) mit einer Dicke von 6 mm. Sämtliche zu verklebende Oberflächen der Stahlbleche wurden durch Strahlen mechanisch vorbereitet (scharfkantiges Stahlguss-Strahlmittel G 200, Körnung 0,04 – 0,18 mm, 2,5 bar Druck, Oberflächenvorbereitungsgrad Sa 2½). Als Verbindungsmittel kamen zwei handelsübliche 2-Komponenten-Epoxidharz-Klebstoffe zum Einsatz, die für die Bauteilverstärkung mit Stahllamellen zugelassen sind und bereits im Rahmen der im Kapitel 4 beschriebenen Untersuchungen erprobt wurden (im Weiteren als Klebstoff A und Klebstoff B bezeichnet).

Die Applikation erfolgte beidseitig mit jeweils einem 5 mm Dreieckszahnpachtel. 21 Probekörper wurden mit Klebstoff A und 28 Probekörper mit Klebstoff B hergestellt.

Analog zu den in Kapitel 4 beschriebenen Versuchen erfolgte vor Durchführung der Dauerfestigkeitsversuche eine thermische Belastung der Probekörper mit 250 °C heißem Sand, um den Einbau des Gussasphalts zu simulieren.

5.4.3 Versuchsanordnung

Grundlage für die Versuchsanordnung ist der 5-Punkt-Biegeversuch entsprechend den Vorgaben der TP-BEL-ST [53]. Der Probekörper wird auf drei Stahlrollen gelagert und über zwei Stahlrollen von oben belastet (Bilder 58 und 59). Gegenüber einer praxisnahen Flächenlast verhält sich die Belastung in Form von zwei Linienlasten, bei gleicher Last, deutlich ungünstiger. Rechnerisch ergibt sich eine Erhöhung der maximalen Durchbiegung um den Faktor 1,74. Die Versuchsanordnung gewährleistet somit implizit eine Betrachtung auf der sicheren Seite.

Der Abstand zwischen den drei Auflagerrollen von jeweils 300 mm entspricht dem üblichen Rastermaß der Längssteifen einer orthotropen Fahrbahnplatte. Der Abstand zwischen den Belastungsrollen und

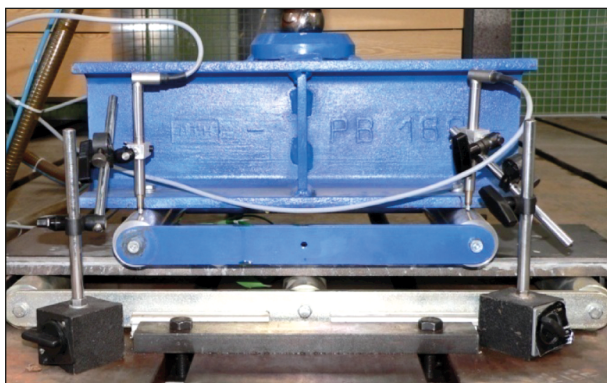


Bild 58: Versuchsanordnung

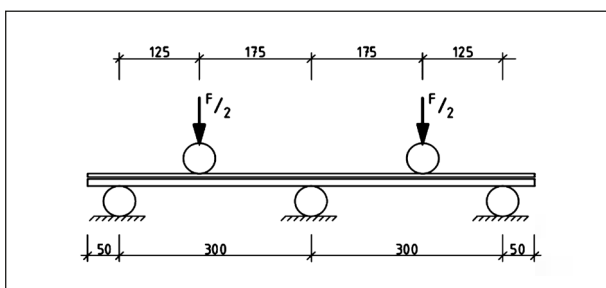


Bild 59: Versuchsanordnung (Prinzipskizze)

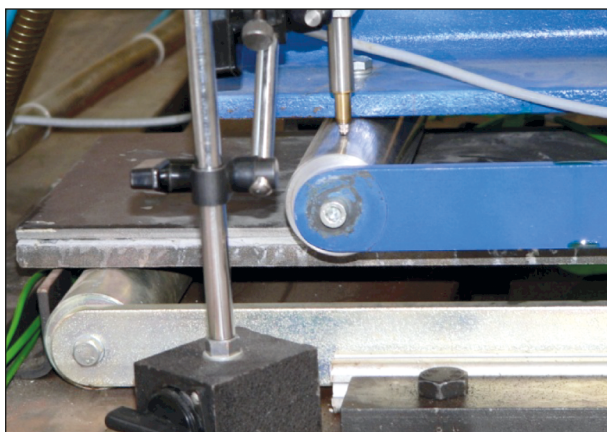


Bild 60: Wegaufnehmer auf der Belastungsrolle links vorne

der mittleren Auflagerrolle von jeweils 175 mm ist, analog zu den Vorgaben der TP-BEL-ST [53], so gewählt, dass sich für Stützmoment und Feldmoment annähernd gleich große Beträge ergeben.

Während der Versuchsdurchführung erfolgte eine kontinuierliche Erfassung der aufgebrachten Lasten und der daraus resultierenden Durchbiegungen. Die Lasten (und der Kolbenhub) sind Basisdaten des Prüfzylinders und werden automatisch über die elektronische Steuerung erfasst. Die Messung der Durchbiegungen erfolgte an den Belastungsrollen über vier induktive Wegaufnehmer (Bild 60), die je-

weils über eine Schnittstelle mit der elektronischen Steuerung gekoppelt waren. Die Daten über die Durchbiegungen und die zugehörige Belastung konnten somit synchron aufgezeichnet werden.

5.4.4 Versuchsparameter

Die Belastung erfolgt entsprechend einer Sinusfunktion, die mit konstanter Amplitude zwischen Grundlast und Oberlast schwingt. Die Grundlast beträgt 15 % der Oberlast und ist erforderlich, um Einflüsse aus einem möglichen Abheben und Aufsetzen der Belastungsrollen bzw. der (nicht gerichteten) Probekörper auszuschließen [53]. Die Oberlast F entspricht jeweils dem Probekörper-spezifisch gewählten Lasthorizont von 60 kN, 75 kN oder 90 kN. Somit ergeben sich Spannungsschwingbreiten von 51 kN, 63,75 kN und 76,5 kN.

Die Versuche wurden entweder bis zu einer Anzahl von 10^7 Schwingspielen durchgeführt (Durchläufer) oder nach einem vorzeitigen Versagen der Klebschicht abgebrochen. Als Versagenskriterium wurde eine Erhöhung der Durchbiegung um 20 % definiert. Die kritische Lastwechselzahl ist demnach erreicht, sobald der erste der vier Durchbiegungsmesswerte die Anfangsdurchbiegung um 20 % überschreitet.

Bei den ersten vier Versuchen erfolgten die Lastwechsel mit der in der TL-BEL-ST vorgeschriebenen Frequenz von 2 Hz [53]. Da es zahlreiche Durchläufer gab, wurde, um die Versuchsdauer zu verkürzen, die Frequenz für alle weiteren Versuche auf 5 Hz erhöht.

5.5 Versuchsauswertung

5.5.1 Allgemein

Alle maßgeblichen Versuchsergebnisse sind in Tabelle 10 dargestellt. Während sich die anfänglichen Durchbiegungen und die kritischen Lastwechselzahlen direkt aus den aufgezeichneten Daten ergeben, wurden die geklebten Bleche für die weitere Versuchsauswertung mithilfe von Hammer und Meißel getrennt. Anschließend wurden die Klebflächen der Bleche fotografiert, die tatsächliche Klebschichtdicke bestimmt und der Anteil der Fehlstellen (d. h. die nicht verklebten Flächen) wie im Kapitel 4.4 beschrieben ermittelt. Die Einzelwerte und die Fotos der geöffneten Probekörper sind im Anhang A3 zusammengestellt.

Probekörper Nr.	Kraft (Oberlast) in kN	Frequenz in Hz	Durchbiegung in mm	Mio. Lastwechsel	Klebschichtdicke in mm	Anteil Fehlstellen in %
D034	60	5	0,31	10,00	2,91	13,2
D037	60	5	0,32	10,00	2,68	12,8
D044	60	5	0,31	10,00	3,40	18,4
D047	60	5	0,38	10,00	2,87	10,7
D048	60	5	0,32	5,00	3,73	20,1
D049	60	5	0,40	10,00	3,15	7,9
D063	60	5	0,35	10,00	2,77	11,8
D068	60	5	0,40	4,83	2,61	9,7
D073	60	5	0,27	10,00	3,31	15,3
D077	60	5	0,32	10,00	3,43	13,5
D078	60	5	0,39	8,74	2,61	8,0
D081	60	5	0,31	10,00	4,02	13,2
D082	60	5	0,32	10,00	2,84	17,3
D039	75	5	-	-	3,29	31,8
D045	75	5	-	-	2,95	45,0
D050	75	5	0,39	0,82	3,22	11,8
D057	75	5	-	-	3,00	32,0
D061	75	5	0,43	0,14	3,19	14,4
D064	75	5	0,36	10,00	3,71	11,8
D069	75	5	0,41	0,90	3,23	5,8
D074	75	5	0,39	10,00	2,61	28,8
D076	75	5	0,48	0,78	2,08	9,02
D079	75	5	0,34	10,00	3,83	5,7
D040	90	5	0,41	0,38	3,31	34,3
D046	90	5	0,45	0,21	3,03	14,5
D051	90	2	0,46	0,26	3,69	14,1
D052	90	5	0,52	0,01	4,85	13,0
D058	90	2	-	-	3,05	14,1
D060	90	5	0,44	0,76	3,21	5,5
D065	90	5	0,51	0,40	3,28	1,40
D066	90	2	0,43	10,00	4,28	12,3
D070	90	5	0,55	0,44	2,80	2,4
D071	90	5	0,48	4,37	2,85	23,8
D075	90	5	0,48	0,87	2,74	26,3
D080	90	2	0,42	10,00	3,27	5,8

Durchläufer
 außerordentliche Abweichungen

Tab. 10: Zusammenstellung der Versuchsdaten

5.5.2 Durchbiegungen

In Abhängigkeit der aufsummierten Lastwechsel lässt der Verlauf der gemessenen Durchbiegungen auf Veränderungen im Tragverhalten der Probekörper schließen. Exemplarisch werden die bei Probekörper Nr. D051 unter einer Belastung von 90 kN ermittelten Werte betrachtet (Bild 61).

Zu Versuchsbeginn liegen die vier gemessenen Durchbiegungen in einer annähernd gleichen Größenordnung zwischen 0,4 mm und 0,5 mm. Nach etwa 3×10^5 Lastwechseln mit konstantem Verlauf steigen die Durchbiegungen auf der linken Seite des Probekörpers auf das Doppelte und lassen auf ein Versagen der Klebschicht auf dieser Seite schließen. Diese einseitige Schädigung bewirkt eine Lastumlagerung, wodurch sich zeitgleich auch die Durchbiegungen auf der rechten Seite geringfügig erhöhen. Die Klebschicht scheint hier noch so lange intakt zu sein, bis nach insgesamt etwa 5×10^5 Lastwechseln auch auf dieser Seite eine deutliche Erhöhung der Durchbiegungen zu verzeichnen ist. Infolge einer erneuten Lastumlagerung erhöhen sich gleichzeitig auch die Durchbiegungen auf der linken Seite geringfügig, sodass schließlich alle Werte knapp über 1,0 mm liegen. Da der ursprüngliche Klebverbund nun nicht mehr in vollem Umfang gegeben ist, wird der Versuch nach 2×10^6 Lastwechseln abgebrochen.

Zur Beurteilung werden die Mittelwerte aus den zum Zeitpunkt von 10.000 Lastwechseln gemessenen Durchbiegungen herangezogen. Nicht berücksich-

tigt werden hierbei die Probekörper, bei denen bereits vor Erreichen dieser Lastwechselzahl ein Klebstoffversagen vorliegt (D039, D045, D052,

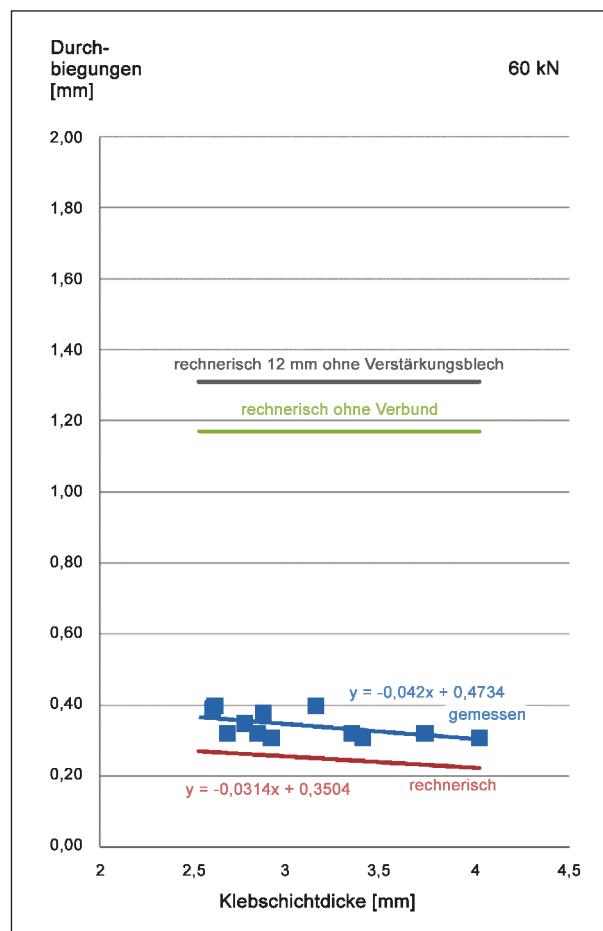


Bild 62: Durchbiegungen bei 60 kN Oberlast

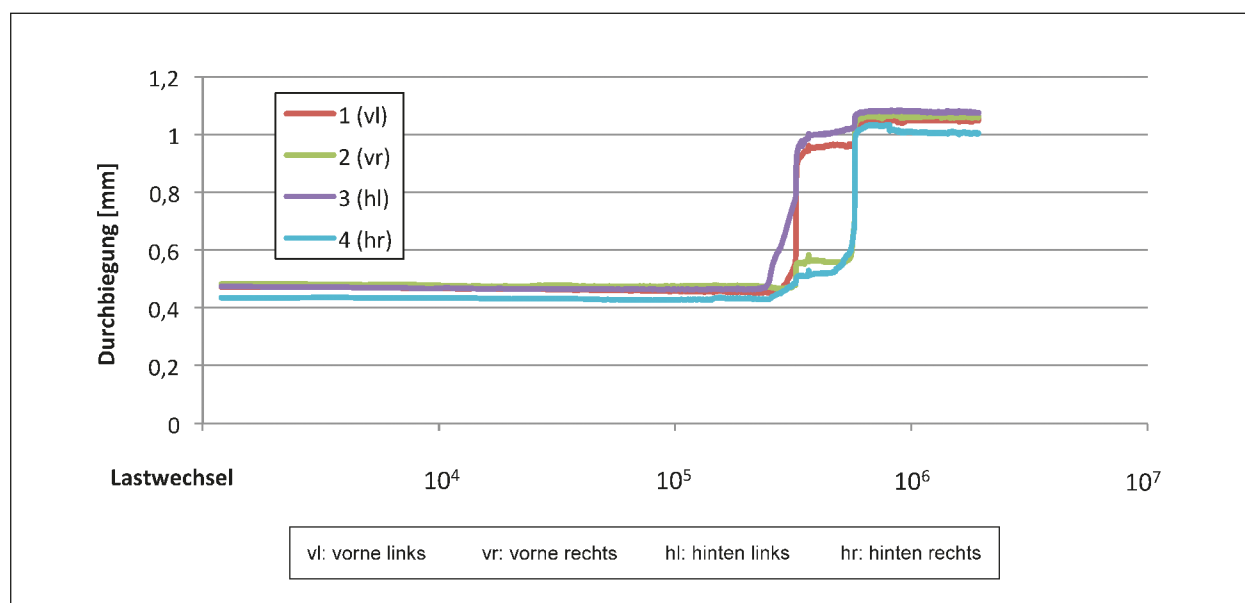


Bild 61: Verlauf der Durchbiegungen (Probekörper D051)

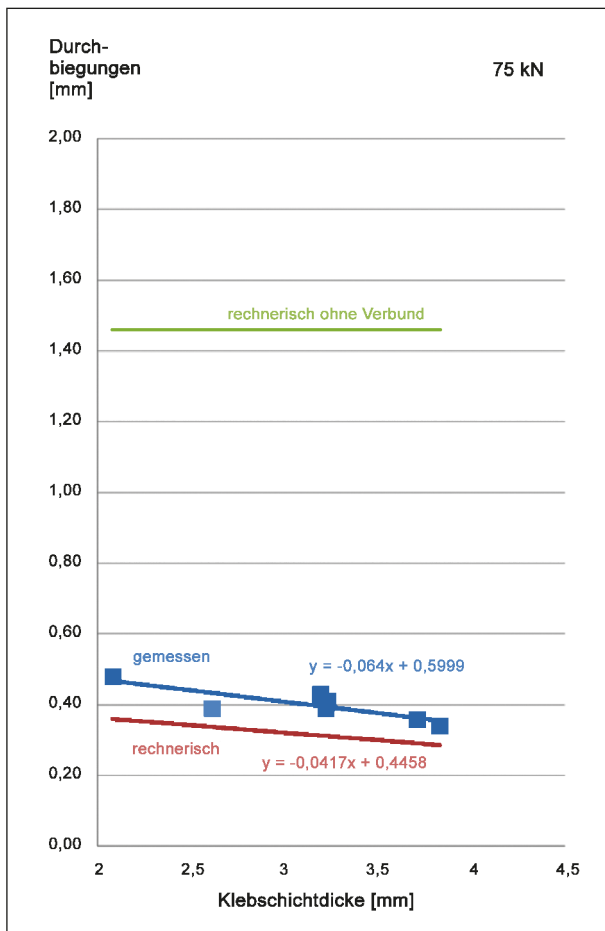


Bild 63: Durchbiegungen bei 75 kN Oberlast

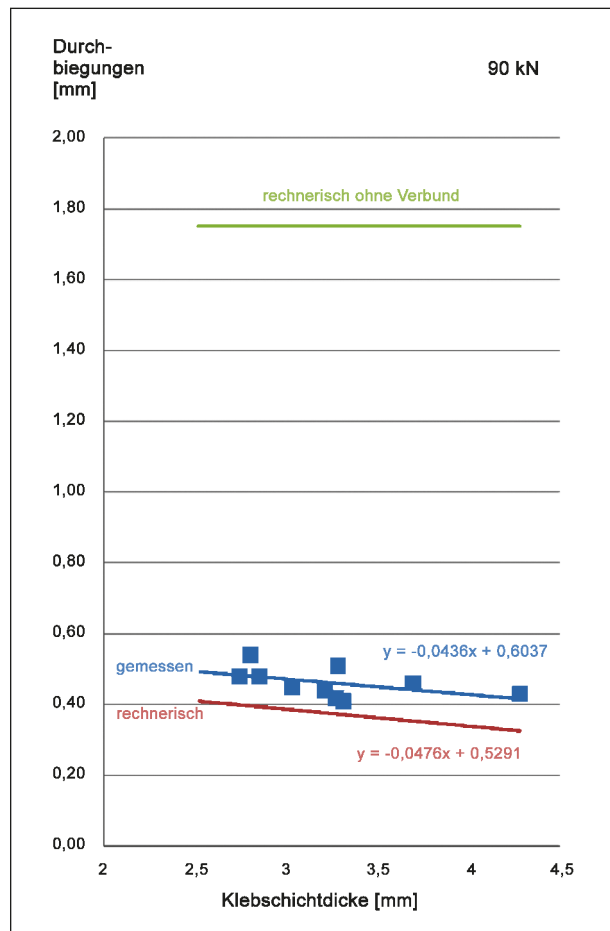


Bild 64: Durchbiegungen bei 90 kN Oberlast

D057 und D058). Die Beurteilung erfolgt im Vergleich zu rechnerisch ermittelten Werten sowohl für Bleche, die schubsteif miteinander verbunden sind als auch für Bleche ohne Verbund.

Die Korrelationen sind für die verschiedenen Lastniveaus in den Bildern 62 bis 64 dargestellt. Im Durchschnitt liegen die gemessenen Durchbiegungen etwa 20 bis 25 % über den Werten für die schubsteife Variante und mindestens 65 % unter den Werten für die Variante ohne Verbund. Die Durchbiegungen verringern sich bei zunehmender Klebschichtdicke. Bei einem Vergleich der Steigungen wird deutlich, dass die Versuchsergebnisse sehr gut mit den berechneten Werten übereinstimmen. Die gegenüber der schubsteifen Variante leicht erhöhten Durchbiegungen lassen darauf schließen, dass in der Klebschicht eine geringfügige Schubverzerrung erfolgt.

Die deutliche Verringerung der Durchbiegungen gegenüber den rechnerisch ermittelten Werten für die Variante ohne Verbund macht deutlich, dass

sich mit den gewählten Klebstoffen eine ausreichend hohe Schubsteifigkeit zwischen Grundblech und Verstärkungsblech erzielen lässt, um die Durchbiegungen signifikant zu reduzieren.

Bei einer Belastung von 60 kN verringert sich die Durchbiegung bei einem 12 mm Blech von 1,3 mm durch das Aufkleben eines 6 mm Verstärkungsblechs auf unter 0,4 mm (Bild 62).

5.5.3 Lastwechselzahlen

Für jeden Probekörper wurde die Lastwechselzahl bei eintretendem Ermüdungsversagen ermittelt.

Als Versagenskriterium wurde eine Erhöhung der Durchbiegung um 20 % (Kapitel 5.4.4) festgelegt. Die kritische Lastwechselzahl ist erreicht, sobald der erste der vier Durchbiegungsmesswerte die Anfangsdurchbiegung um 20 % überschreitet.

Für den Probekörper D051 tritt dieser Fall für die Durchbiegung hinten links (hl) nach 262.800 Last-

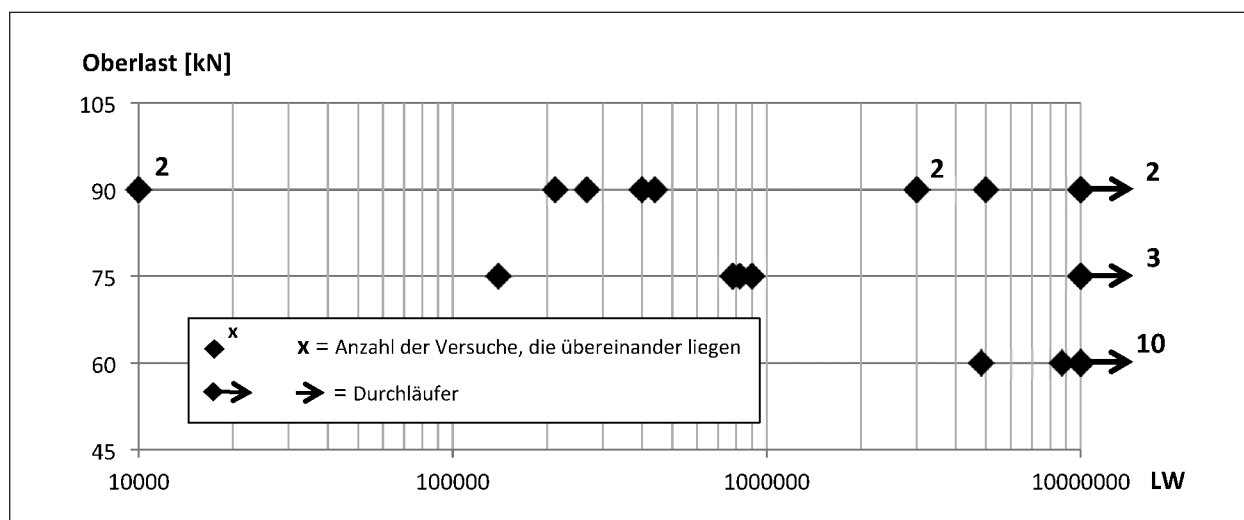


Bild 65: Wöhler-Diagramm

wechseln ein (Bild 61). Die Durchbiegung h_l beträgt zu diesem Zeitpunkt 0,566 mm gegenüber einer Anfangsdurchbiegung von 0,469 mm.

Für alle getesteten Probekörper mit einem Fehlstellenanteil von weniger als 25 % (Kapitel 5.5.4 und 5.5.5), sind die Lastwechselzahlen in einem Wöhler-Diagramm dargestellt (Bild 65). Aufgrund der großen Streuungen ist es nicht zielführend, aus diesen Werten eine Wöhlerkurve abzuleiten.

Bei einer Oberlast von 90 kN haben zwei Probekörper die maximale Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos überstanden (D066 und D080). Bei zwei Probekörpern hat die Klebschicht bei weniger als 10.000 Lastwechseln versagt (D052 und D058).

Aufgrund mangelhafter Verklebung werden die bei einem Versuch ermittelten Lastwechselzahlen für die nähere Betrachtung nicht herangezogen (D040).

Bei einer Oberlast von 75 kN haben drei Probekörper die maximale Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos überstanden (D064, D074 und D079). Für vier Probekörper liegen die Ergebnisse mit weniger als einer Million Lastwechseln deutlich darunter (D050, D061, D069, und D076). Aufgrund mangelhafter Verklebung werden die bei drei Versuchen ermittelten Lastwechselzahlen für die nähere Betrachtung nicht herangezogen (D039, D045 und D057).

Bei einer Oberlast von 60 kN haben 10 Probekörper die maximale Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos überstanden. Bei zwei Probekörpern war das Versagenskriterium bei 4,83 bzw. bei 8,74 Mio. Lastwechseln erreicht (D068 und D078). Ein schad-

loser Probekörper wurde bereits nach 5 Mio. Lastwechseln geöffnet und ist daher nicht in dem Diagramm (Bild 65) enthalten (D048).

5.5.4 Klebschichtdicken

Die Ermittlung der Klebschichtdicken erfolgte bei jedem Probekörper an 12 gleichmäßig verteilten, definierten Stellen. Die einzelnen Schichtdicken wurden mit dem Schichtdickenmessgerät MINITEST 4000 sowohl auf dem Grundblech als auch korrespondierend auf dem Verstärkungsblech gemessen. Aus der Summe der jeweils korrespondierenden Werte ergaben sich schließlich die einzelnen Klebschichtdicken. Die jeweils 12 Klebschichtdicken für die verschiedenen Probekörper können dem Anhang A3 entnommen werden.

Die mittlere Klebschichtdicke beträgt 3,2 mm. Mehr als 75 % der gemessenen Klebschichtdicken liegen zwischen 2,5 mm und 3,4 mm (Bild 66). Kein Probekörper, bei dem die dünnste an einer Stelle gemessene Schichtdicke den Mittelwert für den jeweiligen Probekörpers um mehr als 20 % unterschreitet, hat die Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos überstanden (D052, D068, D070, D076 und D078). Hierzu gehören auch die beiden Probekörper, bei denen bei 60 kN ein vorzeitiges Klebstoffversagen festgestellt wurde (D068 und D078). Bei beiden Probekörpern liegt die Abweichung bei über 25 % und die dünnste gemessene Klebschichtdicke beträgt weniger als 2 mm.

Von sieben Probekörpern, bei denen die dickste an einer Stelle gemessene Schichtdicke den Mittelwert

für den jeweiligen Probekörper um mehr 20 % überschreitet, haben zwei die Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos überstanden (D039 und D077).

In allen vier Fällen, bei denen die Abweichung über 25 % liegt, hat die Klebschicht vorzeitig versagt (D039, D068, D076 und D078).

5.5.5 Fehlstellen

Zur Ermittlung der Fehlstellen wurden die nicht verklebten Flächen auf den Blechen farbig markiert und fotografiert. Die genaue Bestimmung der Flä-

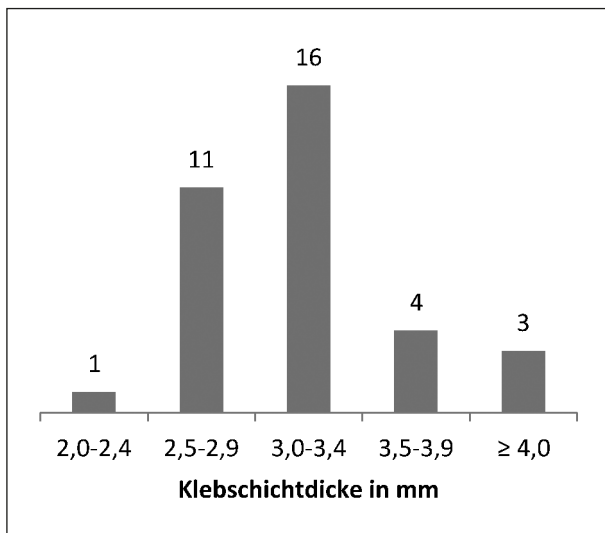


Bild 66: Klassifizierung der Klebschichtdicke und Anzahl der Probekörper

chen erfolgte mit dem Programm AutoCAD. Um Randeinflüsse (wie z. B. durch das An- und Absetzen des Zahnpachtels) weitgehend auszuschließen wurde hierbei der äußere Rand von 10 mm nicht berücksichtigt.

Der prozentuale Anteil der Fehlstellen reicht von 1,4 % (D071) bis 45,0 % (D045) und beträgt im Mittel 13,1 %. Bei 80 % der Probekörper liegt der Fehlstellenanteil unter 15 % (Bild 67). Bei vier Probekörpern beträgt der Fehlstellenanteil mehr als 25 % (D040, D045, D057 und D074). Als Ursache hierfür lassen sich Unebenheiten der einzelnen Bleche identifizieren. Bemerkenswert ist, dass einer dieser Probekörper die Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos überstanden hat (D074).

5.5.6 Bruchflächen

Das Trennen der geklebten Bleche erfolgte manuell mithilfe von Hammer und Meißel. Dies gilt auch für diejenigen Probekörper, die den Versuch nicht schadlos überstanden haben. Trotz der anhand erhöhter Durchbiegungen nachgewiesenen Schädigung in der Klebschicht bleibt eine nicht unerhebliche Verbindung bestehen. Bei der Begutachtung der Bruchflächen lässt sich nahezu ausschließlich Kohäsionsversagen feststellen. Wenngleich die Bruchflächen häufig sehr nahe an einem der Bleche liegen, haftet an deren Oberfläche in der Regel eine dünne Schicht des Klebstoffs.

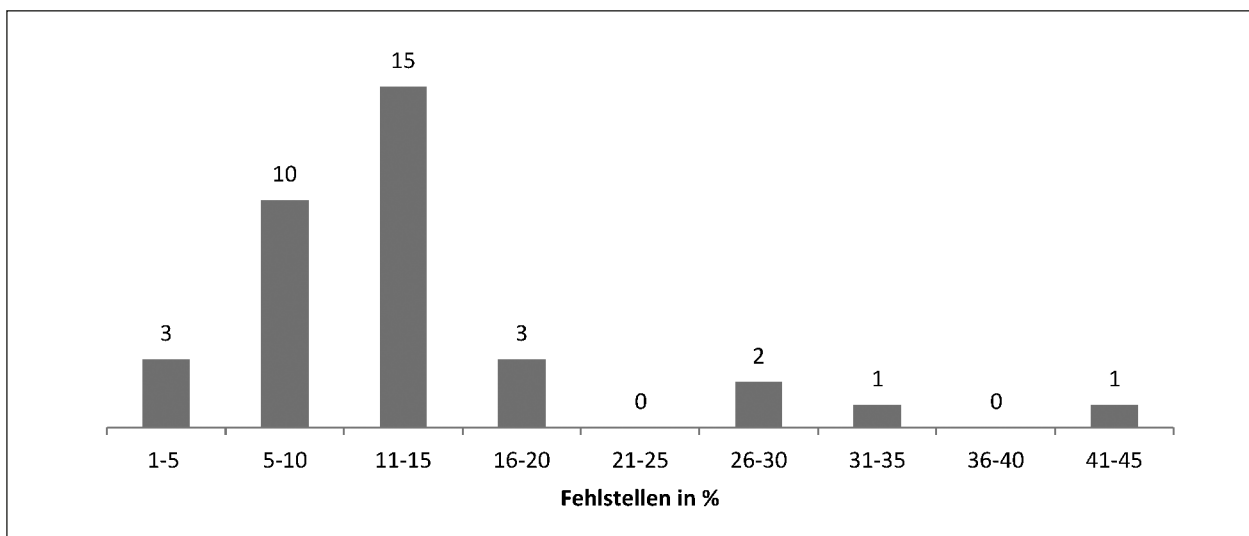


Bild 67: Verteilung der Probekörper gegenüber dem Anteil der Fehlstellen

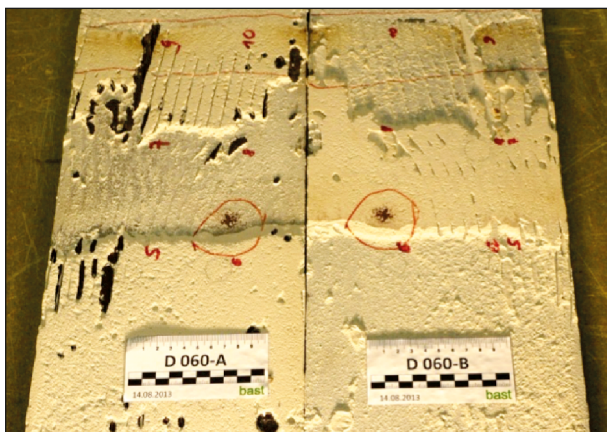


Bild 68: Stufenartiges Bruchbild (D060)

Probekörper, die den Versuch nicht schadlos überstanden haben, zeigen meist ein stufenartiges Bruchbild (Bild 68) während bei den Durchläufern ebene, durchgehende Bruchflächen überwiegen.

5.6 Bewertung der Ergebnisse

5.6.1 Allgemein

Anhand der gemessenen Durchbiegungen wird das Potenzial der Verstärkung durch Aufkleben von Stahlblechen deutlich. Die Messwerte liegen um mehr als 60 % unter den rechnerisch ermittelten Durchbiegungen für Bleche ohne Verbund. Aufgrund der großen Spannweite bei den erzielten Lastwechselzahlen ist es jedoch nicht gelungen, signifikante Wöhler-Kurven zu generieren. Größere Abweichungen der Klebschichtdicke innerhalb eines Probekörpers scheinen sich negativ auf die Dauerfestigkeit der Klebverbindung auszuwirken. Das gleiche gilt für Probekörper mit einem hohen Anteil an Fehlstellen.

Die erzielten Ergebnisse zeigen jedoch auch, dass es bei der Verwendung hinreichend ebener Bleche möglich sein sollte, die Toleranzen zu beschränken. Die folgenden Werte stellen nach Auffassung des Autors eine realistische Größenordnung dar: Die Abweichungen der Klebschichtdicke um einen angestrebten Mittelwert von 3,0 mm sollten nicht größer sein als 20 % (im Ausnahmefall 25 %). Der Anteil der Fehlstellen sollte 15 % der Gesamtfläche nicht überschreiten, wobei die in Kapitel 6 beschriebenen Untersuchungen zeigen, dass auch ein Grenzwert von 10 % erreichbar ist.

Wenn nur die Versuche berücksichtigt werden, bei denen die Werte innerhalb dieser Kriterien liegen, haben sämtliche bei einer Oberlast von 60 kN getesteten Probekörper (10 Stück), die Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos überstanden.

5.6.2 Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der Beanspruchungen

Unter der Voraussetzung einer hinreichenden Ausführungsqualität (Kapitel 5.6.1) erreichen sämtliche bei einer Oberlast von 60 kN getesteten Probekörper eine Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos. Dem gegenüber stehen je nach Ansatz maximale Beanspruchungen von 44 kN, 55,5 kN oder 34,8 kN (Kapitel 5.3). Die nachgewiesene Spannungsschwingbreite von 51 kN entspricht in etwa der theoretischen (statischen) Einwirkung des Lastmodells 1 (55,5 kN). Gegenüber den maximalen praxisrelevanten Werten (44 kN bzw. 34,8 kN), die bei dynamischen Ermüdungsbeanspruchungen angesetzt werden, liegen die Ergebnisse deutlich auf der sicheren Seite.

5.7 Schlussfolgerungen

Im Rahmen des Projekts wurde erwiesen, dass sich mit dem Fügeverfahren Kleben dauerfeste Verbindungen herstellen lassen. Die erzielten Ergebnisse zeigen, dass sich die zwischen den Längssteifenstößen auftretenden Durchbiegungen durch aufgeklebte Bleche signifikant verringern lassen. Somit verfügt diese Verstärkungsmaßnahme über das Potenzial, die Entstehung von Schäden in Form von Rissen im Bereich von Anschlüssen am Deckblech (Kategorie-1-Schäden) deutlich zu reduzieren.

Zur Gewährleistung der entsprechenden Ausführungsqualität werden Grenzwerte für den Anteil der Fehlstellen sowie für die Abweichungen der Klebschichtdicke vorgestellt.

Die abgeleitete Dauerfestigkeit liegt deutlich über den Einwirkungen infolge praxisnaher Verkehrsbeanspruchungen. Damit ist die grundsätzliche Anwendbarkeit der Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen nachgewiesen.

6 Fugen- und Randausbildung

6.1 Aufgabenstellung

Der Nachweis der Dauerfestigkeit erfolgte an durchgehenden, vollflächig verklebten Blechen (Kapitel 5). Bei einer Anwendung in der Praxis sind jedoch Fugen und Randabschlüsse vorhanden, die als Unstetigkeitsstellen einzustufen sind. Die Aufgabe besteht darin, die Fugen- und Randausbildung zu untersuchen und zu bewerten [43].

Zunächst sind mögliche Lösungen sowohl für die Anordnung von Fugen als auch für die Gestaltung von Randabschlüssen unter Berücksichtigung der relevanten Randbedingungen (wie z. B. Gussasphalteinbau, Einbau des Dichtungssystems) zu konzipieren. Hiervon werden geeignete Varianten für die Durchführung von Dauerfestigkeitsversuchen ausgewählt und entsprechende Probekörper gefertigt. Wenngleich diese Versuche in Anlehnung an die Untersuchungen in Kapitel 5.4 erfolgen, sind Modifikationen sowohl bei der Versuchsanordnung als auch insbesondere bei den Versuchsparametern erforderlich. Der nächste Schritt umfasst die Auswertung der Versuche im Hinblick auf die Kenngrößen Durchbiegungen, Lastwechselzahlen, Klebschichtdicken, Fehlstellen und Bruchflächen. Schließlich erfolgt die Bewertung anhand einer Gegenüberstellung mit den Ergebnissen aus den Dauerfestigkeitsuntersuchungen aus Kapitel 5.5.

6.2 Fugen und Randabschluss

6.2.1 Allgemein

Bei Fugen und Randabschlüssen handelt es sich um Konstruktionsdetails, die als Unstetigkeitsstellen einzustufen sind. Sowohl für die Anordnung von Fugen als auch für die Gestaltung von Randabschlüssen kommen verschiedene Lösungsmöglichkeiten in Betracht, die im Folgenden näher beleuchtet werden. Dabei ist zu beachten, dass der spätere Einbau des Fahrbahnbelags ohne Einschränkungen erfolgen kann.

6.2.2 Fugen

Die Anordnung der Fugen hängt direkt von der Form, Größe und Anordnung der Verstärkungsbleche ab. Da hier theoretisch eine unüberschaubare Anzahl an Möglichkeiten existiert, werden für die Bleche folgende Parameter festgelegt:

- Form: rechteckig
- Größe: etwa 0,5 m² (entspricht 23,6 kg bei 6 mm Blechdicke)
- Anordnung: entsprechend dem Orthogonal-System der Brücke

Damit ist gewährleistet, dass einerseits die Bleche per Hand transportiert und eingebaut werden können und dass andererseits kein unverhältnismäßig hoher Aufwand für Anpassungsarbeiten anfällt.

Grundsätzlich kann – bezogen auf die Brücke – zwischen Längs- und Querfugen unterschieden werden. Die Position der Längsfugen kann variieren, wobei für die weiteren Untersuchungen zwei verschiedene extreme Positionen von Interesse sind: im Bereich der Schweißnaht einer Längssteife (Bild 69 a)) oder im Bereich zwischen solchen Schweißnähten (Bild 69 b)). Es ist davon auszugehen, dass sich die beiden Varianten sowohl in ihrem Verformungsverhalten als auch in ihrem Ermüdungsver-

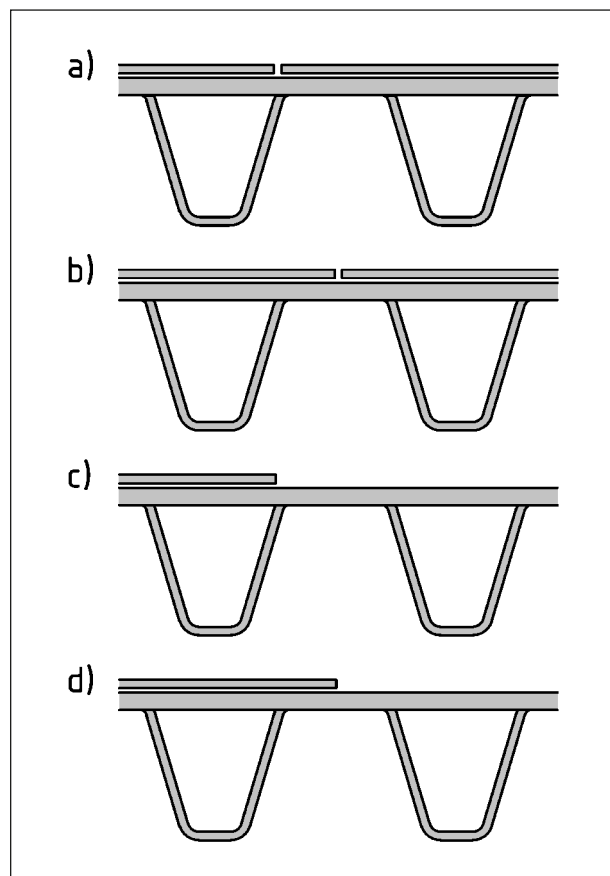


Bild 69: Fugen und freie Randabschlüsse (Prinzipskizze): a) Fuge im Bereich der Schweißnaht b) Fuge im Bereich zwischen den Schweißnähten c) freier Randabschluss im Bereich der Schweißnaht d) freier Randabschluss im Bereich zwischen den Schweißnähten

halten unterscheiden. Diese Unterschiede und auch der Vergleich gegenüber der fugenlosen Ausführung sollen versuchstechnisch quantifiziert werden (Kapitel 6.4). Aufgrund der deutlich höheren Steifigkeit der orthotropen Fahrbahnplatte in Längsrichtung erfolgt für Quertugen keine gesonderte Betrachtung.

6.2.3 Randabschluss

In Brückenlängsrichtung ergeben sich Randabschlüsse nur an den Fahrbahnübergängen und sind aufgrund der konstruktiven Ausbildung der Fahrbahnübergänge unkritisch. In Brückenquerrichtung stellen die Schrammborde bei einer Verstärkung über die gesamte Fahrbahnbreite eine entsprechende Begrenzung dar. Außerdem wird der Randabschluss in diesem Bereich nicht befahren. Für den Fall, dass nicht alle Fahrstreifen verstärkt werden sollen, besteht aber eventuell auch die Notwendigkeit die Verstärkungsbleche bei einer definierten Breite frei enden zu lassen. Damit können grundsätzlich zwei Fälle unterschieden werden: Entweder handelt es sich um einen freien Randabschluss oder um einen Randabschluss an einer senkrechten bzw. nahezu senkrechten Begrenzung am Fahrbahnübergang bzw. am Schrammbord.

Bei Randabschlüssen mit Begrenzung können die Verstärkungsbleche so zugeschnitten werden, dass

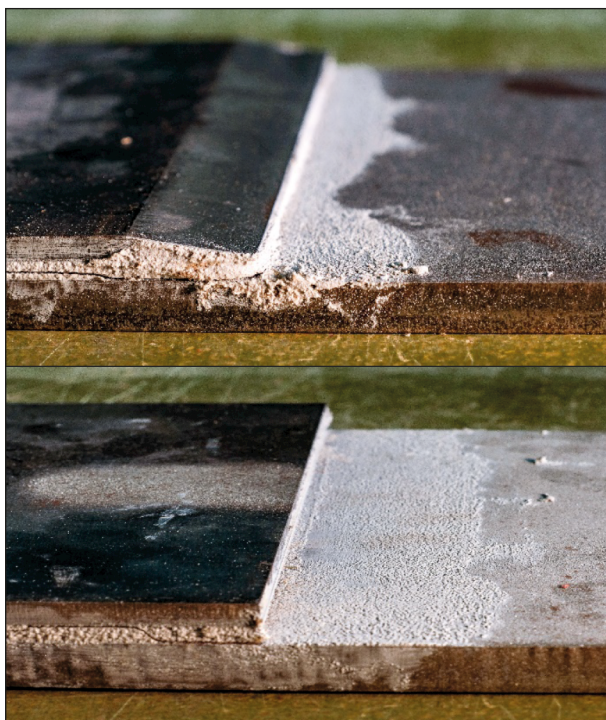


Bild 70: Freier Randabschluss: oben: 20° Schräge; unten: 90° Stufe

sie mit einem minimalen Restspalt stumpf vor der Begrenzung enden. Der Restspalt wird von unten mit hochgedrücktem Klebstoff und von oben beim späteren Einbau der Grundierungsschicht mit Reaktionsharz gefüllt. Da bei dem Randabschluss mit Begrenzung durch den Schrammbord keine Verkehrslasten auftreten können, erübrigt sich eine Dauerfestigkeitsuntersuchung.

Die Position des freien Randabschlusses kann variieren, wobei für die weiteren Untersuchungen zwei verschiedene extreme Positionen von Interesse sind: im Bereich der Schweißnaht einer Längssteife (Bild 69 c)) oder im Bereich zwischen solchen Schweißnähten (Bild 69 d)). Darüber hinaus lassen sich auch die Bleche selbst variieren. Der Abschluss kann entweder stumpf mit einer 90° Stufe erfolgen oder das Blech wird so bearbeitet, dass es möglichst flach ausläuft (Bild 70). Im Rahmen dieses Projektes wurde eine 20° Schräge untersucht.

Insgesamt ergeben sich damit vier Varianten, die sich voraussichtlich sowohl in ihrem Verformungsverhalten als auch in ihrem Ermüdungsverhalten unterscheiden können. Diese Unterschiede und auch der Vergleich gegenüber der fugenlosen Ausführung sollen versuchstechnisch quantifiziert werden (Kapitel 6.4).

6.2.4 Einbau des Fahrbahnbelags

Bei Fahrbahnbelägen auf Stahl gibt es gemäß den ZTV-ING Teil 7 Abschnitt 4 [56] drei verschiedene Bauarten, die sich im Aufbau des Dichtungssystems unterscheiden (Bild 71). Im direkten Kontakt mit den verklebten Blechen steht ausschließlich die

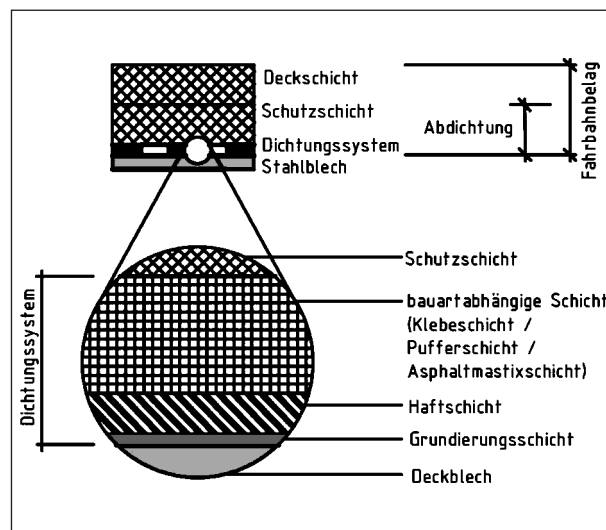


Bild 71: Aufbau des Fahrbahnbelags auf Stahl

sogenannte Grundierungsschicht, die in drei Ausführungen zum Einsatz kommen kann:

- Reaktionsharz-Grundierungsschicht (bei den Bauarten 1 und 3)
- bitumenhaltige Grundierungsschicht (bei der Bauart 2)
- bitumenhaltige Haft- und Grundierungsschicht (bei der Bauart 2)

Die Reaktionsharz-Grundierung ist aufgrund ihrer deutlich geringen Viskosität vermutlich am besten dazu geeignet, die eventuell verbliebenen Restspalte sowohl bei den Fugen als auch beim Randabschluss zu füllen (Bild 72).

Als Abdichtungssysteme auf Flächen mit aufgeklebten Blechen können folglich die Bauarten 1 und 3 empfohlen werden. Allerdings sollten bei einem freien Randabschluss mit 90° Stufe keine Polymerbitumen-Schweißbahnen zum Einsatz kommen (Ausführungsvariante bei Bauart 3). Soll die Fläche mit der Bauart 2 abgedichtet werden, müsste vorab ein zielgerichtetes Füllen der verbliebenen Restspalte mit Reaktionsharzen erfolgen.

6.3 Versuchsdurchführung

6.3.1 Allgemein

Im Rahmen des Projekts wurden 24 Probekörper hergestellt und in 5-Punkt-Biegeversuchen getestet: 21 davon an der Hydropulsanlage der BAST (Bild 57) und drei an der Prüfanlage des Instituts für Metall- und Leichtbau der Universität Duisburg-Essen (Bild 73).

Zu den wesentlichen Aspekten zählen dabei die Gestaltung der Probekörper, die Konzeption und Anordnung der Versuche sowie die Auswahl der Versuchsparameter.

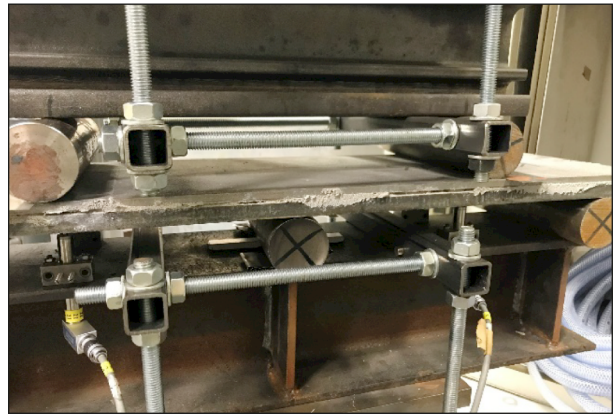


Bild 73: Versuchsaufbau an der Prüfanlage des Instituts für Metall- und Leichtbau der Universität Duisburg-Essen

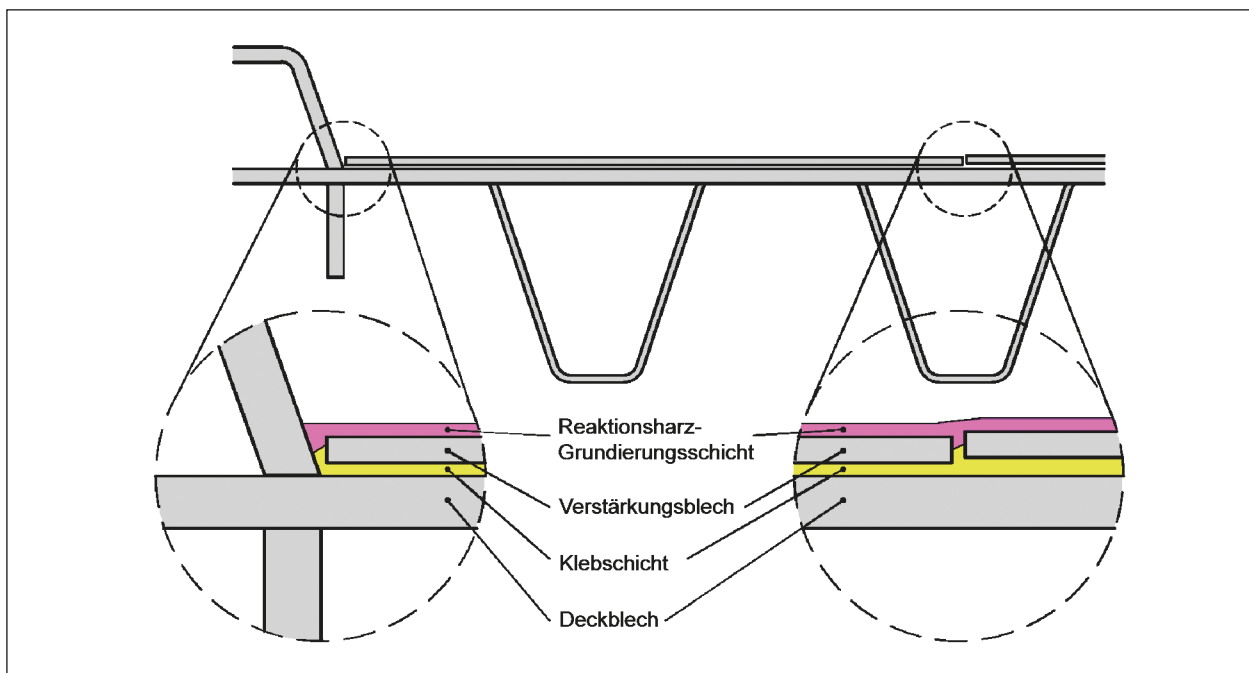


Bild 72: Restspalte werden mit Grundierungsmaterial gefüllt (Prinzipkizze)

6.3.2 Probekörper

Die Abmessungen der Probekörper betragen 700 mm x 200 mm x (18 mm + Klebschichtdicke). Bei der Wahl von Klebstoff und Applikationsverfahren wurden die im Kapitel 4 erzielten Ergebnisse zu Grunde gelegt.

Jeder Probekörper besteht aus einem Grundblech (S235) mit einer Dicke von 12 mm und einem oder zwei aufgeklebten Verstärkungsblechen (S235) mit einer Dicke von 6 mm. Die Verstärkungsbleche variieren in ihrer Länge sodass die Unstetigkeitsstellen entweder über dem mittleren Auflager (max. Stützmoment) oder im Feld zwischen dem Momenten-Nulldurchgang und der Lasteinleitung liegen. Die entsprechenden Blechlängen betragen 350 mm, 487 mm und 212 mm. Mit jeweils zwei unterschiedlichen Formen des Randabschlusses (90° Stufe und 20° Schräge) ergeben sich sechs verschiedene Varianten (Tabelle 11):

- FS: Fugenausbildung bei max. Stütz-Moment (über dem Anschluss der Steife)
- RS-90: Randausbildung bei max. Stütz-Moment mit 90° Stufe (über dem Anschluss der Steife)

- RS-20: Randausbildung bei max. Stütz-Moment mit 20° Schräge (über dem Anschluss der Steife)
- FF: Fugenausbildung im Feld (zwischen den Steifen)
- RF-90: Randausbildung im Feld mit 90° Stufe (zwischen den Steifen)
- RF-20: Randausbildung im Feld mit 20° Schräge (zwischen den Steifen)

Sämtliche zu verklebenden Oberflächen der Stahlbleche wurden durch Strahlen mechanisch vorbereitet (scharfkantiges Stahlguss-Strahlmittel G 200, Körnung 0,04 – 0,18 mm, 2,5 bar Druck, Oberflächenvorbereitungsgrad Sa 2½). Als Verbindungsmittel kam Klebstoff A entsprechend Kapitel 4 zum Einsatz. Die Applikation erfolgte beidseitig mit jeweils einem 5 mm Dreiecks-Zahnspachtel.

Analog zu den in den Kapiteln 4 und 5 beschriebenen Versuchen erfolgte vor Durchführung der Dauerfestigkeitsversuche eine thermische Belastung der Probekörper mit 250 °C heißem Sand, um den Einbau des Gussasphalts zu simulieren.

Variante	Symbol	Anzahl	Grundblech [mm]	Verstärkungsblech 1 [mm]	Verstärkungsblech 2 [mm]	Abstufung
FS		4	700 x 200 x 12	350 x 200 x 6	350 x 200 x 6	-
RS-90		4	700 x 200 x 12	350 x 200 x 6	-	90°
RS 20		4	700 x 200 x 12	350 x 200 x 6	-	20°
FF		4	700 x 200 x 12	487 x 200 x 6	212 x 200 x 6	-
RF 90		4	700 x 200 x 12	487 x 200 x 6	-	90°
RF 20		4	700 x 200 x 12	487 x 200 x 6	-	20°

Tab. 11: Probekörper – Varianten und Anzahl

6.3.3 Versuchsanordnung

Grundlage für die Versuchsanordnung ist der 5-Punkt-Biegeversuch entsprechend den Vorgaben der TP-BEL-ST [53]. Der Probekörper wurde auf drei Stahlrollen gelagert und über zwei Stahlrollen von oben belastet (Bilder 58, 59). Gegenüber einer praxisnahen Flächenlast verhält sich die Belastung in Form von zwei Linienlasten deutlich ungünstiger. Rechnerisch ergibt sich eine Erhöhung der maximalen Durchbiegung um den Faktor 1,7. Die Versuchsanordnung gewährleistet somit implizit eine Betrachtung auf der sicheren Seite.

Der Abstand zwischen den drei Auflagerrollen von jeweils 300 mm entspricht dem üblichen Rastermaß der Längssteifen einer orthotropen Fahrbahnplatte. Durch den Abstand von jeweils 175 mm zwischen den Belastungsrollen und der mittleren Auflagerrolle ergeben sich für Stützmoment und Feldmoment annähernd gleich große Beträge.

Während der Versuchsdurchführung erfolgte eine kontinuierliche Erfassung der aufgebrachten Lasten und den daraus resultierenden Durchbiegungen. Die Lasten (und der Kolbenhub) sind Basisdaten des Prüfzylinders und werden automatisch über die elektronische Steuerung erfasst. Die Messung der Durchbiegungen erfolgte an den Belastungsrollen über vier induktive Wegaufnehmer (Bild 60), die jeweils über eine Schnittstelle mit der elektronischen Steuerung gekoppelt waren. Die Daten über die Durchbiegungen und die zugehörige Belastung konnten somit synchron aufgezeichnet werden.

6.3.4 Versuchsparameter

Die Belastung erfolgt entsprechend einer Sinusfunktion, die mit konstanter Last-Amplitude zwischen Grundlast und Oberlast schwingt. Die Grundlast beträgt 15 % der Oberlast und ist erforderlich, um Einflüsse aus einem möglichen Abheben und Aufsetzen der Belastungsrollen aufgrund nicht ganz ebener Bleche auszuschließen. Solange die Klebschicht nicht versagt, wird die Oberlast alle 2×10^6 Lastwechsel entsprechend der folgenden Lasthorizonte gesteigert: 45 kN, 60 kN, 75 kN und 90 kN (Bild 74). Die Versuche wurden entweder bis zu einer Anzahl von 8×10^6 Lastwechsel durchgeführt (Durchläufer) oder bei beginnender Schädigung der Klebschicht abgebrochen. Als Versagenskriterium wird eine Erhöhung der Durchbiegung um 20 % definiert. Die kritische Lastwechselzahl ist demnach erreicht, sobald einer der vier Messwerte die An-

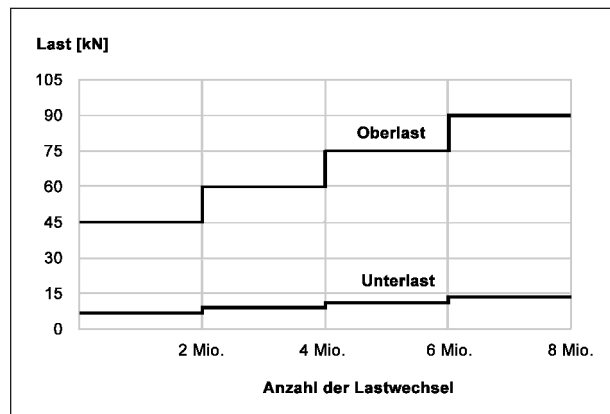


Bild 74: Steigerung des Lastniveaus alle 2 Mio. Lastwechsel

fangsdurchbiegung bei einem Lastniveau um 20 % überschreitet. Die Lastwechsel erfolgten mit einer Frequenz von 5 Hz.

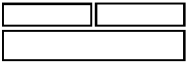
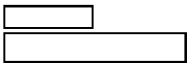
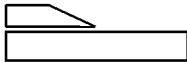
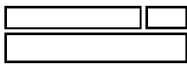
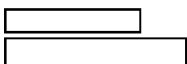

6.4 Versuchsauswertung

6.4.1 Allgemein

Alle maßgeblichen Versuchsergebnisse sind in Tabelle 12 dargestellt. Während sich die Durchbiegungen und die kritischen Lastwechselzahlen direkt aus den aufgezeichneten Daten ergeben, wurden die geklebten Bleche für die weitere Versuchsauswertung mithilfe von Hammer und Meißel getrennt. Anschließend wurden die Klebflächen der Bleche fotografiert, die tatsächlichen Klebschichtdicken bestimmt und der Anteil der Fehlstellen (d. h. die nicht verklebten Flächen) ermittelt. Die Einzelwerte und die Fotos der geöffneten Probekörper sind im Anhang A4 zusammengestellt.

Bei fünf Probekörpern war die Versuchsdurchführung fehlerbehaftet, sodass hier lediglich eingeschränkt Messwerte zur Verfügung stehen (KD-002, KD-003, KD-006, KD-014, KD-015).

Bei den beim Institut für Metall- und Leichtbau der Universität Duisburg-Essen getesteten Probekörpern KD-002, KD-014 und KD-015 weisen die gemessenen Durchbiegungen sehr starke Streuungen auf. Dies gilt sowohl für die bei den jeweils einzelnen Probekörpern ermittelten Werte als auch für die mittleren Werte der drei Probekörper. Der Faktor bei den Durchbiegungen innerhalb eines Probekörpers liegt zum Teil bei über 2,5 (z. B. KD015 bei 60 kN: hinten links 0,30 mm und hinten rechts 0,77 mm). Die mittleren Durchbiegungen der drei Probekörper unterscheiden sich ebenfalls sehr deutlich voneinander (z. B. bei 60 kN: 0,19 mm,

Nr.	Variante Symbol	Frequenz	Durchbiegungen (links/rechts) bei						Mio. Last- wechsel	Kleb- schicht- dicke	Anteil Fehl- stellen
			2 Mio. LW; 60 kN		4 Mio. LW; 75 kN		6 Mio. LW; 90 kN				
			l	r	l	r	l	r			
KD-	-	Hz	mm	mm	mm	mm	mm	mm	N	mm	%
001	FS 	5	0,33	0,31	0,39	0,38	0,46	0,50	8,00	3,63	6,9
002		5	0,24	0,44	0,30	0,62	0,41	0,77	6,00	3,45	5,2
003		5	(0,48)	(0,51)	(0,49)	(0,52)	0,56	0,58	7,08	2,52	2,3
004		5	0,33	0,43	0,41	0,54	0,49	0,63	7,12	2,53	3,3
005	RS-90 	5	0,38	1,04	0,46	1,27	-	-	5,18	2,83	8,2
006		5	-	-	0,47	1,22	1,68	1,84	-	3,12	4,2
007		5	0,40	0,98	0,48	1,31	-	-	5,27	2,84	6,5
008		5	0,40	1,03	0,47	1,28	-	-	5,73	2,64	4,3
009	RS-20 	5	0,37	1,02	0,45	1,28	-	-	5,41	2,67	6,6
010		5	0,39	1,06	0,47	1,34	-	-	4,98	2,75	4,4
011		5	0,43	0,99	0,51	1,25	-	-	6,00	2,30	4,9
012		5	0,27	1,15	0,34	1,45	-	-	4,90	2,56	3,7
013	FF 	5	0,26	0,36	0,39	0,44	0,42	0,46	6,48	3,41	6,1
014		5	0,19	0,27	0,19	0,29	0,24	0,39	8,00	3,69	8,1
015		5	0,48	0,55	0,56	0,71	0,61	0,87	8,00	3,17	7,2
016		5	0,37	0,32	0,45	0,37	0,53	0,43	6,16	3,02	6,6
017	RF-90 	5	0,20	0,72	0,23	0,89	0,26	1,06	8,00	3,24	3,4
018		5	0,31	0,72	0,35	0,88	-	-	5,65	2,52	1,6
019		5	0,34	0,82	0,36	0,95	-	-	4,47	2,81	3,2
020		5	0,33	0,77	0,38	0,94	-	-	4,22	2,42	3,9
021	RF-20 	5	0,21	0,78	0,24	0,94	0,28	1,09	7,73	3,34	7,3
022		5	0,21	0,67	0,22	0,84	0,23	1,00	7,33	3,67	2,0
023		5	0,34	0,73	-	-	-	-	2,98	2,28	1,7
024		5	0,21	0,74	0,25	0,90	0,30	1,06	6,09	2,91	3,7

Durchläufer
 außerordentliche Abweichungen

Tab. 12: Zusammenstellung der Versuchsdaten

0,34 mm und 0,51 mm). Da diese Streuungen erst nach Abschluss der Versuche aufgefallen sind, konnten die Ursachen hierfür rückwirkend nicht nachvollzogen werden.

Daher werden die für diese drei Probekörper ermittelten Durchbiegungen und Lastwechselzahlen bei der Auswertung nicht weiter berücksichtigt. Bei Probekörper KD-003 erfolgte versehentlich nicht die vorgesehene Laststeigerung, sondern es wurde von Beginn an mit einer Oberlast von 90 kN geprüft. Die dabei erzielte Lastwechselzahl von 7,08 Mio.

liegt somit auf der sicheren Seite. Bei der Auswertung werden von den erfassten Durchbiegungen lediglich die nach 6 Mio. Lastwechsel ermittelten Werte berücksichtigt.

Probekörper KD-006 wurde aufgrund einer Verwechslung lediglich im Bereich der Oberlasten 75 kN und 90 kN getestet, sodass keine Werte für die Durchbiegungen bei 45 kN und 60 kN vorliegen. Die erzielte Lastwechselzahl ist nicht aussagekräftig und wird bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

6.4.2 Durchbiegungen

In Abhängigkeit der aufsummierten Lastwechsel lässt der Verlauf der gemessenen Durchbiegungen auf Veränderungen im Tragverhalten der Probekörper schließen. Dabei gibt es grundlegende Unterschiede zwischen den Probekörpern mit Fuge und denen mit Randabschluss.

Probekörper mit Fuge

Gemäß Kapitel 6.5.1 erfolgt die Auswertung anhand der Probekörper KD-001, KD-004, KD-013 und KD-016.

Exemplarisch werden die Durchbiegungen bei Probekörper Nr. KD-004 näher betrachtet (Bild 75). Zu Versuchsbeginn betragen die Durchbiegungen im Mittel 0,32 mm. Während des gesamten Ablaufs sind die Messwerte auf der rechten Seite geringfügig höher als die auf der linken Seite. Dies korreliert mit der Verteilung der Klebschichtdicke (rechte Seite 2,3 mm; linke Seite 2,4 mm). Mit den Lastersteigerungen nach jeweils 2×10^6 Lastwechseln vergrößern sich auch die mittleren Durchbiegungen: 0,38 mm bei einer Oberlast von 60 kN, 0,47 mm bei einer Oberlast von 75 kN und 0,56 mm bei einer Oberlast von 90 kN. Bis zu diesem Niveau bleiben die Werte innerhalb der jeweiligen Laststufen annähernd konstant. Nach etwa $6,5 \times 10^6$ Lastwechseln beginnen die Durchbiegungen hinten rechts (hr) linear zuzunehmen und indizieren den Beginn einer Schädigung der Klebschicht auf dieser Seite. Bei $7,12 \times 10^6$ LW wird der definierte Grenzwert für die Erhöhung der Durchbiegung von 20 % überschritten und die Lastwechselzahl für das Ermüdungs-

versagen ist erreicht. Im Bereich der anderen Messstellen scheint die Klebschicht noch intakt zu sein. Im weiteren Verlauf ist nach insgesamt etwa $7,5 \times 10^6$ LW bei beiden Messstellen auf der rechten Seite eine deutliche und schnelle Erhöhung der Durchbiegungen auf über 1,1 mm zu verzeichnen, was auf ein großflächiges Versagen der Klebschicht in diesem Bereich schließen lässt. Auf der linken Seite sind lediglich geringfügige Effekte aus einer Lastumlagerung erkennbar. Bis zum Versuchsabbruch nach insgesamt 8×10^6 LW bleiben die Durchbiegungen dann weitgehend konstant. Dies lässt darauf schließen, dass die Klebschicht auf der linken Seite keine größeren Schäden erlitten hat, was durch das spätere Bruchbild auch bestätigt wird.

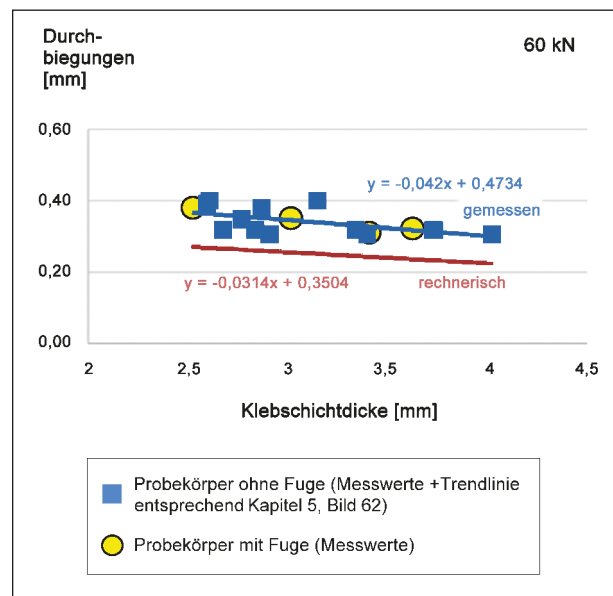


Bild 76: Durchbiegungen bei 60 kN

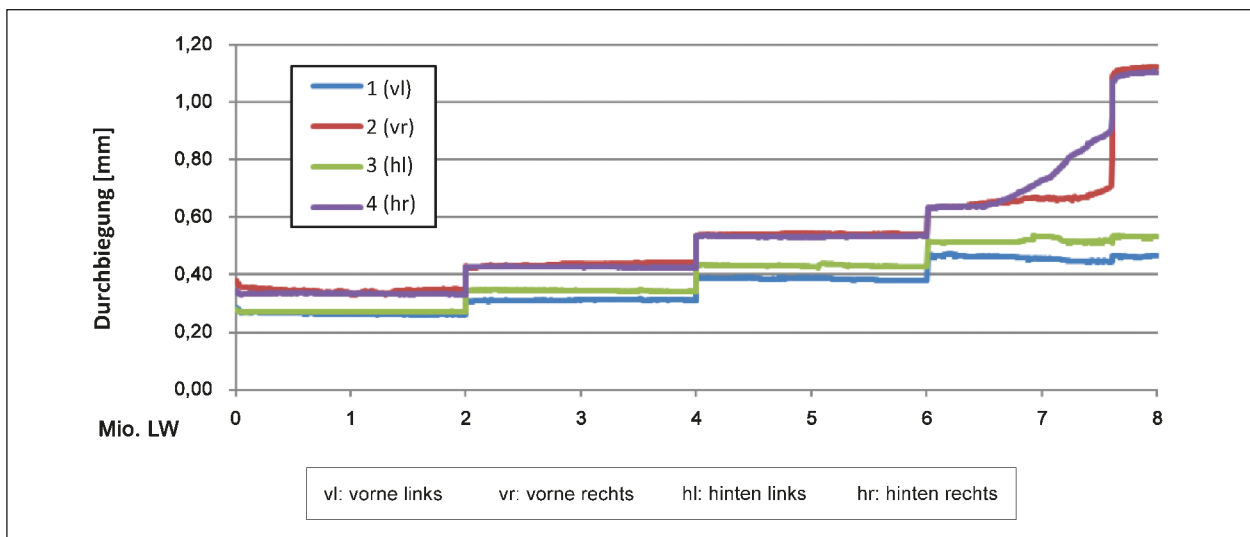


Bild 75: Verlauf der Durchbiegungen in mm (Probekörper KD-004 mit Fuge)

Die Durchbiegungen der vier Probekörper liegen sehr nahe beieinander. Unter den Oberlasten von sowohl 60 kN als auch 75 kN beträgt die Streubreite weniger als 0,1 mm (in dieser Streubreite sind auch die Einflüsse aus den Streuungen der Klebschichtdicken enthalten).

Eine sehr gute Übereinstimmung zeigt sich auch gegenüber den in Kapitel 5 beschriebenen Versuchsreihen mit den fugenlosen Probekörpern.

Die bei den Probekörpern mit Fugen ermittelten Werte passen zu den Trendlinien, die sich für die Probekörper ohne Fugen ergeben haben (Bild 76 bis Bild 78). Ein Einfluss der Fuge auf die Größen-

ordnung der Durchbiegungen ist nicht erkennbar – unabhängig davon, ob sich die Fuge über der Steife oder im Feldbereich befindet.

Probekörper mit Randabschluss

Exemplarisch für die Probekörper mit Randabschluss werden die Durchbiegungen bei Probekörper Nr. KD-005 betrachtet (Bild 79).

Aufgrund der halbseitigen Verklebung sind die Durchbiegungen auf der unverstärkten rechten Seite deutlich größer als auf der verstärkten linken Seite. Mit den Laststeigerungen nach jeweils

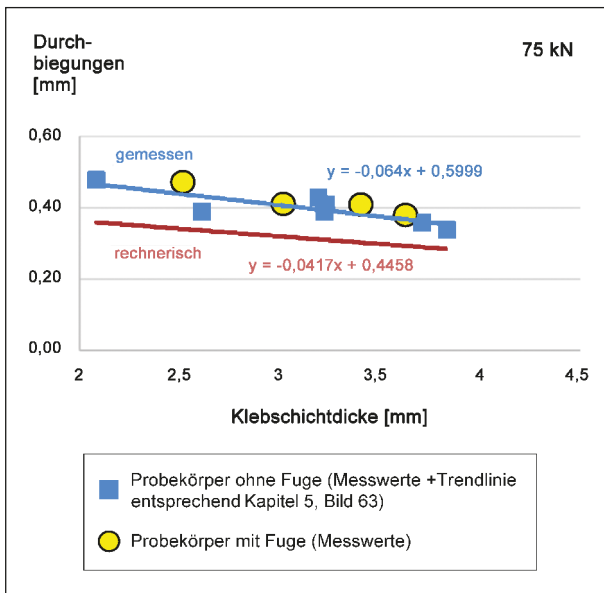


Bild 77: Durchbiegungen bei 75 kN

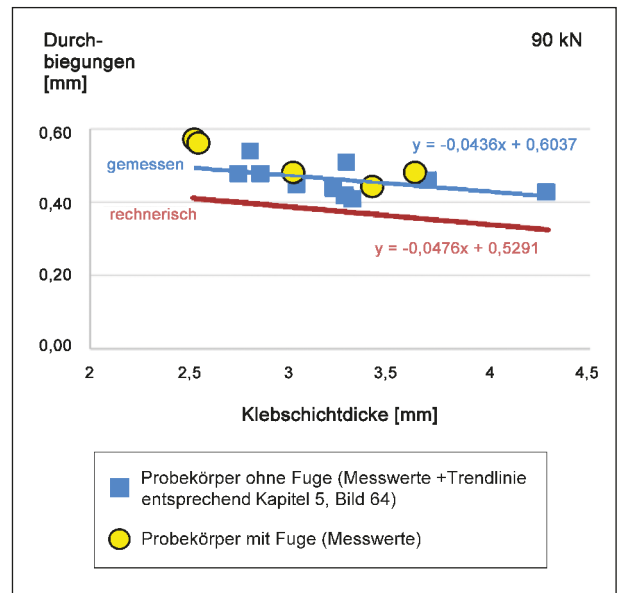


Bild 78: Durchbiegungen bei 90 kN

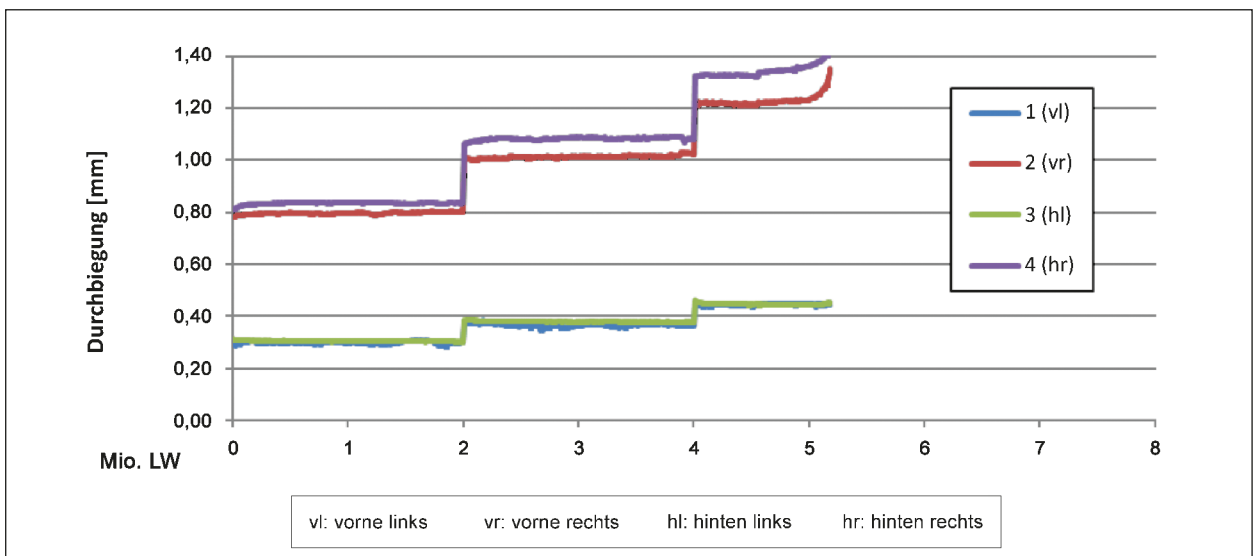


Bild 79: Verlauf der Durchbiegungen in mm (Probekörper KD-005 mit Stufe)

2×10^6 LW vergrößern sich auch die mittleren Durchbiegungen, wobei auf der rechten Seite mit einem mittleren Zuwachs um 0,24 mm dreimal so große Sprünge zu verzeichnen sind als auf der linken Seite mit einem mittleren Zuwachs von 0,08 mm.

Bis zu einer Lastwechselzahl von 5×10^6 bleiben die Werte innerhalb der jeweiligen Laststufen annähernd konstant. Danach beginnen die Durchbiegungen auf der rechten Seite zuzunehmen und indizieren den Beginn einer Schädigung der Klebschicht. Bei $5,18 \times 10^6$ LW wird hinten rechts mit einer Durchbiegung von 1,40 mm die für diesen Versuch voreingestellte Abschaltgrenze der Hydropulsanlage erreicht. Da auch das Überschreiten des definierten Grenzwerts von 20 % unmittelbar bevorsteht (vr), entspricht dies zugleich der Lastwechselzahl für das Ermüdungsversagen.

Eine signifikante Zunahme der Durchbiegungen erfolgt jedoch in erster Linie auf der unverklebten rechten Seite. Dies lässt darauf schließen, dass die Schädigung der Klebschicht zunächst auf den Bereich nahe der Stufe beschränkt ist, was durch das spätere Bruchbild auch bestätigt wird (Kapitel 6.4.6).

Sowohl bei den Probekörpern mit Randabschluss über der sSteife als auch bei den Probekörpern mit Randabschluss im Feldbereich zeigen die mittleren Durchbiegungen eine sehr gute Übereinstimmung. Bei den Oberlasten von 60 kN und 75 kN beträgt die Streubreite jeweils weniger als 0,15 mm.

Die Form des Randabschlusses (90° Stufe vs. 20° Schräge) hat keinen signifikanten Einfluss auf die Größe der Durchbiegungen.

6.4.3 Lastwechselzahlen

Für jeden Probekörper wurde die Lastwechselzahl bei eintretendem Ermüdungsversagen ermittelt.

Als Grenzwert gilt eine Erhöhung der Durchbiegung um 20 % (Kapitel 6.3.4). Die kritische Lastwechselzahl ist demnach erreicht, sobald der erste der vier Messwerte die Anfangsdurchbiegung des jeweiligen Lasthorizonts um 20 % überschreitet.

Probekörper mit Fuge

Bei sämtlichen Probekörpern mit Fuge werden über 6×10^6 Lastwechsel erreicht, d. h. die Belastungsstufe 75 kN wurde ohne Schäden überstanden.

Probekörper KD-	Lastwechselzahl	entspricht bei		
		60 kN	75 kN	90 kN
001	8,00	6,00	4,00	2,00
003	7,08	7,08	7,08	7,08
004	7,12	5,12	3,12	1,12
013	6,48	4,48	2,48	0,48
016	6,16	4,16	2,16	0,16

Tab. 13: Lastwechselzahlen [Mio] für das Lastkollektiv (zugeordnet entsprechend der Einstufenkollektive)

Probekörper KD-001 übersteht 8×10^6 Lastwechsel schadlos. Bei den anderen vier zu betrachtenden Probekörpern ist die kritische Erhöhung der Durchbiegung erst nach dem Wechsel der Oberlast von 75 kN auf 90 kN zu verzeichnen (KD-003, KD-004, KD-013 und KD-016).

Die erreichten Lastwechselzahlen lassen sich als Minimalwertbetrachtung – auf der sicheren Seite liegend – einstufigen Lastkollektiven zuordnen (Tabelle 13). Die resultierenden Werte liegen in einem sehr ähnlichen Bereich wie die bei den in Kapitel 5 beschriebenen fugenlosen erzielten Lastwechselzahlen (Bild 80).

Probekörper mit Randabschluss

Abgesehen von einer Ausnahme (KD-023) erreichen alle Probekörper mit Randabschluss über 4×10^6 Lastwechsel, d. h. die Belastungsstufe 60 kN wurde ohne Schäden überstanden. Fünf Probekörper erreichen über 6×10^6 Lastwechsel (KD-006, KD-017, KD021, KD-022 und KD-024). Probekörper KD-017 übersteht selbst 8×10^6 Lastwechsel schadlos.

Die Position des Randabschlusses scheint keinen signifikanten Einfluss auf die erreichten Lastwechselzahlen zu haben. Bei den Probekörpern mit Randabschluss über der Steife werden im Mittel $5,4 \times 10^6$ Lastwechsel erreicht und bei den Probekörpern mit Randabschluss im Feldbereich $5,8 \times 10^6$ Lastwechsel. Die Probekörper mit Randabschluss im Feldbereich schneiden somit geringfügig besser ab.

Auch die Form des Randabschlusses hat keinen erkennbaren Einfluss auf die Lastwechselzahlen. Bei den Probekörpern mit 90° Stufe werden im Mittel $5,5 \times 10^6$ Lastwechsel erreicht und bei den Probekörpern mit 20° Schräge $5,7 \times 10^6$ Lastwechsel. Die

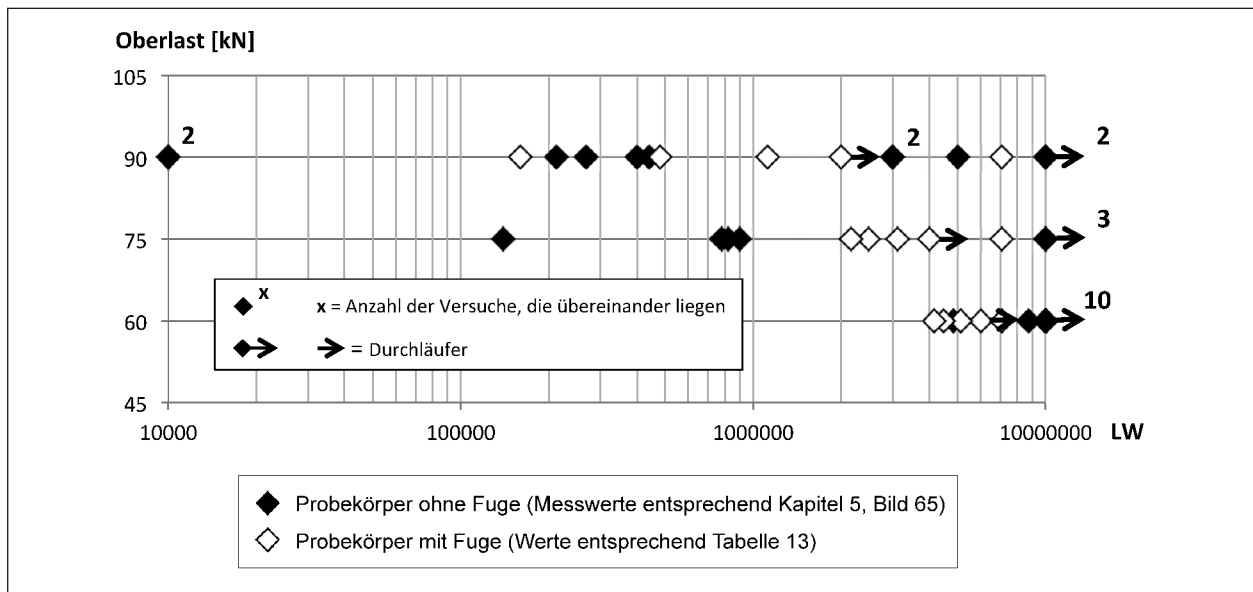


Bild 80: Wöhler-Diagramm

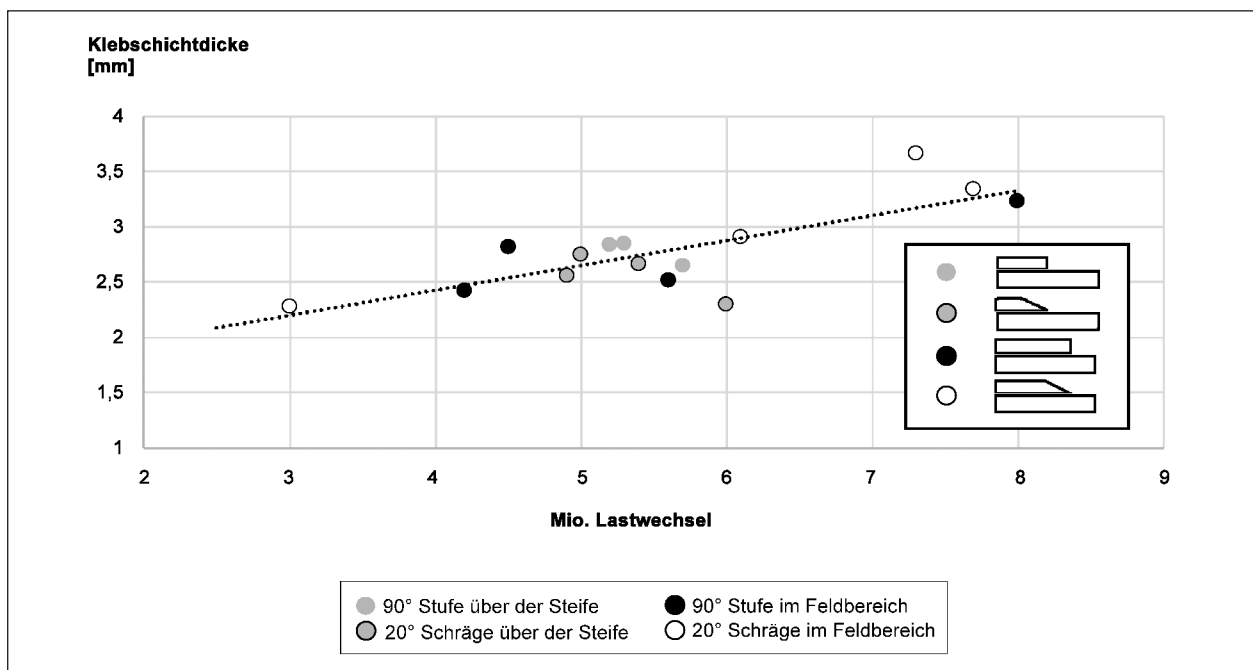


Bild 81: Probekörper mit Randabschluss: erreichte Lastwechselzahl in Relation zur Klebschichtdicke

Probekörper mit 20° Schräge schneiden somit geringfügig besser ab.

Die Probekörper mit Randabschluss im Feldbereich zeigen eine deutlich größere Streubreite bei den Lastwechselzahlen als die Probekörper mit Randabschluss über der Steife.

Probekörper KD-023 erreicht nicht nur die geringste Lastwechselzahl ($2,98 \times 10^6$) sondern weist gleichzeitig auch die geringste Klebschichtdicke auf

(2,28 mm). Probekörper, die eine hohe Lastwechselzahl erreichen, verfügen über eine vergleichsweise große Klebschichtdicke ($> 3,0$ mm). Insgesamt betrachtet ist eine Relation zwischen den erreichten Lastwechselzahlen und den Klebschichtdicken erkennbar (Bild 81). Mit der Klebschichtdicke nehmen tendenziell auch die erreichten Lastwechselzahlen zu. Eine entsprechende Betrachtung der einzelnen Varianten ist aufgrund der jeweils geringen Anzahl an Probekörpern nicht aussagekräftig.

6.4.4 Klebschichtdicken

Die Ermittlung der Klebschichtdicken erfolgte bei jedem Probekörper an gleichmäßig verteilten, definierten Stellen (bei den Probekörpern FS und FF an 12 Stellen, bei den Probekörpern RS an 6 Stellen und bei den Probekörpern RF an 8 Stellen). Die einzelnen Schichtdicken wurden nach der Trennung der Probekörper mit dem Schichtdickenmessgerät MINITEST 4000 sowohl auf dem Grundblech als auch korrespondierend auf dem Verstärkungsblech gemessen. Aus der Summe der jeweils korrespondierenden Werte ergeben sich schließlich die einzelnen Klebschichtdicken. Die jeweils so ermittelten Werte können dem Anhang A4 entnommen werden.

Die mittlere Klebschichtdicke beträgt 2,9 mm. 75 % der gemessenen Klebschichtdicken liegen zwischen 2,5 mm und 3,4 mm (Bild 82). Bei drei Probekörpern liegt die Klebschichtdicke unter 2,5 mm (KD-011, KD-020, KD-023). Probekörper KD-023 hat mit 2,28 mm die geringste Klebschichtdicke und ist gleichzeitig der einzige Probekörper, der weniger als 4×10^6 Lastwechsel erreicht.

6.4.5 Fehlstellen

Zur Ermittlung der Fehlstellen wurden die nicht verklebten Flächen auf den Blechen farblich markiert und fotografiert. Die genaue Bestimmung der Flächen erfolgte mit dem Programm AutoCAD. Um Randeinflüsse (wie z. B. durch das An- und Absetzen des Zahnspachtels) weitgehend auszuschließen, wurde hierbei der äußere Rand von 10 mm nicht berücksichtigt. Der prozentuale Anteil der Fehlstellen reicht von 1,6 % (KD018) bis 8,2 % (KD005) und beträgt im Mittel 4,8 %. Damit liegt der Fehlstellenanteil für alle Probekörper unter 10 % (Bild 83). Auch im Vergleich der beiden Varianten liegen die mittleren Werte nahe beieinander. Bei den Probekörpern mit Fuge beträgt der Anteil 5,7 %, bei den Probekörpern mit Randabschluss 4,4 %.

6.4.6 Bruchflächen

Das Trennen der geklebten Bleche erfolgte manuell mithilfe von Hammer und Meißel. Dies gilt auch für diejenigen Probekörper, die den Versuch nicht schadlos überstanden haben. Trotz der anhand erhöhter Durchbiegungen nachgewiesenen partiellen Schädigung in der Klebschicht bleibt eine nicht unerhebliche Verbindung bestehen.

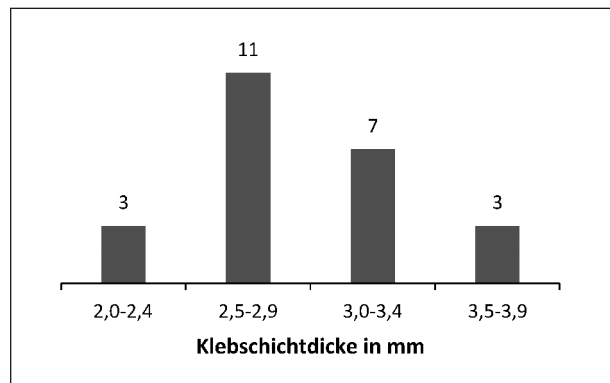


Bild 82: Klassifizierung der Klebschichtdicke und Anzahl der Probekörper

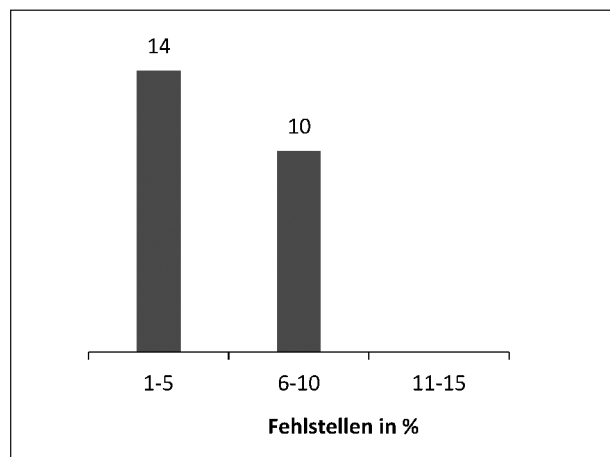


Bild 83: Anzahl der Probekörper gegenüber dem Anteil der Fehlstellen

Bei der Begutachtung der Bruchflächen lässt sich nahezu ausschließlich Kohäsionsversagen feststellen. Wenngleich die Bruchflächen häufig sehr nahe an einem der Bleche liegen, haftet an dessen Oberfläche in der Regel eine dünne Schicht des Klebstoffs. Probekörper, die den Versuch nicht schadlos überstanden haben, zeigen meist ein stufenartiges Bruchbild (Ausnahmen KD-021, KD-022), während bei den beiden Durchläufern ebene, durchgehende Bruchflächen dominieren (KD-001, KD-017). Auch zwei der Probekörper, die gemäß Kapitel 6.4.1 keine Berücksichtigung bei der Auswertung finden, weisen jeweils eine weitgehend ebene Bruchfläche auf (KD-014, KD-015).

Bei 15 der 18 Probekörper mit stufenartigem Bruchbild befindet sich jeweils eine Stufe im nahezu gleichen Bereich entlang der Schichtdicken-Messstellen Nr. 5 und Nr. 6 bzw. spiegelsymmetrisch entlang der Schichtdicken-Messstellen Nr. 7 und Nr. 8 (Bild 84). Die Ursache liegt vermutlich an Schädigungen

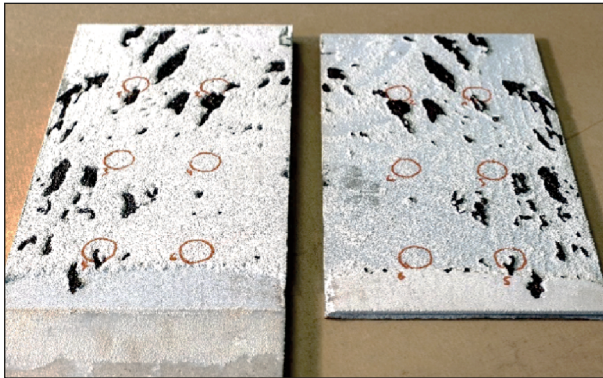


Bild 84: Bruchbild: Stufe in den Klebschichtresten entlang der Schichtdicken-Messstellen Nr. 5 und Nr. 6 (KD-005)

in der Klebschicht bedingt durch den Verlauf der Schubspannungen, was im Rahmen der vorliegenden Arbeit jedoch nicht weiter untersucht wird.

6.5 Bewertung der Ergebnisse

6.5.1 Allgemein

Die Bewertung erfolgt, so weit wie möglich, im Vergleich mit den in Kapitel 5 beschriebenen Ergebnissen aus den Versuchen mit vollflächig aufgeklebten Blechen.

Bei den ermittelten Klebschichtdicken ist eine gute Übereinstimmung festzustellen. Bei den Probekörpern mit Fugen und Randabschluss beträgt die mittlere Klebschichtdicke 2,9 mm, bei den Probekörpern mit vollflächig aufgeklebten Blechen 3,2 mm. In beiden Fällen liegen 75 % der gemessenen Klebschichtdicken zwischen 2,5 und 3,4 mm. Bei den ermittelten Fehlstellen schneiden die Probekörper mit Fugen und Randabschluss besser ab. Hier liegt der mittlere Fehlstellenanteil bei sehr guten 4,8 %, während er bei den Probekörpern mit vollflächig aufgeklebten Blechen 13,1 % beträgt. Diese deutliche Reduzierung des Anteils der Fehlstellen ist auf Lerneffekte und die daraus resultierende bessere Ausführungsqualität zurückzuführen. Daher wird für zukünftige Pilotprojekte empfohlen, im Vorfeld der eigentlichen Verstärkung Probeflächen anzulegen.

Bei den Bruchflächen ist eine gute Übereinstimmung festzustellen. Sowohl bei den Probekörpern mit Fugen und Randabschluss als auch bei den Probekörpern mit vollflächig aufgeklebten Blechen liegt nahezu ausschließlich Kohäsionsversagen vor. In beiden Fällen zeigen die Probekörper, die den Versuch nicht schadlos überstanden haben,

meist ein stufenartiges Bruchbild, während bei den Durchläufern ebene Bruchflächen überwiegen.

Im Hinblick auf Durchbiegungen und Lastwechselzahlen werden die Probekörper mit Fugen und die Probekörper mit Randabschluss unabhängig voneinander betrachtet.

6.5.2 Probekörper mit Fuge

Aufgrund der begrenzten Anzahl an auswertbaren Messwerten zu den Probekörpern mit Fuge (4 Probekörper, siehe Kapitel 6.4.1), beruht die folgende Bewertung auf einer entsprechend eingeschränkten Datenbasis. Dennoch lassen sich eindeutige Trends erkennen, die ggf. anhand ergänzender Versuche verifiziert werden können.

Sämtliche ausgewertete Probekörper mit Fuge erreichen eine Anzahl von über 6×10^6 Lastwechsel (haben also die Laststufe 75 kN schadenfrei überstanden) und liegen somit in einer ähnlichen Größenordnung wie die Probekörper mit vollflächig aufgeklebten Blechen. Dies gilt in gleicher Weise für die ermittelten Durchbiegungen. Signifikante Unterschiede hinsichtlich der Position der Fuge sind nicht erkennbar. Eine Fuge über der Steife ist demzufolge nicht kritischer zu bewerten als eine Fuge zwischen den Steifen. Allerdings sei an dieser Stelle nochmals auf die eingeschränkte Datengrundlage hingewiesen.

Zusammenfassend betrachtet ergeben sich bei den Probekörpern mit Fugen keine signifikant schlechteren Versuchsergebnisse als bei den Probekörpern mit vollflächig aufgeklebten Blechen. Folglich scheinen Fugen keine ausgeprägten Schwachstellen darzustellen. Zudem treten in der Praxis ohnehin geringere Beanspruchungen auf als im Versuch, sofern eine versetzte Anordnung der Fugen erfolgt (Bild 50).

6.5.3 Probekörper mit Randabschluss

Bei den Probekörpern mit Randabschluss ist ein direkter Vergleich gegenüber den Probekörpern mit vollflächig aufgeklebten Blechen ohne Stufe/Schräge nicht zielführend. Da die Bleche lediglich partiell verstärkt sind, werden tendenziell größere Durchbiegungen und daraus resultierend etwas niedrigere Lastwechselzahlen erreicht.

Innerhalb der Versuchsreihe lässt sich weder bei der Position noch bei der Form des Randabschlus-

ses ein signifikanter Einfluss auf die erreichten Lastwechselzahlen erkennen. Die in Kapitel 6.2.3 postulierten möglichen Unterschiede liegen in einer vernachlässigbaren Größenordnung. Hinsichtlich der Dauerfestigkeit unterliegen die verschiedenen Ausführungsvarianten somit keinerlei Einschränkungen. Die Auswahl kann projektbezogen, ggf. unter Berücksichtigung des vorgesehenen Abdichtungssystems, vorgenommen werden.

Die Durchbiegungen auf der unverstärkten Seite sind deutlich größer als auf der verstärkten Seite. Im Mittel liegen die Werte über denen, die sich bei den Probekörpern mit Fugen ergeben.

Zusammenfassend betrachtet scheinen Randabschlüsse keine ausgeprägten Schwachstellen darzustellen. Die größeren Durchbiegungen und etwas niedrigeren Lastwechselzahlen gegenüber den Probekörpern mit Fugen sind eine Folge der lediglich partiellen Verstärkung der Bleche. Bei einer fahstreifenweisen Verstärkung des Deckblechs kann die Lage der freien Randschlüsse also ohne Berücksichtigung der Position der Längssteifen erfolgen, was den Einbau vereinfacht und Fehleranfälligkeit verringert.

6.6 Schlussfolgerungen

Im Rahmen des Projekts konnte gezeigt werden, dass die Dauerfestigkeit der Klebverbindung weder durch Fugen noch durch Randabschlüsse in kritischer Weise beeinträchtigt wird.

Signifikanten Unterschiede hinsichtlich der Position von Fuge bzw. freiem Randabschluss wurden nicht festgestellt. Folglich ist es unerheblich, ob sie über oder zwischen den Anschlüssen der Steifen angeordnet werden. Auch beim Vergleich der zwei verschiedenen Arten des Randabschlusses (90° Stufe und 20° Schräge) wurde kein ausgeprägter Unterschied festgestellt. Die schräge Ausführung scheint einen lediglich geringfügigen Mehrwert zu haben, sodass der damit verbundene Aufwand in der Bau Praxis entfallen kann.

Die enge Spanne der festgestellten Schichtdicken und die geringe Anzahl an Fehlstellen zeigt, dass bei einer sorgfältigen Ausführung bei den gewählten Abmessungen der Verstärkungsbleche eine gute Ausführungsqualität realisierbar ist. Die in Kapitel 5.6.1 vorgestellten Grenzwerte für die Abweichungen der Klebschichtdicke können bestätigt werden. Gegenüber dem im gleichen Kapitel vorge-

stellten Grenzwert für den Anteil der Fehlstellen hat sich eine deutliche Verringerung ergeben, sodass hierfür nun ein neuer Wert von 10 % empfohlen werden kann.

Für die Praxis ergeben sich zwei wesentliche Vorteile:

- Die Verstärkungsbleche können in einer handhabbaren Größe im Fliesenlegerverfahren eingebaut werden
- Die Verstärkung lässt sich ggfs. auf einzelne Fahstreifen beschränken (mit entsprechender Zeit- und Kostenersparnis)

7 Empfehlungen und Ausblick

7.1 Empfehlungen

Auf Grundlage der erzielten Ergebnisse ist die grundsätzliche Anwendbarkeit der Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen labortechnisch nachgewiesen. Für erste Pilotanwendungen in der Praxis (z. B. im Zuge der Erneuerung des Fahrbahnbelags einer Kanalbrücke) werden folgende wesentliche Parameter empfohlen:

Verstärkungsblech

- Dicke Verstärkungsblech: 6 mm (Kapitel 3)
- Größe Verstärkungsblech: etwa 900 mm x 300 mm (Kapitel 4)
- Oberflächenvorbereitung: Strahlen, Oberflächenvorbereitungsgrad Sa 2½ (Kapitel 4)

Klebstoff (Kapitel 4)

- Art: 2-Komponenten-Epoxidharz, zugelassen für die Bauteilverstärkung mit Stahllamellen
- Besondere Anforderung: Beständigkeit gegen Hitzebeanspruchung beim Gussasphalteinbau

Applikation

- beidseitig mit 5mm-Dreiecks-Zahnspachtel (Kapitel 4 + 5 + 6)
- mittlere Klebschichtdicke: 3 mm; Toleranz $\pm 20\%$ (Kapitel 4 + 5 + 6)

- Fehlstellenanteil $\leq 10\%$, (Kapitel 5 + 6)
- Position Fugen: keine Einschränkungen (Kapitel 6)
- Position Randabschluss: keine Einschränkungen (Kapitel 6)
- Art Randabschluss: 90° Stufe (Kapitel 6), ggf. 20° Schräge, je nach Dichtungssystem

Projektspezifische Abweichungen müssen ggfs. entsprechend nachgewiesen werden.

Vor Freigabe für die Ausführung konkreter Baumaßnahmen sollte jeweils eine Verfahrensprüfung unter projektspezifischen Rahmenbedingungen incl. Kontrollprüfungen erfolgen, um nachzuweisen, dass die vorgegebenen Anforderungen erfüllt werden. Die Verfahrensprüfung dient der Qualitätssicherung sowie zur Vorbereitung der Arbeiten auf der Brücke.

Die „Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ ergänzt die Palette der Erhaltungsmaßnahmen für Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden. Anders als bei Verfahren, die aufgrund des Aufwandes und der Kosten erst ab einer Restlebensdauer von über 20 Jahren wirtschaftlich sinnvoll sind, eignet sich das Aufkleben von Stahlblechen insbesondere auch für Bauwerke, die in absehbarer Zeit ersetzt werden müssen, wobei zwischen der Entscheidung für einen Ersatzneubau und der Verkehrsfreigabe aufgrund der Fristen für Entwurf, Planfeststellung und Bau auch über 10 Jahre vergehen können. In dieser Phase stellt die Sicherstellung eines uneingeschränkten Betriebs der Brücke häufig eine besondere Herausforderung dar. Die „Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ bietet hier einen vielversprechenden Lösungsansatz bei überschaubarem Aufwand.

7.2 Ausblick

Der Erhaltung von Stahlbrücken wird in der nächsten Dekade – und vermutlich auch darüber hinaus – eine hohe Bedeutung zukommen. Das vorgestellte Verfahren der „Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ stellt eine sinnvolle Ergänzung der bereits erprobten Erhaltungsmaßnahmen dar. Der Vorteil liegt insbesondere im vergleichsweise geringen Aufwand bei zeitlich befristeten Einsätzen, z. B. bis ein Ersatzneubau fertiggestellt ist. Neben der Verstär-

kung und dem Ersatzneubau einzelner Objekte besteht jedoch auch auf folgenden Ebenen Entwicklungspotenzial:

- Bauwerksmonitoring
- Verkürzung der Planungs- und Genehmigungszeiträume
- Koordinierung auf Netzebene

8 Zusammenfassung

Einleitung

Ein Großteil der heute vorhandenen Stahlbrücken wurde in den 1960er Jahren errichtet, als man der Problematik der Materialermüdung noch nicht den notwendigen Stellenwert eingeräumt hatte. Seit Ende der 1990er Jahre ist bei diesen Bauwerken eine stetige Zunahme von Schäden zu verzeichnen, die durch eine zu geringe Ermüdungsfestigkeit einzelner Konstruktionsdetails in Kombination mit erhöhten Beanspruchungen durch den zunehmenden Schwerverkehr verursacht werden. Da Ersatzneubaumaßnahmen sowohl mit hohen Kosten als auch mit langwierigen Genehmigungsverfahren verbunden sind, gilt es, den Bestand der vorhandenen Bauwerke nachhaltig zu sichern. In der Vergangenheit durchgeführte Reparaturen, die sich meist nur auf das Nachschweißen der schadhaften Stellen beschränkt hatten, erwiesen sich im Rückblick oft als kostspielige Maßnahmen, die in etlichen Fällen nicht zu dem erhofften dauerhaften Erfolg führten.

Um auch bei weiter ansteigenden Ermüdungsbeanspruchungen eine hinreichende Restlebensdauer sicherzustellen, werden wirksame Konzepte und neue Lösungen für die Erhaltung von Stahlbrücken erforderlich.

Ziel

Mit dem Lösungsansatz „Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ soll eine Reduzierung der Durchbiegungen und damit der Spannungen an den Schweißnähten erreicht werden. Die beabsichtigte Wirkung lässt sich jedoch nur erzielen, wenn es gelingt, eine vollflächige, kraftschlüssige und dauerhafte Verbindung zwischen dem vorhandenen Deckblech und den Verstärkungsblechen herzustellen.

len. Während klassische Fügeverfahren wie Nieten, Schrauben oder Schweißen hierfür nur bedingt geeignet sind, lässt sich mit dem „Kleben“ eine gleichmäßige Spannungs- bzw. Kraftverteilung über die gesamte Klebfläche erreichen.

Die Abwicklung erfolgte in vier aufeinander bezogenen Projekten:

- Numerische Untersuchungen
- Klebtechnologie
- Dauerfestigkeitsuntersuchungen
- Fugen- und Randausbildung

Das Ziel war es, den klebtechnischen Prozess auf die speziellen Rahmenbedingungen abzustimmen, die bei der Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten bestehen.

Numerische Untersuchungen

Im Rahmen des Projekts „Numerische Untersuchungen“ wurden die Auswirkungen einer Verstärkung des Deckblechs von 12 mm auf 18 mm und auf 24 mm an dem Beispiel der orthotropen Fahrbahnplatte der stählernen Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp numerisch untersucht. Die Modellierung der Belastung entspricht dem Ermüdungslastmodell 3 des Eurocodes 1. Für vier unterschiedliche Lastfälle wurden die örtlichen Durchbiegungen des Deckblechs zwischen den Kelchblechen, die Vergleichsspannungen im Deckblech und die Vergleichsspannungen in der Schweißnaht zwischen Kelchblech und Deckblech bestimmt. Die erzielten Ergebnisse zeigen, dass die örtlichen Durchbiegungen und Spannungen der Fahrbahnplatte sowie die Spannungen in der Schweißnaht zwischen dem Deckblech und den in Richtung der Fahrstreifen verlaufenden aussteifenden Blechen entscheidend vermindert werden können.

Damit ist der rechnerische Nachweis erbracht, dass die Verstärkung des Deckblechs mit aufgeklebten Blechen eine zielführende Maßnahme ist, die orthotropen Platten bestehender Stahlbrücken nachhaltig instand zu setzen, um Risse im Fahrbahnbelag, im Deckblech und in der untersuchten Schweißnaht zu vermindern. Voraussetzung für eine Anwendung in der Praxis ist, dass der Verbund zwischen der bestehenden Fahrbahnplatte und dem verstärkenden Blech den dynamischen Belastungen aus dem Schwerverkehr standhält.

Klebtechnologie

Das vorrangige Ziel des Projekts „Klebtechnologie“ war es, den klebtechnischen Prozess auf die speziellen Rahmenbedingungen abzustimmen, die bei der Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten vorherrschen. Sowohl Klebstoff und Applikationsverfahren als auch die aufzuklebenden Bleche müssen im Hinblick auf einen erfolgreichen Praxis-einsatz bestimmte Anforderungen erfüllen. Diese Anforderungen wurden definiert, geeignete Produkte bzw. Verfahren ausgewählt, ein Versuchsprogramm erarbeitet und die entsprechenden Klebversuche durchgeführt. Im Rahmen des Projekts wurden 24 Probekörper mit den Abmessungen 1000 mm x 500 mm x 18 mm mit Verstärkungsblechen in unterschiedlichen Abmessungen hergestellt. Die Klebungen erfolgten mit Epoxidharz-Klebstoffen, die für die Bauteilverstärkung mit Stahllamellen zugelassen sind. Die Probekörper unterscheiden sich durch die jeweilige Kombination der Bleche, Klebstoffe und Applikationsverfahren.

Um die Klebflächen beurteilen und bewerten zu können, wurden die hergestellten Klebverbindungen nach einer ausreichend langen Aushärtezeit wieder getrennt. Anhand von Gegenüberstellung und Vergleichsbetrachtungen konnten Rückschlüsse und Empfehlungen für die Praxis abgeleitet werden. Das Hauptaugenmerk richtete sich dabei auf die Einflüsse von Blechgröße, Klebstoff und Applikationsverfahren auf die erzielten Klebschichtdicken, deren Gleichmäßigkeit und den Anteil an Fehlstellen.

Zur Ermittlung der optimalen Blechgröße wurden bei den Versuchen Bleche unterschiedlicher Länge und Breite verwendet. Aufgrund des relativ geringen Anteils an Fehlstellen auch bei den größeren Blechen sind für den späteren Praxiseinsatz Verstärkungsbleche mit Abmessungen von etwa 900 mm x 300 mm zu empfehlen. Für potenzielle Klebstoffe wurden Anforderungen in Bezug auf den Gebrauchszustand und die Verarbeitbarkeit definiert. Die verwendeten Klebstoffe haben sich als tauglich erwiesen und kamen auch im Rahmen der Folgeprojekte zur Anwendung. Durch die Applikation des Klebstoffs mit unterschiedlichen Zahnspachteln wurden sowohl die Klebschichtdicke als auch der Anteil der Fehlstellen maßgeblich beeinflusst. Die besten Ergebnisse wurden bei der Verwendung eines 5mm-Dreiecks-Zahnspachtels bei beidseitigem Auftrag erzielt.

Die erarbeiteten Randbedingungen und Vorgaben für Bleche, Klebstoffe und Applikationsverfahren stellen eine optimierte Lösung für den klebtechnischen Prozess bei der Deckblechverstärkung durch Aufkleben von Stahlblechen dar. Die gewonnenen Ergebnisse bilden eine wesentliche Grundlage für die Durchführung der Folgeprojekte.

Dauerfestigkeitsuntersuchungen

Ziel der „Dauerfestigkeitsuntersuchungen“ war es, sowohl die Existenz einer technologischen Dauerfestigkeit der für die Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten optimierten Klebverbindungen nachzuweisen als auch zu zeigen, dass das Niveau dieser Dauerfestigkeit ausreicht, um den Beanspruchungen infolge des Straßenverkehrs nachhaltig zu widerstehen.

Für eine Beurteilung der Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche sind Vergleichswerte aus den tatsächlich auftretenden Beanspruchungen infolge des Straßenverkehrs von orthotropen Fahrbahnplatten erforderlich. Um die maßgeblichen Werte zu ermitteln, wurden unterschiedliche Ansätze verfolgt:

- Schlussfolgerungen aus einem praxisgerechten Belastungskollektiv, das aus Durchbiegungsmessungen an orthotropen Fahrbahnplatten im Rahmen eines BAST-Projektes ermittelt wurde
- Gegenüberstellung unterschiedlicher Lastmodelle aus den gültigen Bemessungsvorschriften (DIN-EN 1991-2)
- Betrachtung der aktuellen Entwicklung bei den Achslasten und bei den Lkw-Reifen

Im Rahmen der Dauerfestigkeitsuntersuchungen wurden 35 Probekörper in 5-Punkt-Biegeversuchen an einer Hydropulsanlage getestet. Aus den aufgezeichneten Messwerten lassen sich die Durchbiegungen darstellen und die kritischen Lastwechselzahlen in Abhängigkeit von dem jeweils aufbrachten Lastniveau ermitteln. Für die weitere Versuchsauswertung wurden die geklebten Bleche getrennt und die tatsächlichen Klebschichtdicken sowie der Anteil der Fehlstellen (d. h. die nicht verklebten Flächen) ermittelt.

Anhand der gemessenen Durchbiegungen wird das große Potenzial der Verstärkung durch Aufkleben von Stahlblechen deutlich. Aufgrund der großen Spannweite bei den erreichten Lastwechselzahlen

wurde darauf verzichtet, aus diesen Werten eine Wöhler-Kurve zu generieren.

Größere Abweichungen der Klebschichtdicke innerhalb eines Probekörpers scheinen sich negativ auf die Dauerfestigkeit der Klebverbindung auszuwirken. Das gleiche gilt für Probekörper mit einem hohen Anteil an Fehlstellen. Die erzielten Ergebnisse zeigen jedoch auch, dass es bei der Verwendung hinreichend ebener Bleche möglich sein sollte, die Abweichungen zu beschränken und die Fehlstellen zu minimieren.

Unter der Voraussetzung der vorgenannten Ausführungsqualität erreichen sämtliche bei einer Oberlast von 60 kN getesteten Probekörper eine Anzahl von 10^7 Lastwechseln schadlos. Die Versuchsergebnisse liegen somit selbst gegenüber dem extremen, theoretischen Lastfall des (statischen) Lastmodells 1 (55,5 kN) auf der sicheren Seite. Gegenüber den maximalen praxisrelevanten Werten (44 kN) für die dynamischen Ermüdungsbeanspruchungen beträgt der Abstand 16 kN bzw. 36 %. Dabei sei darauf hingewiesen, dass bereits durch die gewählte Versuchsanordnung – Lasteinleitung als Linienlast anstatt einer Flächenlast und die Belastungsfrequenz von 5 Hz, um die Prüfdauer zu minimieren – konservative Ergebnisse erzielt werden.

Anhand der Untersuchungen wurde erwiesen, dass sich mit dem Fügeverfahren Kleben dauerfeste Verbindungen herstellen lassen. Die erzielten Ergebnisse zeigen, dass auf orthotrope Fahrbahnplatten geklebte Stahlbleche über das Potenzial verfügen, die Entstehung von Kategorie-1-Schäden deutlich zu reduzieren. Zur Gewährleistung der entsprechenden Ausführungsqualität werden Grenzwerte für den Anteil der Fehlstellen sowie für die Abweichungen der Klebschichtdicke empfohlen.

Damit ist die grundsätzliche Anwendbarkeit der Variante „Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen“ nachgewiesen.

Fugen- und Randausbildung

Gegenüber den bei den durchgeführten Dauerfestigkeitsuntersuchungen verwendeten Probekörpern sind in der Praxis Unstetigkeitsstellen in Form von Fugen und Randabschlüssen vorhanden, die eine gesonderte Untersuchung und Bewertung erforderlich machen. Zu diesem Zweck werden verschiedene Varianten konzipiert, um deren Tauglichkeit an-

hand praxisnaher Dauer-Schwell-Biege-Versuche nachzuweisen. Diese unterscheiden sich in der Position der Fugen bzw. der Randabschlüsse sowie in der Form der Randabschlüsse.

Im Rahmen des Projekts wurden 24 Probekörper (je Variante 4 Probekörper) hergestellt und in 5-Punkt-Biegeversuchen getestet. Mittels der aufgezeichneten Messwerte lassen sich die Durchbiegungen darstellen und die kritischen Laststufen und Lastwechselzahlen ermitteln. Für die weitere Versuchsauswertung wurden die geklebten Bleche getrennt und die tatsächlichen Klebschichtdicken sowie der Anteil der Fehlstellen (d. h. die nicht verklebten Flächen) ermittelt.

Die erzielten Ergebnisse zeigen, dass lediglich geringfügige Unterschiede zwischen den vergleichbaren Varianten bestehen. Die bei den Probekörpern mit Fugen ermittelten Durchbiegungen liegen in der gleichen Größenordnung wie die Durchbiegungen, die sich bei den Probekörpern ohne Fugen ergeben haben. Auch die erreichten Lastwechselzahlen liegen in einem sehr ähnlichen Bereich wie die bei den fugenlosen Probekörpern im Rahmen der Dauerfestigkeitsuntersuchungen ermittelten Werte. Bei den Probekörpern mit Randabschluss werden infolge der lediglich partiellen Verstärkung tendenziell größere Durchbiegungen gemessen und etwas niedrigere Lastwechselzahlen erreicht. Weder bei der Position noch bei der Form des Randabschlusses lässt sich ein signifikanter Einfluss auf die erreichten Lastwechselzahlen erkennen.

Zusammenfassend betrachtet konnte gezeigt werden, dass die Dauerfestigkeit der Klebverbindung weder durch Fugen noch durch Randabschlüsse in kritischer Weise beeinträchtigt wird. Für die Position von Fugen und Randabschluss ergeben sich keine Einschränkungen. Der Randabschluss kann ggfs. mit einer 90° Stufe erfolgen und muss nicht zwingend abgeschrägt werden. Daraus ergeben sich zwei wesentliche Vorteile für die Praxis:

- Die Verstärkungsbleche können in einer praxistauglichen, handhabbaren Größe im Fliesenlegerverfahren eingebaut werden
- Die Verstärkung lässt sich ggfs. auf einzelne Fahrstreifen beschränken (mit entsprechender Zeit- und Kostenersparnis)

Fazit

Mit den erzielten Ergebnissen ist die Anwendbarkeit der Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen labortechnisch nachgewiesen. Wesentliche Grundlagen und Empfehlungen für erste Pilotanwendungen stehen zur Verfügung.

Literatur

- [1] ASB-ING:2013-10, Anweisung Straßeninformationsbank Teilsystem Bauwerksdaten
- [2] Bundesverkehrswegeplan 2030:2016, BMVI, Berlin
- [3] FRIEDRICH, H.: Stahlbrücken in Deutschland – Zustand und Erhaltung; Konferenzveröffentlichung; Fachgespräch Stahlbrückenbau; September 2017; <https://www.bast.de>
- [4] SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GEßLER, A.; STEINAUER, B.; SCHARNIGG, K.: Nachhaltige Instandsetzung und Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems; BAST Schriftenreihe B; Heft B 76; Fachverlag NW, 2010
- [5] SEEMANN, E.: Die Haseltalbrücke im Zuge der BAB A3, Frankfurt – Nürnberg; Konferenzveröffentlichung; Expertengespräch Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten; Oktober 2005; <https://www.bast.de>
- [6] PASCHEN, M.; HENSEN, W.; HAMME, M.: Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp – ein Zwischenbericht (Teil 1); Stahlbau 86 (2017), Heft 7, S. 603-618; Ernst & Sohn
- [7] PASCHEN, M.; HENSEN, W.; HAMME, M.: Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp – ein Zwischenbericht (Teil 2); Stahlbau 86 (2017), Heft 12, S. 1113-1119 Ernst & Sohn
- [8] DIN 1072:1952-06 Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen (zurückgezogen)
- [9] DIN-Fachbericht 101:2003-03 Einwirkungen auf Brücken
- [10] DIN EN 1991-2:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010
- [11] BUSCHMEYER, W.; RODER C.; HAARDT, P.; GUSIA, P.J.: Zum Verstärken von Betonbrücken der Bundesfernstraßen Bauingenieur Band 84; April 2009; Springer VDI Verlag
- [12] 7. Änderungs-Verordnung zur Überführung des Lang-Lkw in den streckenbezogenen Regelbetrieb nach Auslaufen des Feldversuchs; 27.12.2016; BMVI
- [13] Intelligente Brücke <http://www.intelligentebruecke.de>
- [14] DIN 1076:1999-11, Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung
- [15] ARS Nr. 09/2020; Sachgebiet 05.8: Brücken- und Ingenieurbau; Einführung des Traglastindex; Übergabe der Daten an die Bundesanstalt für Straßenwesen; Bonn 30.03.2020; BMVI
- [16] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie); Ausgabe 05/2011; BMVI; <https://www.bast.de>
- [17] FIEDLER, E.: Die Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatte in Deutschland; Stahlbau, 78. Jahrgang; August 2009; Ernst & Sohn
- [18] DIN-EN 1993-2:2006, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken
- [19] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Kunstbauten (ZTV-K); Ausgabe 76
- [20] PELIKAN, W.; ESSLINGER, M.: Die Stahlfahrbahn – Berechnung und Konstruktion; MAN – Forschungsheft Nr. 7; 1957
- [21] DIN 18809:1987-09, Stählerne Straßen- und Wegbrücken – Bemessung, Konstruktion, Herstellung
- [22] RI-ERH-ING:2020-12, Richtlinien für die Erhaltung für Ingenieurbauten – RPE-ING: Richtlinie für die strategischen Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken; <https://www.bast.de>
- [23] MARZAHN, G.: Richtlinie für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken; Bauingenieur; Band 85; Mai 2010
- [24] KÜHN, B.; LUKIC, M.; NUSSBAUMER, A.; GÜNTHER, H.-P.; HELMERICH, R.; HERION, S.; KOLSTEIN, M.H.; WALBRIDGE, S.; ANDROIC, B.; DIJLSTRA, O.; BUCAK, Ö.: Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining

- Fatigue Life; JRC Scientific and Technical Reports; February 2008
- [25] GEISLER, K.; KROHN, S.: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung; BAST Schriftenreihe B; Heft B 123; Fachverlag NW, 2016
- [26] NEUMANN, W.; BRAUNER, A.: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke; BAST Schriftenreihe B; Heft B 144; Verkehrsblatt Verlag, 2018
- [27] Merkblatt DVS 1709:2008, Instandsetzung und Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten; DVS, Ausschuss für Technik, Arbeitsgruppe "Schweißen im Bauwesen"; DVS Verlag GmbH, Düsseldorf
- [28] UMMENHOFER, T.; HERION, S.; RACK, S.; WEICH, I.; TELLJOHANN, G.; DANNEMEYER, S.; STROHBACH, H.; ESLAMI-CHALANDAR H.; KERN, A. K.; PINKERNELL, D.; SMIDA, M.; RAHLF, U.; SENK, B.: REFRESH – Lebensdauererlängerung bestehender und neuer geschweißter Stahlkonstruktionen; Forschung für die Praxis D 761; FOSTA -Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.; Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH.; Düsseldorf, 2010
- [29] UMMENHOFER, T.; WEICH, I.: REFRESH – Lebensdauererlängerung bestehender und neuer geschweißter Stahlkonstruktionen; Stahlbau 75 (2006), Heft 7; Ernst & Sohn
- [30] STRANGHÖNER, N.; LORENZ, C.; FRIEDRICH, H. : Verstärkungsmaßnahmen für orthotrope Fahrbahnplatten mit Kategorie-1-Schäden; Stahlbau 86 (2017), Heft 7; Ernst & Sohn
- [31] MINTEN, J.; SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.; FELDMANN, M.; GESSLER, A.; SPS – Ein neues Verfahren zur Instandsetzung und Ertüchtigung von stählernen orthotropen Fahrbahnplatten; Stahlbau 76 (2007), Heft 7; Ernst & Sohn
- [32] MATUSCHEK, J.; STIHL, T.; BILD, S.: Verstärkung der orthotropen Stahlfahrbahn der Schönwasserparkbrücke mittels Stahl-Elastomer-Sandwich (SPS); Stahlbau 76 (2007), Heft 7; Ernst & Sohn
- [33] GESELLA, H.; SCHWARZ, W.; DIDIER, G.: Planung und Ausschreibung der Ertüchtigung der Brücke Grande-Duchesse Charlott in Luxemburg mit neusten Technologien; Stahlbau 82 (2016), Heft 4; Ernst & Sohn
- [34] MAIER, D.; WÜRFEL, T.; KATZIG, W.; SCHERRER, M.: Ertüchtigung der Rheinbrücke Maxau – Teil 1; Stahlbau 89 (2020), Heft 2; Ernst & Sohn
- [35] MAIER, D.; WÜRFEL, T.; KATZIG, W.; SCHERRER, M.: Ertüchtigung der Rheinbrücke Maxau – Teil 2; Stahlbau 89 (2020), Heft 3; Ernst & Sohn
- [36] STRANGHÖNER, N.; LORENZ, C.; RAAKE, V.; STRAUBE, E.; KNAUFF, M.: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden; BAST Schriftenreihe B; Heft B 136; Fachverlag NW, 2017; <https://www.bast.de>
- [37] KUHLMANN, U.; HUBMANN, M.: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden; BAST Schriftenreihe B; Heft B 127; Fachverlag NW, 2016; <https://www.bast.de>
- [38] UNGERMANN, D.; BRUNE, B.; GIESE, P.: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden; BAST Schriftenreihe B; Heft B 128; Fachverlag NW, 2016; <https://www.bast.de>
- [39] RI-ERH-ING:2007-12, Richtlinien für die Erhaltung für Ingenieurbauten – RI-WI-BRÜ: Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken; <https://www.bast.de>
- [40] PETERS, N.; FRIEDRICH, H.: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen – Computer Simulation; Schlussbericht zum Projekt AP 03 227/B2; Bundesanstalt für Straßenwesen; Bergisch Gladbach 2004; unveröffentlicht
- [41] FRIEDRICH, H.; EILERS, M.; QUAAS, B.; STAECK, M.: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen – Optimierung der Klebertechnologie; Schlussbericht zum Projekt AP 03 226/B2; Bundesanstalt für Straßenwesen; Bergisch Gladbach 2005; unveröffentlicht
- [42] FRIEDRICH, H.; EILERS, M.; QUAAS, B.; STAECK, M.: Verstärkung des Deckblechs

- orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen – Dauerfestigkeitsuntersuchungen; Schlussbericht zum Projekt F1100.2214000; Bundesanstalt für Straßenwesen; Bergisch Gladbach 2017; unveröffentlicht
- [43] FRIEDRICH, H.: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen – Fugen- und Randausbildung; Schlussbericht zum Projekt F1100.2217004; Bundesanstalt für Straßenwesen; Bergisch Gladbach 2021; unveröffentlicht
- [44] PROF. SEDLACEK & Partner: Sonderuntersuchung der Fahrbahnplatte der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp, Mai 1994
- [45] ANSYS, Version 7.1, Oktober 2003
- [46] MÜLLER, G.; GROTH, C. Groth: FEM für Praktiker, Band 1: Grundlagen; expert verlag; 6. Auflage 2001
- [47] BRANDENBURG, A.: Kleben metallischer Werkstoffe; Fachbuchreihe Schweißtechnik Band 144; Düsseldorf
- [48] BROCKMANN, W.: Das Kleben von Stahl; Stahl Informationszentrum; Merkblatt 382; 5. Auflage 1998
- [49] KLEINERT, H.: Neues in der Schweißtechnik 2002; 3 Klebtechnik; Schweißen und Schneiden 55 Heft 7;
- [50] EILERS, M.; QUAAS, B.; STAECK, M.: Ersatz der thermischen Belastungsprüfung mit Silikonöl; Bundesanstalt für Straßenwesen; Bergisch Gladbach 2005; unveröffentlicht
- [51] NAGEL, C.; BREDE, M.: Auslegung von strukturellen FVK-Metall-Klebverbindungen für Windenergieanlagen; Beitrag im Tagungsband: Gemeinsame Forschung in der Klebtechnik 2003; DVS-Berichte Band 222; 18. und 19. Februar 2003; Düsseldorf
- [52] EILERS, M.; RITTER, W.: Reaktionsharzgebundene Dünnbeläge auf Stahl; Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen; Heft B20; Bergisch Gladbach März 1998; Wirtschaftsverlag NW
- [53] TP-BEL-ST:2010, Technische Prüfvorschriften für die Prüfung der Dichtungssysteme für Brückenbeläge auf Stahl; FGSV Verlag GmbH, Köln
- [54] TP-RHD-ST:1999, Technische Prüfvorschriften für die Prüfung der reaktionsharzgebundenen Dünnbeläge auf Stahl; FGSV Verlag GmbH, Köln
- [55] Stellungnahme der BAST B2f-BKI/S 1101/02: Vorschlag eines Forschungsthemas – Sanierbarkeit und Verstärkungsmöglichkeiten orthotroper Fahrbahnplatten; Bergisch Gladbach, 10.12.2002
- [56] ZTV-ING 7-4:2010, Brückenbeläge auf Stahl mit einem Dichtungssystem; FGSV Verlag GmbH, Köln

Bilder

- Bild 1: Häufigkeitsverteilung der Brückenflächen in Bundesfernstraßen nach Bauweisen (Stand: 01.03.2021)
- Bild 2: Aufbau einer orthotropen Fahrbahnplatte: 1 Deckblech, 2 Hauptträger, 3 Querträger, 4 Längssteife
- Bild 3: Verteilung der Zustandsnoten in Abhängigkeit von der Altersstruktur (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand: 01.03.2021)
- Bild 4: Orthotrope Fahrbahnplatte: Heutige Standardbauweise und Gefährdungsbereiche der Kategorien 1 bis 3 [4]
- Bild 5: Gefährdungskategorie 1: Anschlüsse im Deckblech [4]
- Bild 6: Gefährdungskategorie 2: Anschlüsse im Längssystem [4]
- Bild 7: Gefährdungskategorie 3: Anschlüsse im Quersystem [4]
- Bild 8: Entwicklung und Prognose des Straßengüterverkehrs in Deutschland (Stand 2020)
- Bild 9: Bemessungslasten für Brücken
- Bild 10: Qualitative Entwicklung der Lastmodelle (Querschnittsbreite 12 m)
- Bild 11: Brückenklasse-Baujahr (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand 01.03.2021)

- Bild 12: Brückenklasse (Stahlbrückenfläche in %) in rot, die entfernt werden (oben), neuer Querschnitt mit verstärkenden Bauteilen in grün (unten) [38]
- Bild 13: Radaufstandsflächen im Vergleich [mm]
- Bild 14: Substanzkennzahl-Baujahr (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand 01.03.2021)
- Bild 15: Substanzkennzahl (Stahlbrückenfläche in %)
- Bild 16: Traglastindex-Baujahr (Stahlbrückenfläche in Tsd. m²; Stand 01.03.2021)
- Bild 17: Traglastindex (Stahlbrückenfläche in %)
- Bild 18: Konstruktive Ausbildung geschlossener Längssteifen (zeitliche Entwicklung) [17]
- Bild 19: Konstruktive Ausbildung geschlossener Längssteifen
- Bild 20: Konstruktive Ausbildung der Verbindungsnahat zwischen Längssteife und Deckblech [4]
- Bild 21: Übersicht der Begriffssystematik der Bauwerkserhaltung gemäß RI-ERH-ING → RPE-ING [22]
- Bild 22: Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit durch hochfrequente Nachbehandlungsverfahren [29]
- Bild 23: Verstärkung durch SPS: 12 mm Stahldeckblech (1); 30 mm Polyurethan (2); 6 mm Verstärkungsblech (3); Asphaltbelag (4)
- Bild 24: Verstärkung durch hochfesten Beton mit Stahlfasern: 12 mm Stahldeckblech (1); mit Bauxit abgestreutes Epoxidharz (2); 60 mm hochfester Beton (3); Reaktionsharzgebundener Dünnbelag (4)
- Bild 25: Verstärkung durch aufgeklebte Bleche: 12 mm Stahldeckblech (1); 3 mm Epoxidharz (2); 6 mm Verstärkungsblech (3); 80 mm Asphaltbelag (4)
- Bild 26: HANV-Probekörper
- Bild 27: Verstärkung des Anschlusses der Längssteifen an den Querträger: erst in der Forschung (a), dann in der Praxis (b)
- Bild 28: Erfolg versprechende Instandsetzungsmaßnahme bei Kategorie-3-Schäden: ursprünglicher Querschnitt mit Verbänden
- Bild 29: Querschnitt der Brücke Duisburg-Neuenkamp
- Bild 30: Abmessungen des FE-Modells [mm]
- Bild 31: Blechdicken
- Bild 32: Randbedingungen
- Bild 33: Ermüdungslastmodell 3
- Bild 34: Lastfall 1: Vorderachse steht bei $y_R = 14.200$ mm
- Bild 35: Lastfall 2: Vorderachse steht bei $y_R = 14.724$ mm
- Bild 36: Lastfall 3: Vorderachse steht bei $y_R = 15.000$ mm
- Bild 37: Lastfall 4: zweite Achse steht bei $y_R = 14.400$ mm
- Bild 38: Vergleich der örtlichen Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Deckblechdicke
- Bild 39: Vergleich der Vergleichsspannungen im Deckblech in Abhängigkeit von der Deckblechdicke
- Bild 40: Vergleich der Vergleichsspannungen in der Schweißnaht in Abhängigkeit von der Deckblechdicke
- Bild 41: Struktur zweikomponentiger Epoxidharzklebstoffe [47]
- Bild 42: Zahnpachtel (4 mm, 5 mm, 6 mm, 8 mm)
- Bild 43: Saugheber
- Bild 44: Kraft-Verformungs-Diagramm
- Bild 45: Probekörper bei der Biegeprüfung
- Bild 46: Beidseitige parallele Applikation des Klebstoffs
- Bild 47: Abmessungen und Anordnung der Verstärkungsbleche [Maße in mm]
- Bild 48: Alphabetische Kennzeichnung der Bleche (hier: Probekörper mit 5 Verstärkungsblechen)

- Bild 49: Typische Fehlstellen infolge einer zu geringen Klebschichtdicke bei einem leicht gekrümmten Blech
- Bild 50: Mögliche Größe und Anordnung der Verstärkungsbleche [mm]
- Bild 51: Relation zwischen Klebschichtdicke und Anteil an Fehlstellen
- Bild 52: Schematische Bruchfläche
- Bild 53: Wöhlerschaubild (Überlebenswahrscheinlichkeit PÜ)
- Bild 54: Belastungskollektiv (Durchbiegungskollektiv)
- Bild 55: Lastverteilung bei einer orthotropen Fahrbahnplatte mit Belag bezogen auf die Fläche des Probekörpers
- Bild 56: Herstellung der Probekörper
- Bild 57: Hydropulsanlage
- Bild 58: Versuchsanordnung
- Bild 59: Versuchsanordnung (Prinzipskizze)
- Bild 60: Wegaufnehmer auf der Belastungsrolle links vorne
- Bild 61: Verlauf der Durchbiegungen (Probekörper D051)
- Bild 62: Durchbiegungen bei 60 kN Oberlast
- Bild 63: Durchbiegungen bei 75 kN Oberlast
- Bild 64: Durchbiegungen bei 90 kN Oberlast
- Bild 65: Wöhler-Diagramm
- Bild 66: Klassifizierung der Klebschichtdicke und Anzahl der Probekörper
- Bild 67: Verteilung der Probekörper gegenüber dem Anteil der Fehlstellen
- Bild 68: Stufenartiges Bruchbild (D060)
- Bild 69: Fugen und freie Randabschlüsse (Prinzipskizze): a) Fuge im Bereich der Schweißnaht b) Fuge im Bereich zwischen den Schweißnähten c) freier Randabschluss im Bereich der Schweißnaht d) freier Randabschluss im Bereich zwischen den Schweißnähten
- Bild 70: Freier Randabschluss: oben: 20° Schräge; unten: 90° Stufe
- Bild 71: Aufbau des Fahrbahnbelags auf Stahl
- Bild 72: Restspalte werden mit Grundierungsmaterial gefüllt (Prinzipskizze)
- Bild 73: Versuchsaufbau an der Prüfanlage des Instituts für Metall- und Leichtbau der Universität Duisburg-Essen
- Bild 74: Steigerung des Lastniveaus alle 2 Mio. Lastwechsel
- Bild 75: Verlauf der Durchbiegungen in mm (Probekörper KD-004 mit Fuge)
- Bild 76: Durchbiegungen bei 60 kN
- Bild 77: Durchbiegungen bei 75 kN
- Bild 78: Durchbiegungen bei 90 kN
- Bild 79: Verlauf der Durchbiegungen in mm (Probekörper KD-005 mit Stufe)
- Bild 80: Wöhler-Diagramm
- Bild 81: Probekörper mit Randabschluss: erreichte Lastwechselzahl in Relation zur Klebschichtdicke
- Bild 82: Klassifizierung der Klebschichtdicke und Anzahl der Probekörper
- Bild 83: Anzahl der Probekörper gegenüber dem Anteil der Fehlstellen
- Bild 84: Bruchbild: Stufe in den Klebschichtresten entlang der Schichtdicken-Messstellen Nr. 5 und Nr. 6 (KD-005)

Tabellen

- Tab. 1: Brückenfläche und Klassifizierung bestehender Stahlbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen
- Tab. 2: Brückenfläche und Klassifizierung bestehender Stahlbrücken im Zuge von Bundesfernstraßen
- Tab. 3: Bewertungsmatrix zur Beurteilung der Defizitgefährdung bei Brücken in Stahlbauweise (Auszug) [17]

- Tab. 4: Bei den Klebversuchen verwendete Bleche
- Tab. 5: Klebstoffe A und B (Herstellerangaben)
- Tab. 6: Probekörper – Kombination von Blechen, Klebstoffen und Applikationsverfahren
- Tab. 7: Mittlere Klebschichtdicken und Fehlstellen (Durchschnittswerte)
- Tab. 8: Resultierende Belastung der Probekörper infolge unterschiedlicher Reifengeometrien (angenommene Achslast 120 kN)
- Tab. 9: Anzahl der durchgeführten Versuche
- Tab. 10: Zusammenstellung der Versuchsdaten
- Tab. 11: Probekörper – Varianten und Anzahl
- Tab. 12: Zusammenstellung der Versuchsdaten
- Tab. 13: Lastwechselzahlen [Mio] für das Lastkollektiv (zugeordnet entsprechend der Einstufenkollektive)

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2019

B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2020

B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden

Paschen, Dürer, Gronau, Rentmeister
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Maurer, Bettin
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke

Keßler, Gehlen € 16,00

B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 151: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken

Ralbovsky, Prammer, Lachinger, Vorwagner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 152: Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens

Kuhlmann, Stempniewski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 153: Kanalbrücke Berkenthin mit temperierter Fahrbahn – Pilotprojekt

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski € 15,00

B 154: Korrosionsschutz von Brückenseilen – Wickelverfahren mit Korrosionsschutzbändern

Friedrich € 9,00

B 155: Innovativer und nachhaltiger Ersatzneubau von Betonbrücken

Wirker, Donner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 156: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Monitoringmaßnahmen – Entwicklung eines Konzepts für die Analyse von Nutzen und Kosten

Schubert, Faber, Betz, Straub, Niemeier, Ziegler, Walther, Majka
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 157: 9. BAST-Tunnelsymposium – Tagungsband

€ 16,00

B 158: Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge der Erneuerung des Brückenbelags

Friedrich, Eilers, Quaas, Robrecht, Schamne, Staack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 159: Lebenszyklusmanagement für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur – Entwicklung eines verkehrsträgerübergreifenden, indikatorgestützten Systems

Lebhardt, Seiler, Gerdes € 15,50

2021

B 160: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke – Datenerfassungsstrategien und Datenanalyse für intelligente Kalottenlager

Butz
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 161: Lagerwege von Brücken

Butz, Mack, Krawtschuk, Maldonado
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 162: Druckgurtanschluss in Hohlkastenbrücken – Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Tragfähigkeit

Müller
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 163: Dauerüberwachung von Bestandsbrücken – Quantifizierung von Zuverlässigkeit und Nutzen

Hindersmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 164: Intelligente Bauwerke – Verfahren zur Auswertung, Verifizierung und Aufbereitung von Messdaten

Kleinert, Sawo
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 165: Reaktions- und Wiederherstellungsprozess für die Straßeninfrastruktur nach disruptiven Ereignissen

Deublein, Roth, Bruns, Zulauf
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 166: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Verfügbarkeit und Sicherheit von Elementen der Straßeninfrastruktur bei außergewöhnlichen Ereignissen

Finger, Stolz, Fischer, Hasenstein, Rinder
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 167: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Polyurethan

Staeck, Eilers € 15,50

B 168: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Messtechnische Erfassung von Verkehrsdaten auf der Basis von instrumentierten Fahrbahnübergängen

Rill
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 169: Entwicklung von Bemessungshilfen für bestehende Stahlbetonkragarme auf Basis nichtlinearer Berechnungen

Neumann, Brauer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 170: Feuerverzinken als dauerhafter Korrosionsschutz für Stahlverbundbrücken – Praxisbericht zum Pilotprojekt

Ansorge, Franz, Düren-Rost, Friedrich, Huckshold, Lebelt, Rademacher, Ungermann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 171: Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076 – Unterstützung durch (halb-) automatisierte Bildauswertung durch UAV (Unmanned Aerial Vehicles – Unbemannte Fluggeräte)
Morgenthal, Rodehorst, Hallermann, Debus, Benz
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 172: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken – Erfassung von Spannungszuständen in Spannbetonversuchsträgern mit Ultraschallsensoren
Niederleithinger, Werner, Galindo, Casares, Bertschat, Mierschke, Wang, Wiggenhauser
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 173: Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in Tunnelinnenschalen aus Stahlbeton
Rudolph, Orgass, Schneider, Lorenz, Reichel, Schmidt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2022

B 174: Kunststoffabdichtungen unter Brückenbelägen
Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 175: Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk)
Purtak, Möbius
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 176: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Asphalt in geringen Abmessungen – Belagsdehnfugen
Staeck € 15,00

B 177: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Synchronisation von Sensorik und automatisierte Auswertung von Messdaten
Freundt, Böning, Fischer, Lau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 178: Intelligente Brücke – Reallabor Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn
Windmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 179: Erarbeitung eines vereinfachten Nachweisformats für die Erdbebenbemessung von Brückenbauwerken in Deutschland
Bauer, Gündel, Ries, Karius, Honerboom, Haug
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 180: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen – Einzelgabionen mit Steinfüllung
Schreck, Decker, Wawrzyniak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 181: Querkraftbemessung von Brückenfahrbahnplatten
Maurer, Wentzek, Hegger, Adam, Rombach, Harter, Zilch, Tecusan
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 182: Building Information Modeling (BIM) im Brückenbau
Seitner, Probst, Borrmann, Vilgertshofer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 183: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln – Überprüfung der Annahmen und Parameter für Risikoanalysen
Kohl, Kammerer, Heger, Mayer, Brennerberger, Zulauf, Locher € 18,00

B 184: Methodik und Prototyp für eine optimierte Planung von Ertüchtigung und/oder Ersatz wichtiger Brücken
Kindl, Stadler, Walther, Borrmann, Freitag
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 185: Bauwerksprüfung mittels 3D-Bauwerksmodellen und erweiterter/virtueller Realität
Hill, Bahlau, Butenhof, Degener, Klein, Kukushkin, Riedlinger, Oppermann, Lambracht, Mertens
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2023

B 186: Integration der Handlungsanweisungen Spannungsrisikokorrosion und Koppelfugen in die Nachrechnungsrichtlinie
Zilch, Kriechbaum, Maurer, Heinrich, Weiher, Runtemund
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 187: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen
Friedrich € 18,00

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.