

Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 127

The logo consists of the word "bast" in a bold, lowercase, green sans-serif font with a white outline. The letters are slightly shadowed to give a 3D effect. The logo is positioned in the bottom right corner of the page.

Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

von

Ulrike Kuhlmann
Michael Hubmann

Institut für Konstruktion und Entwurf
Stahl-, Holz- und Verbundbau
Universität Stuttgart

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 127

bast

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

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

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

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

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, 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 Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.474/2009/CRB:
Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Schäden in Form von Rissen im Bereich von Anschlüssen im Längssystem (Kategorie-2-Schäden)

Fachbetreuung:
Heinz Friedrich

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

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
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 978-3-95606-242-1

Bergisch Gladbach, März 2016

Kurzfassung – Abstract

Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden

Dieser Beitrag gibt einen Überblick über Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Schäden im Bereich von Anschlüssen im Längssystem orthotroper Stahlbrücken, im speziellen bei Längssteifen aus Y-Profilen. Basierend auf Literatur und Recherche, u. a. in Unterlagen über vorhandene Schäden an orthotropen Stahlfahrbahnen, wurden im Projekt Ermüdungsrisse, die an existierenden Stahlbrücken mit Y-Profilen beobachtet wurden, zusammengestellt und kategorisiert. Eine Reihe der im Rahmen des Projektes ausgewerteten Erfahrungsberichte zeigte, dass rein schweißtechnische Instandsetzungen auf Dauer nicht erfolgreich waren. Deshalb wurden für die detaillierten Untersuchungen nur Maßnahmen mit mechanischen Verbindungsmitteln vorgesehen. Die an Y-Profilen entwickelten Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen wurden experimentell untersucht. Insgesamt wurden 20 Ermüdungsversuche an Bauteilen durchgeführt. Die originalen Prüfkörper wurden entsprechend den Fertigungsplänen bestehender Brücken hergestellt. Nach den Ermüdungsversuchen wurden die Prüfkörper repariert und unter den gleichen Randbedingungen erneut geschwungen.

Bei der ersten Versuchsreihe wurde eine Verstärkung mit Seitenwinkel und Lasche vorgesehen, bei denen die Winkel im geschlossenen Teil der Y-Profile mit Blindnieten befestigt waren. Die Blindnieten zeigten kein Versagen und erst bei deutlich höherer Schwingzahl als im Originalzustand ging z. T. von der künstlichen Risspitze ein neuer Riss aus. Bei der zweiten Versuchsreihe mit Stegverstärkung konnten nach der gleichen maximalen Schwingzahl, die im Originalzustand zu Rissen geführt hatte, keine Risse dokumentiert werden. In der 3. Versuchsreihe, die im Bereich des 1/2 I-Profils mit einer Zusatzlasche repariert worden war, weil dort der Riss und nicht im Fensterstoß aufgetreten war, ging nach Verstärkung mit Zusatzlasche bei geringerer Schwingzahl als im Originalzustand ein Riss vom künstlichen Ermüdungsrisse bzw. vom Bohrloch der angeschraubten Lasche aus.

Bei der Auswertung wurden mithilfe eines numerischen Modells die Ermüdungsversuche mit entsprechenden Kerbfällen des Eurocode verglichen,

um die Wirksamkeit der Maßnahmen zu bewerten. Insgesamt konnte das Vorhaben mit diesen Ergebnissen erfolgreich beendet werden. In weiterführenden Untersuchungen sollten vor allem die versuchstechnischen Untersuchungen systematisch ergänzt werden.

Reinforcing steel bridges with category-2-damages

This contribution gives an overview over maintenance methods of orthotropic steel bridge decks, especially considering longitudinal Y-stiffeners. Based on literature study and research, i. a. on documents of existing fatigue cracks at orthotropic steel bridge decks, fatigue cracks observed at existing bridges with Y-stiffeners were summarized and categorized. Within this research project a lot of evaluated reports proved that a pure maintenance with welding was not successful on a permanent basis. Therefore, only maintenance methods with mechanical fasteners were used for the detailed investigations. The maintenance methods for Y-stiffeners were investigated experimentally. A total of 20 large scale fatigue tests were realized. The original test specimens have been fabricated according to construction plans of existing bridges. After testing, these test specimens were repaired and tested again under the same loading condition.

In the first test series, reinforcement with side angles and straps was tested, whereby the angles were fixed to the closed Y-stiffeners by blind rivets. The blind rivets didn't fail during the tests. The repaired test specimens only failed after a higher amount of applied load cycles than the original ones, with fatigue cracks partially starting from the artificial crack tip. The second test series with a reinforcement of the crossbeam web reached the same amount of load cycles than the original test series, without showing any fatigue cracks. The 3rd test series was repaired with an additional strap at the 1/2 I-profile, since the butt weld of the 1/2 I-profile failed and not the welded splice joint of the side plates. This repaired test series reached less load cycles than the original test series, with fatigue

cracks starting from the artificial crack tip and also from the drilled hole of the screwed strap. The evaluation based on a numerical model compared the fatigue tests with corresponding detail categories from Eurocode, in order to estimate the effectiveness of the maintenance methods. On the whole, the research project with its results could be finalized successfully. In continuative research projects especially the experimental investigations should be complemented systematically.

Summary

Reinforcing steel bridges with category-2-damages

Abstract

This paper gives an overview on rehabilitation and retrofitting of orthotropic steel bridge decks, especially considering longitudinal Y-stiffeners. Based on literature and research, among others in documents on existing damages of orthotropic steel bridges made available by the bridge authorities fatigue cracks observed at existing bridges were documented together with the original shop drawings of these construction details. Furthermore, existing repairing methods for cracks on longitudinal stiffeners have been summarized. Promising innovative maintenance methods were identified and fatigue tests on these details and their repairing methods (only with mechanical fasteners) were realized. Thereby, the construction detail in the original condition and the construction detail in the repaired condition were tested and compared to each other, in order to estimate the effectiveness of the maintenance measure.

Keywords: Longitudinal Y-stiffener, orthotropic steel bridge, fatigue, maintenance.

1 Introduction

Orthotropic steel highway bridges were built since the 1950s and some of these bridges are still in use today. Typically, orthotropic steel bridge decks consist of a deck plate, longitudinal stiffeners, crossbeams and main girders, Fig. 1. Originally, a fatigue assessment of orthotropic steel road

bridges was officially not necessary in Germany, in contrast to railway bridges and was also not required by code rules. The unexpected and rapid increase of freight traffic in the last years has led to many fatigue cracks primarily at welded joints due to the cyclic traffic load.

Depending on the position of the cracks they are categorized in: category 1 cracks in the deck plate, category 2 cracks in the longitudinal stiffeners, category 3 cracks in transverse girders etc. In addition the cracks of category 2 can be differentiated further into: Category 2a, 2b und 2c, Fig. 1, right. For maintenance, these cracks are generally ground out and welded again, but sometimes not with the desired result. Within this research project financed by The German Federal Highway Research Institute (BAST) innovative solutions for the maintenance of Category 2 cracks had been evaluated.

2 Typical fatigue details

From 1957 until 1976 around 25 steel bridges with Y-stiffeners were built in Germany (NATHER [60], S. 45) (WEITZ [79], S. 91) (FIEDLER [33], S. 567) and some of these are still in use. In accordance with the classification of Category 2 cracks for trapezoidal stiffeners (SEDLACEK & PASCHEN [73]) (FRIEDRICH & QUAAS [36]), the following differentiation for Y-stiffeners is done:

- 2a* fatigue cracks starting from the welded splice joint of side plates with steel plate backing,
- 2b* fatigue cracks starting from welded joint of fitting longitudinal stiffeners with fillet or butt weld,
- 2c* fatigue cracks starting from the cut-out resp. cope hole in crossbeam webs.

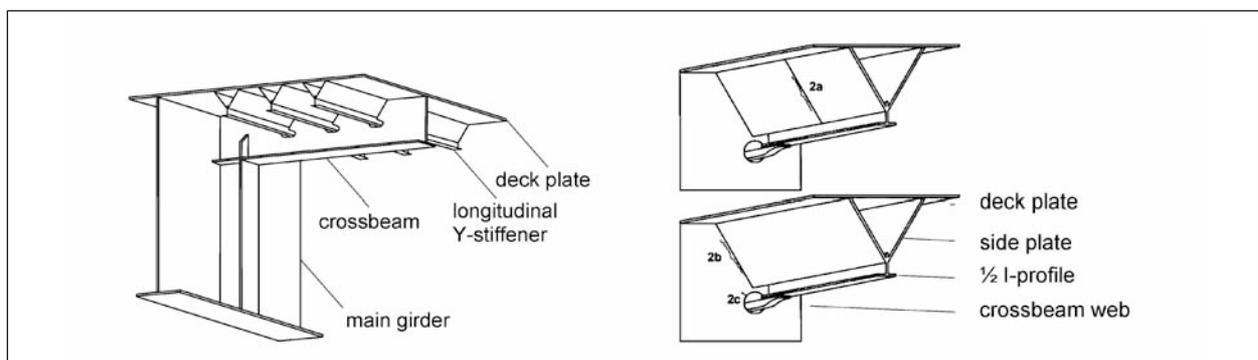


Fig. 1: Orthotropic steel highway bridge deck with Y-stiffeners (left), Location of possible fatigue cracks of Category 2 (right)

The exemplary photos in Fig. 2 have been extracted from bridge reports, which were generously made available by different German Road Authorities or extracted from recognized literature concerning the topic (KOLSTEIN [55]).

3 Common maintenance

In the following, some common maintenance methods are explained, which could be observed at bridges: Fig. 3 a) – Cracked welds are removed by autogenous/carbon electrode cutting or mechanical grinding. With nondestructive testing methods like magnetic particle, dye penetration or eddy current testing, the complete removal of the crack can be ensured before welding a new weld. Fig. 3 b) – As an urgent measure, the sharp edge of a crack tip may be removed by drilling a hole. The crack tip can be detected by the above mentioned

nondestructive testing methods and for the location of the hole an additional length in the crack direction should be applied. Fig. 3 c) – Also a combination of the first and second mentioned maintenance method may be applied: Drilling a hole, cutting/grinding the old weld, producing a new weld with perhaps a final grinding of the hole after welding. Fig. 3 d) – For Category 2c* fatigue cracks a maintenance method with some additional cover plates, which were fixed by using M24 high strength friction grip bolts (occasionally with injection bolts), was observed.

4 Detailed research

4.1 General

Within the project 20 large scale fatigue tests were realized on two different test setups, Fig. 4. The original test specimens have been fabricated

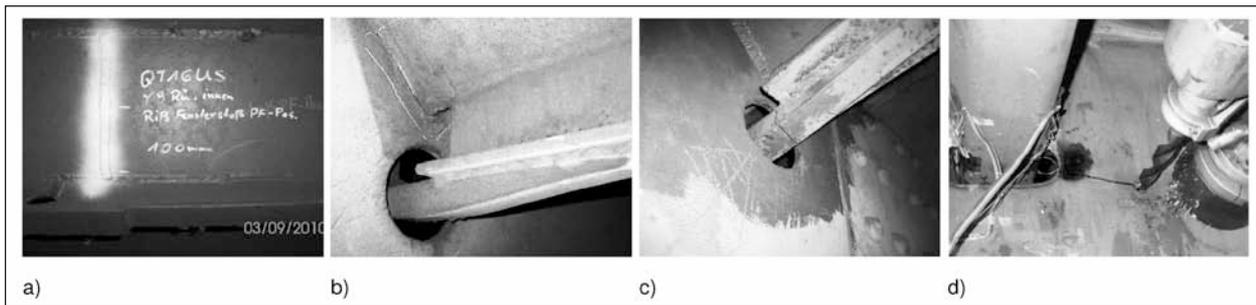


Fig. 2: Typical Category 2 fatigue cracks: a) splice joint [84], b) side plate (HANSWILLE & PIEL [44], S. 10), c) strap (HANSWILLE & PIEL [45], S. 10), d) cut-out in the crossbeam web (KOLSTEIN [55], S. 221)

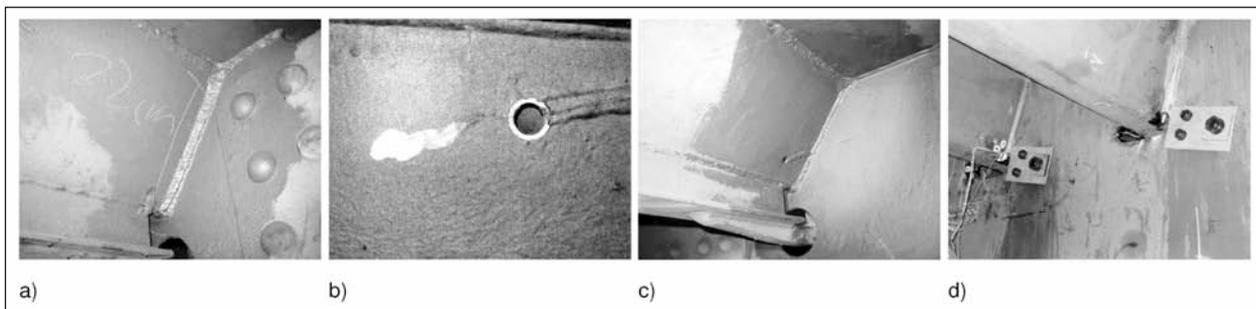


Fig. 3: Common maintenance methods: a) welding (HANSWILLE & PIEL [44], S. 12), b) drilling a hole at crack tip (SEDLACEK [70], S. 7), c) welding and drilling (HANSWILLE & PIEL [44], S. 8), d) cover plates (KOLSTEIN [55], S. 221)

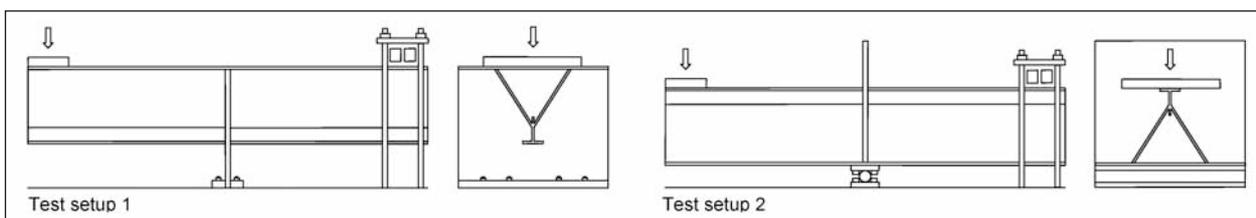


Fig. 4: Schematic illustration of the used test setup at the Materials Testing Institute University of Stuttgart, Germany (MPA)

according to construction plans of existing bridges. After testing, these test specimens were repaired and tested again under the same loading conditions, in order to estimate the effectiveness of the maintenance methods.

4.2 Original test specimens

A schematic illustration of the original test specimen is given in Fig. 5. Different fatigue cracks appeared in the test series which are shown in Fig. 6. In test series A three fatigue cracks could be observed which almost appeared at the same time. Test series B and C only had one fatigue crack. Test series D was not tested as original test specimen, but only in “repaired state”. For monitoring the fatigue tests with about 3 Hz, strain gauges at the side plates were applied and force resp. path of the actuator were recorded.

4.3 Repaired test specimens

A schematic illustration of the repaired test specimens is given in Fig. 7.

For consistent conditions all test specimens received artificial fatigue cracks before applying the maintenance method, Fig. 8. By drilling and mechanical cutting the geometry of test series D-rep was adapted to test series A-rep, Fig. 8 right. The completed maintenance methods are shown in Fig. 9. Fitting bolts were used in all test series, but only the bolts through the crossbeam web in test series A-rep were prestressed. In practice all bolts should be prestressed in order to avoid loosening of bolts (DIN EN 1993-1-8 [11], Sec. 2.6 (1) resp. annotation to 3.4.2 (1)). Blind rivets were used in test series A-rep resp. D-rep for fixing the angles at the closed part of the Y-stiffener. All fatigue cracks, which appeared during testing, are shown in Fig. 10. The blind rivets did not show any failure, but a fatigue crack started from the artificial crack of test series A-rep. Also a crack at the 1/2 I-profile was observed. Also, after the same amount of load cycles as in test series B first cracks appeared, no fatigue cracks could be documented in test series B-rep. In test series C-rep, where an additional strap was positioned at the 1/2 I-profile due to the crack appearing there and not in the “window joint”

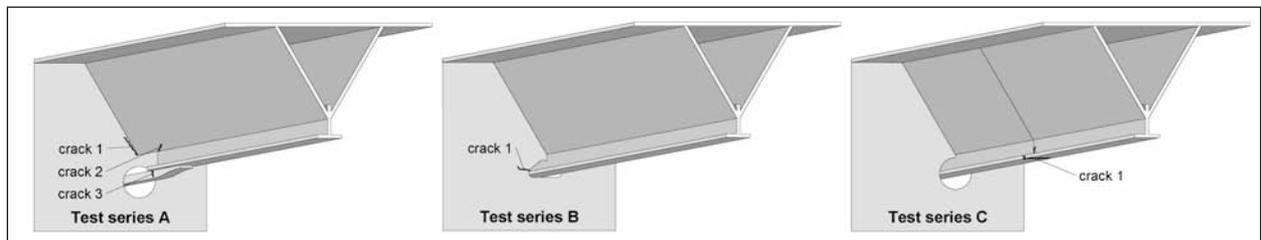


Fig. 5: Schematic illustration of test specimens in original condition (test series D almost identical to test series A)

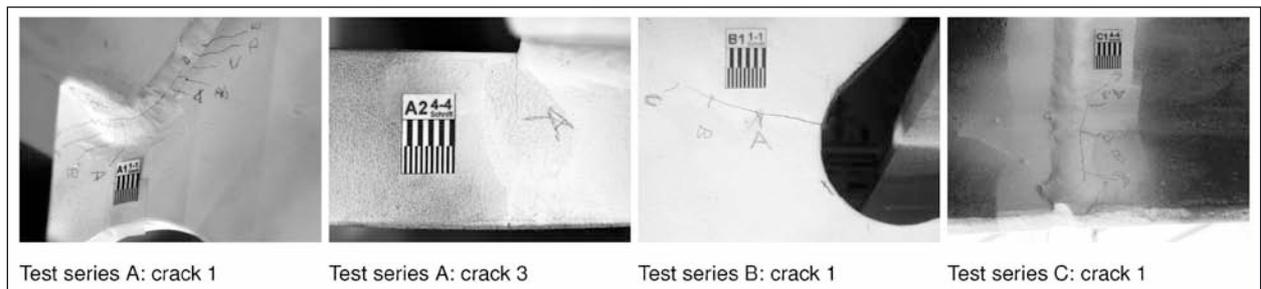


Fig. 6: Illustration of test specimens in original condition after the fatigue tests with corresponding fatigue cracks

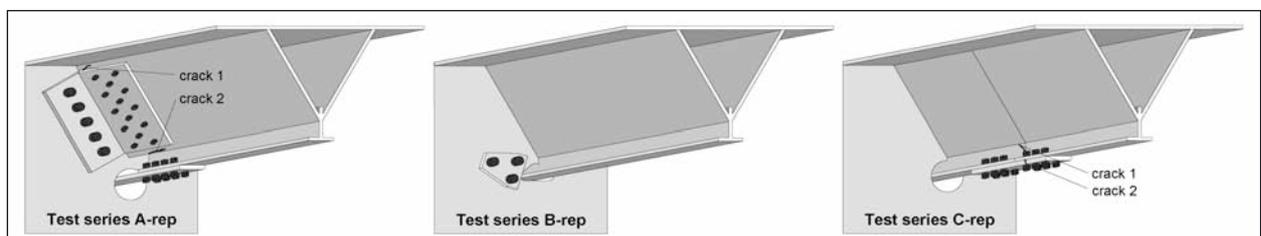


Fig. 7: Schematic illustration of test specimens in repaired condition (test series D-rep almost identical to test series A-rep)

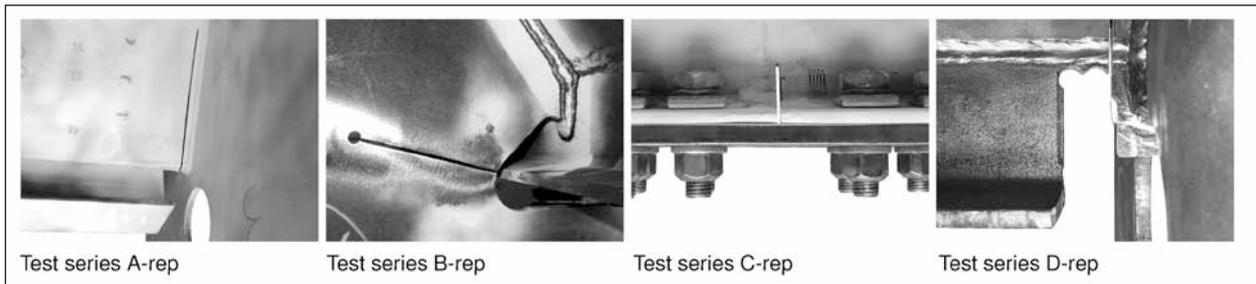


Fig. 8: Illustration of artificial fatigue crack of test specimens for consistent conditions before applying the maintenance method

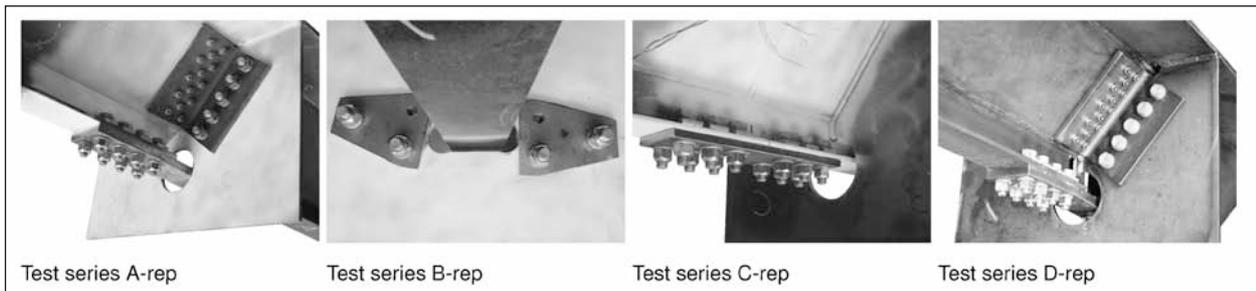


Fig. 9: Illustration of completed maintenance method with mechanical fasteners (fitting bolts resp. blind rivets)

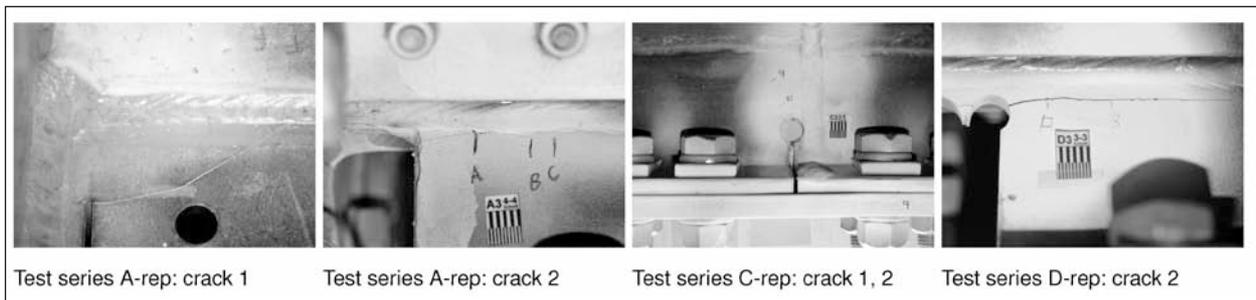


Fig. 10: Illustration of test specimens in repaired condition after the fatigue tests with corresponding fatigue cracks

as expected, a fatigue crack started from the artificial crack and also from the drilled hole of the screwed strap. Test series D-rep showed the same fatigue cracks like A-rep, only with the difference that, crack No. 2 started from a hole and not from a weld notch.

4.4 Evaluation of maintenance

The crucial evaluation criterion is a sufficient fatigue resistance of the maintenance method. Therefore the fatigue test results were recalculated that they could be compared to the fatigue strength curves in the code (DIN EN 1993-1-9 [12]) and a fatigue evaluation of the maintenance measures is possible. Therefore based on the simplified FE model of the numerical calculations the decisive stress ranges were calculated. These assessments were realized for all test series for a given values of $\Delta F = 142$ kN representing the range of the cylinder

force. Corresponding detail categories according to DIN EN 1993-1-9 [12] were defined for the critical details of the test specimens. Based on these detail categories the equivalent load spectra were calculated according to the damage accumulation theory. The recalculated tests results were given together with the S-N curve according to DIN EN 1993-1-9 [12] in a diagram for comparison. Consideration should be given that the relevant fatigue strength values of the code $\Delta\sigma_C$ for 2 million cycles statistically represent the 95%-quantile for the 75 % confidence interval, meaning that the S-N curves of the codes represent a lower strength limit. An example for the procedure is given in Fig. 11.

Altogether it may be summarized that:

A-rep the measure involving the bolted angles and the additional strap had a higher fatigue resistance than the original state A.

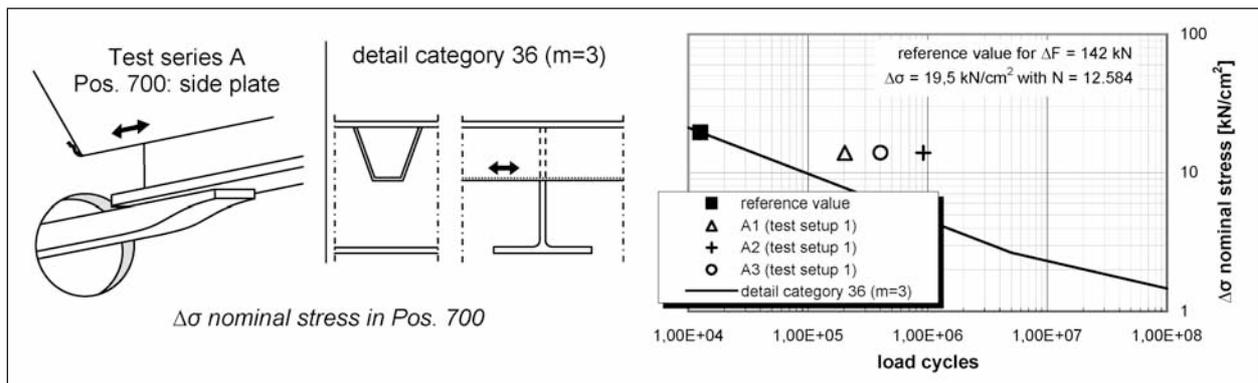


Fig. 11: Fatigue detail "side-plate" of test series A in comparison with a corresponding detail category from (DIN-EN-1993-1-9, 2010)

B-rep the measure involving the web strengthening if the crossbeam had a more or the same fatigue resistance than B.

C-rep the fatigue strength of the strengthening measure with strap lead to a smaller number of cycles than the original state C, but an optimization (thicker strap) is possible.

D-rep confirmed and enlarged the database of Arep.

Furthermore additional evaluation criteria were examined:

Stiffness

The overall stiffness of the original and the repaired test specimens, represented by the path of the cylinder as calculated in the numerical calculations showed almost identical values compared with the cracked test specimens. By additional distance measurements near the blind rivets no loosening could be documented during the fatigue tests. Also measurements of the strain ranges showed the same level as long as no crack occurred.

Corrosion protection

In comparison to maintenance with welding, the existing corrosion protection can remain at the bridge. The mechanical fasteners and the plates resp. angles can be delivered already corrosion protected to the bridge. Only the damage by drilling and applying of the fasteners has to be repaired properly.

Feasibility

All working steps only need machines usually applied at bridges.

Economy

These simple working steps may be applied by qualified steel companies without a high specialization. Furthermore all steps are relative unaffected by environmental conditions. Economic advantages are achieved by the easy feasibility of the measure and the cost savings regarding quality management in comparison to maintenance methods for welding techniques.

Transferability

The results of the research project may easily be transferred to other closed stiffeners like trapezoidal-stiffeners.

5 Summary

Within this paper an overview on the finalized research project dealing with the fatigue resistance of orthotropic steel bridge decks was given. On the basis of existing maintenance methods for longitudinal Y-stiffeners, promising methods were identified and fatigue tests for these details were realized. Thereby, the construction detail in the original condition and the construction detail in the repaired condition were tested and compared to each other, in order to estimate the effectiveness of the maintenance methods. So the project has been successfully finalized with these results. Further investigations should concentrate on systematic experimental testing in order to allow for a generalization.

Finally the authors want to thank the German Federal Highway Research Institute (BAST) for financing and supervising of this project. Also thanks are given to the various German Road

Authorities for supporting the extensive literature research. For sponsoring the fabrication of the specimens the support of the involved companies: Max Bögl from Neumarkt and Heyman from Giessen in Germany is highly appreciated.

Inhalt

1	Einleitung	13	3.2.4 Ermüdungsdetail 2c – Variante R, S	36
1.1	Orthotrope Fahrbahnplatte	13	3.3 Gesammelte Erkenntnisse	37
1.2	Geschichtliche Entwicklung der Bemessung	13	3.3.1 Abbohren der Rissspitze	37
1.3	Forschungsgegenstand	14	3.3.2 Ausnehmung von Kanten	38
2	Typische Ermüdungsdetails	15	3.3.3 Ausschleifen bzw. Ausfugen und erneutes Verschweißen	38
2.1	Längsrippenprofil	15	3.3.4 Schweißen unter Verkehr	39
2.1.1	Geschichtliche Entwicklung	15	3.3.5 Austauschen des Blechs	40
2.1.2	Trapez-Profil	16	3.3.6 Anbringen von Verstärkung	40
2.1.3	Y-Profil	17	3.3.7 Eigenschaften des Materials	40
2.1.4	Anwendungsbeispiele Y-Profil	19	3.4 Zusammenfassung	41
2.2	Rissarten	22	4	Detaillierte Untersuchungen
2.2.1	Trapez-Profil	22	4.1	Allgemeines
2.2.2	Y-Profil	23	4.2	Versuchsprogramm
2.2.3	Beispiele von Schadensfällen – Y-Profil	24	4.3	Versuchsaufbau
2.3	Zusammenfassung	27	4.4	Prüfkörperfertigung
3	Bisherige Instandsetzungen	28	4.4.1	Allgemeines
3.1	Y-Profil	28	4.4.2	Versuchsreihe A
3.1.1	Allgemein	28	4.4.3	Versuchsreihe B
3.1.2	Rhein-Herne Kanal – Varianten A, B, C, D, E, F	28	4.4.4	Versuchsreihe C
3.1.3	Sinntalbrücke der Rhön – Variante G	32	4.4.5	Versuchsreihe D
3.1.4	Rheinbrücke Leverkusen – Variante H	32	4.5	Ermüdungsversuche der originalen Prüfkörper
3.1.5	Brücke Duisburg-Neuenkamp – Variante I, J, K, L, M	33	4.5.1	Allgemeines
3.1.6	Haseltalbrücke – Variante N	35	4.5.2	Versuchsreihe A
3.2	Trapez-Profil	35	4.5.3	Versuchsreihe B
3.2.1	Allgemeines	35	4.5.4	Versuchsreihe C
3.2.2	Ermüdungsdetail 2a – Variante O, P	35	4.6	Konzeption der reparierten Prüfkörper
3.2.3	Ermüdungsdetail 2b – Variante Q	35	4.6.1	Allgemeines
			4.6.2	Mechanische Verbindungen
			4.6.3	Gesonderte Maßnahmen
			4.6.4	Statische Bemessung

4.7	Ermüdungsversuche der reparierten Prüfkörper	53
4.7.1	Allgemeines	53
4.7.2	Versuchsreihe A-rep	53
4.7.3	Versuchsreihe B-rep	53
4.7.4	Versuchsreihe C-rep	53
4.7.5	Versuchsreihe D-rep	53
4.8	Zusätzliche Wegmessungen	55
4.9	Vergleichsberechnungen	56
4.9.1	Allgemein	56
4.9.2	Modellierung	56
4.9.3	Verifizierung	58
4.9.4	Parameterstudie	58
4.10	Bewertung der Maßnahme	59
4.10.1	Allgemeines	59
4.10.2	Ermüdungsberechnung	59
4.10.3	Weitere Bewertungskriterien	66
4.11	Zusammenfassung	67
5	Zusammenfassung	67
6	Literatur	69

Anlagen

Die Anlagen zum Bericht sind im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter:

<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Einleitung

1.1 Orthotrope Fahrbahnplatte

Die ursprünglich aus dem Schiffsbau stammende Bauweise der orthotropen Fahrbahnplatte (orthogonal und anisotrop) etablierte sich im Brückenbau in der Nachkriegszeit innerhalb und außerhalb Deutschlands. Die dabei verwendeten Schiffsbau-profile (Flachwulstrippen) wurden bereits vor dem Einsatz von Flachrippen verbaut. Ein Beispiel ist die 1951 erbaute Hängebrücke Köln-Mülheim (WEITZ [79], Seite 79), (SCHÜSSLER & PELIKAN [66], Seite 141). Die anfänglich verbaute symmetrische Flachwulstripp wurde später durch die asymmetrische Flachwulstripp (Hollandprofil) verdrängt, da Stoßausbildungen durch Niete, Schrauben und Schweißen einfacher zu bewerkstelligen waren, Bild 1.

Ermöglicht wurde diese Konstruktion aus Deckblech mit darunter liegendem Trägerrost aus Längs- und Querrippen erst durch die Entwicklung der Schweißtechnik (KLÖPPEL [52]). Die kraftschlüssige Verbindung dieser einzelnen Komponenten untereinander konnte mit der bisherigen Niettechnik nicht wirtschaftlich ausgeführt werden.

Die Verwendung von automatisierten Schweißmaschinen für die Herstellung von Kehlnähten in optimaler Schweißposition verringerte die Herstellungskosten, Bild 2.

1.2 Geschichtliche Entwicklung der Bemessung

Eine Herausforderung stellte die statische Berechnung der orthotropen Fahrbahnplatte dar. Die Finite-Elemente-Methode (FEM) war zu dieser Zeit noch in der Entwicklungsphase und mittels Stabstatik konnte das komplexe Tragverhalten nicht ausreichend genau erfasst werden (GIENCKE [38]), (GIENCKE & PETERSEN [39]), (HENNING [47]). Innerhalb zahlreicher Veröffentlichungen wurde versucht das Tragverhalten durch mathematische Näherungsverfahren zu beschreiben. Anfänglich gab es zwei Herangehensweisen. Zum einen die Betrachtung der Platte als Kontinuum (Huber'sches Kontinuum) (HUBER [51]), (CORNELIUS [28]) und zum anderen die Betrachtung des Systems als Trägerrost (HOMBERG [50]). Das letztlich am meisten Anwendung gefundene Näherungsverfahren (Mischsystem aus Trägerrost und Kontinuum) stammte aus den Vorüberlegungen

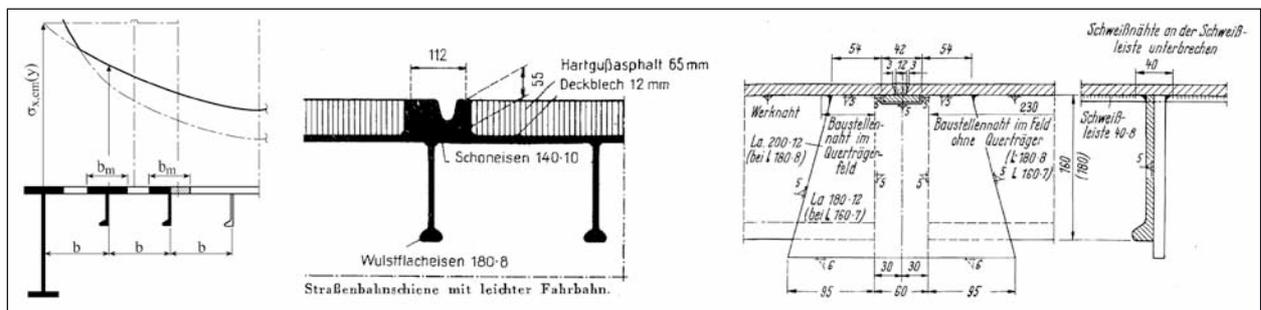


Bild 1: Aussteifung der orthotropen Fahrbahnplatte in Längsrichtung: Aussteifung im Schiffsbau (GERMANISCHER-LLOYD [37], Seite 9), Hängebrücke Köln-Mülheim mit symmetrischen Flachwulstrippen (SCHÜSSLER & PELIKAN [66], Seite 145), Die Kaiserleibrücke – Baustellenstoß unsymmetrischer Flachwulstrippen (HARTWIG [46], Seite 103)



Bild 2: Verbindungstechniken: Straßenbrücke über den Rhein von Köln nach Deutz – genietete Orthotrope Platte (LEONHARDT [58], Seite 197), Unterpulver-Schweißmaschine (Bilderarchiv [86]), Stahlfahrbahn in der Schweißvorrichtung (Bilderarchiv [86])

von FISCHER [34], das im Rahmen des MAN-Forschungsheftes von PELIKAN & ESSLINGER [64] der Praxis zugänglich gemacht wurde (WEITZ [79], Seite 74), Bild 3.

Aufgrund von positiven Forschungsergebnissen (KLÖPPEL & ROOS [53]), (HÄNSCH & MÜLLER [48]), (SCHMITHALS et al. [68]), (BEYER & ERNST [25]) und des guten Dauerfestigkeitsverhaltens zahlreicher Brücken der Nachkriegszeit wurde die zwischenzeitliche Forderung eines generellen Dauerfestigkeitsnachweises nur beschränkt auf die Fälle umgesetzt, in denen die Fahrbahnplatte gleichzeitig von schienengebundenen Fahrzeugen genutzt wurde (WEITZ [79], Seite 75). Erste Grundzüge eines Betriebsfestigkeitsnachweises sind erst in DIN 18809 [3], Kapitel 5.5 auf Seite 6, aus dem Jahr 1987 zu finden, die sich jedoch auf konstruktive Ausbildungen der Fahrbahnplatte beschränken (NATHER [60], Seite 45).

1.3 Forschungsgegenstand

Diese früher konstruierten Brücken werden teilweise heute noch im Straßenverkehr genutzt, weisen mittlerweile jedoch meist Ermüdungsschäden im Bereich der Verbindungsstellen der Fahrbahnplatte auf. Deshalb wurde von der Bundesanstalt für Straßenwesen unter anderem dieses Forschungsprojekt FE 15.0474 – Kategorie 2 Schäden – ins Leben gerufen, um speziell Ermüdungserscheinungen im Bereich der Längsrippen zu untersuchen, Bild 4.

Das Projekt – Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Schäden in Form von Rissen im Bereich von Anschlüssen im Längssystem – des Forschungsprogramms Straßenwesen wurde vom Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, bearbeitet. Im Rahmen einer Literaturstudie und Recherche wurden bisherige Ermüdungsschäden und Instandsetzungsmaßnahmen dieser Konstruktionsdetails zusammengestellt und bewertet. Darauf aufbauend wurden innovative In-

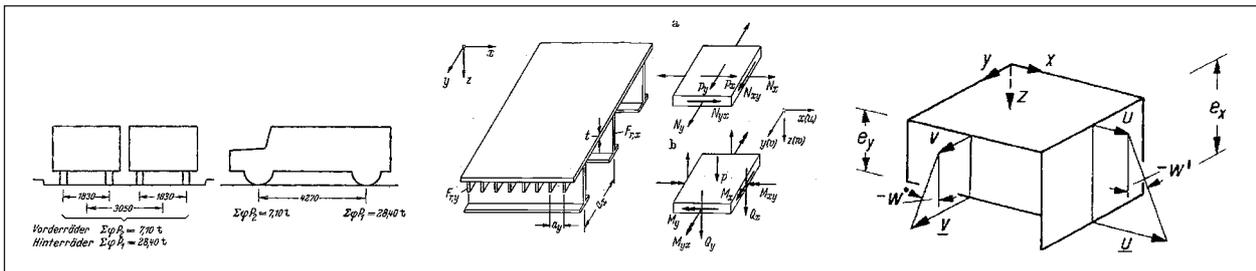


Bild 3: Erste Bemessungskonzepte der orthotropen Fahrbahnplatte: Lastgruppe nach A.A.S.H.O (CORNELIUS [28], Seite 80), Orthotrope Platte (Koordinaten, Verschiebungen, Schnittkräfte) Schnittkräfte der Scheibe und Schnittkräfte der Platte (GIENCKE [38], Seite 260), Verformungsbild der Querschnitte $x, y = \text{konstant}$ (HENNING [47], Seite 80)

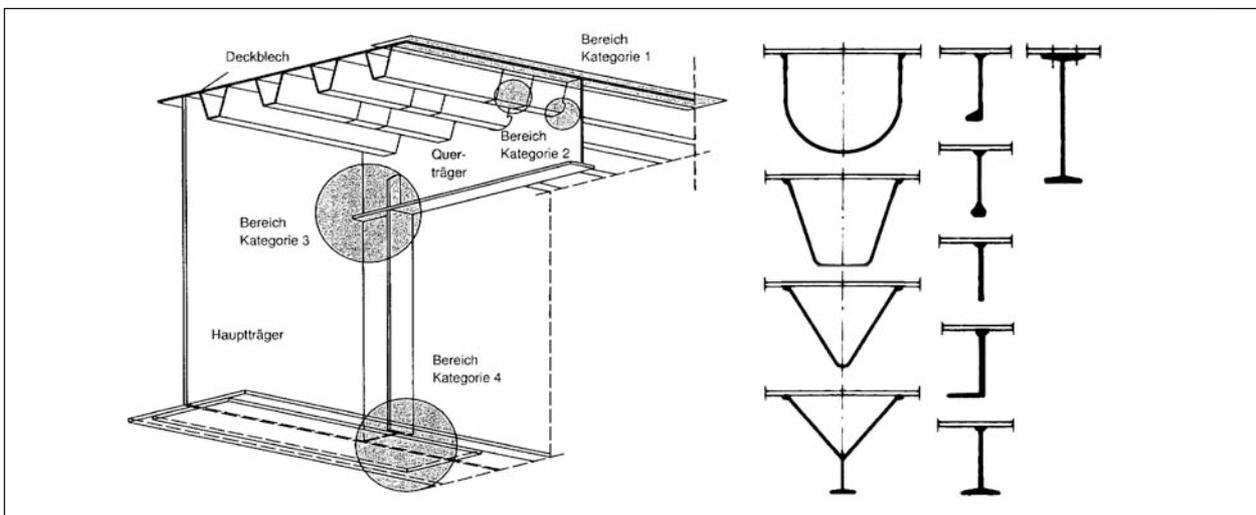


Bild 4: Heutige Standardbauweise und Gefährdungsbereiche (FRIEDRICH & QUAAS [36], Seite 9), Geschlossene (Y, V, Trapez, U) und offene Profile (1/2 I, L, Flacheisen, symmetrisch und unsymmetrisch Flachwulstrippe, I) (WEITZ [79], Seite 78)

standsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen entwickelt und an Y-Profilen innerhalb einer experimentellen Versuchsreihe an der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, Otto Graf Institut, in Bauteilversuchen untersucht.

Für die in den Ermüdungsversuchen untersuchten Instandsetzungsmaßnahmen wurden ausschließlich mechanische Verbindungsmittel verwendet. Durch den Verzicht auf Schweißtechniken wurden sowohl Passschrauben, wie auch Blindnieten erforderlich, um mit Laschen bzw. Winkeln die unterschiedlichen Ermüdungsrisse in Längsrippen zu kompensieren.

2 Typische Ermüdungsdetails

2.1 Längsrippenprofil

2.1.1 Geschichtliche Entwicklung

Im komplexen System der orthotropen Fahrbahnplatte beeinflusst der Abstand und die Ausbildung der Querträger den Abstand und die Ausbildung der Längsrippen. Für die konstruktive Gestaltung des Systems muss ein wirtschaftlich günstiger Kompromiss aus geringen Fertigungskosten (großer Querträger Abstand und große Längsrippen Ausbildung) und geringen Materialkosten (kleiner Querträger Abstand und kleine Längsrippen Ausbildung) erreicht werden. Abhängig vom Längsrippenprofil wurden so Querträgerabstände zwischen 1 m und 5 m in Brücken realisiert, Bild 5.

Aufgrund seines günstigen Stabilitätsverhaltens fand die Flachwulstrippe als offenes bzw. torsions-

weiches Profil die meiste Anwendung. Längsrippen aus I-Profilen wurden nur anfänglich für Nietverbindungen benötigt, später wurden 1/2 I-Profile und L-Profile verwendet. Nachteil dieser beiden Walzprofile war ein hohes Konstruktionsgewicht und aufwändige Aussparungen in den Querträgerstegen bei Kreuzungspunkten, da offene Längsrippenprofile in der Regel durchlaufend konstruiert wurden.

U-Profile waren eine der ersten geschlossenen bzw. torsionssteifen Profile (DÖRNEN [32]), deren Biegeradius mindestens der 20-fachen Blechdicke entsprechen sollte. Aufgrund eines höheren Umformgrades hatten V-Profile einen schweißtechnischen Nachteil, wodurch diese teilweise aus einzelnen Blechen zusammengeschweißt wurden (RUDOLPH [65]). Dass Trapezprofile sich letztlich bis heute durchgesetzt haben, liegt in mehreren Vorteilen begründet. Für die Herstellung werden nur zwei Schweißnähte benötigt, die durch Schweißautomaten hergestellt werden können. Geschlossene Profile sind günstig für das Aufbringen von Korrosionsschutz und die Profile werden zum Teil als Walzprofile produziert.

Trotz der Vorteile der Trapezprofile wurden zwischen 1957-1976 etwa 25 Brücken mit Y-Profilen innerhalb von Deutschland gebaut (NATHER [60], Seite 45), (WEITZ [79], Seite 91), (FIEDLER [33], Seite 567). Außerhalb Deutschlands ist nur die Komatsugawa Brücke in Tokyo, Japan (1971) mit Plättchenstoß der Y-Profile in der Literatur zu finden. Dies ist wahrscheinlich zum Teil durch die Patentschrift Nr. 968 035 – „Fahrbahnplatte für stählerne Straßenbrücken“ – von Sievers-Demag begründet (WEITZ [79], Seite 80). Diese hatte bis 1969 die Hohllängsrippen als gedankliches Gut ge-

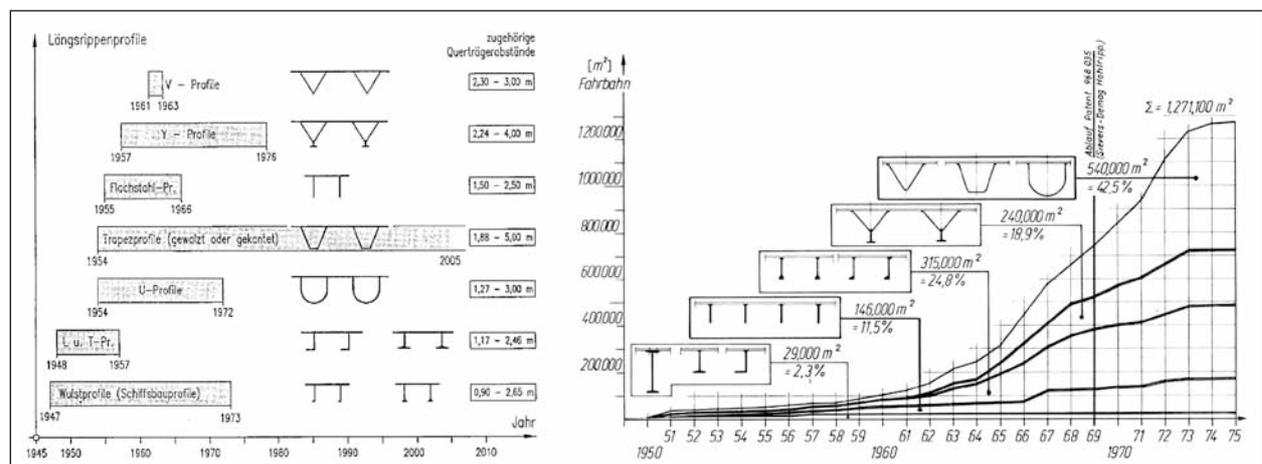


Bild 5: Zeitlicher Einsatz der verschiedenen Längsrippenprofile und zugehörige Querträgerabstände (FIEDLER [33], Seite 569), Anwendung verschiedener Längsrippentypen mit zugehöriger Fahrbahnfläche bis zum Jahr 1975 (WEITZ [78], Seite 78)

schützt, nicht jedoch Y-Profile, die bereits vorher von CLARK [27] veröffentlicht wurden, Bild 6.

Des Weiteren hatten diese schweißintensiven Y-Profile anfänglich den Vorteil, dass zumindest teilweise eine durchlaufende Wirkung der Längsrippen gegeben war. Im Gegensatz zu den offenen Profilen wurden anfangs alle geschlossenen Profile an den Kreuzungspunkten mit den Querträgern gestoßen, lediglich beim Y-Profil wurde der untere Teil des Querschnitts durch eine statisch akzeptable Ausnehmung in den Querträgerstegen geführt. Es war nicht die Regel, dass die Seitenbleche wie in Bild 6 durch Ausnehmungen in den Querträgerstegen geführt wurden.

Erst durch dynamische Dauerfestigkeitsuntersuchungen durch HÄNSCH & MÜLLER [48] und durch die Erstellung von Brücken mit durchlaufenden Hohl längssteifen im Ausland (STORCH [75]), erkannte man die Notwendigkeit auch geschlossene Längsrippenprofile, trotz großer Ausnehmungen in den Querträgerstegen, durchlaufen zu lassen. Die erste Brücke in Deutschland mit durchlaufenden Hohlprofilen (kaltgezogene Hoesch-Profile)

wurde 1969 in Ludwigshafen (FREUDENBERG [35]) errichtet, Bild 7. Seitdem führen durchlaufende Trapezprofile ihre Erfolgsgeschichte als Längssteifen in orthotropen Fahrbahnplatten bis heute fort.

2.1.2 Trapez-Profil

Das Trapez-Profil besteht in der Regel aus einem abkanteten oder kaltgezogenen Profil mit einer Dicke von 6 bis 10 mm aus dem Material St 52. Die Breite des Profils und der Abstand der einzelnen Rippen zueinander beträgt um die 300 mm. Die Längsrippe bildet den Übergang vom Deckblech (Dicke meist 12 mm) zu den Querträgern (Stegblechdicke 8 bis 12 mm), wobei die Querträgerabstände zwischen 2 und 5 m abhängig von den Querträgerstützweiten variieren (FIEDLER [33], Seite 571), Bild 5. Sowohl der Werkstatt-, wie auch der Montagestoß der Längsrippen sollte, wenn möglich, nicht an der Stelle mit der höchsten Beanspruchung liegen. Bei der Weserbrücke Porta mit biegegewalzte U-Profilen (DÖRNEN [32]) ließ man die Längsrippen noch nicht durch Ausnehmungen

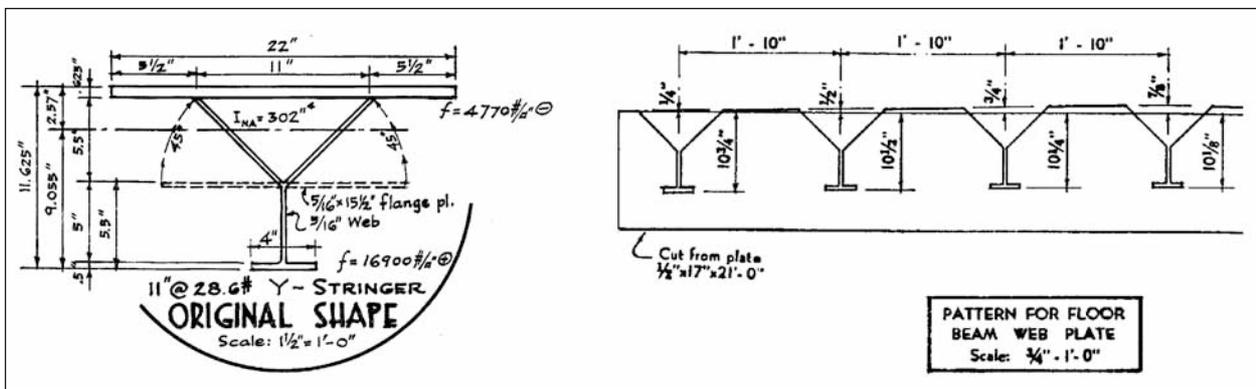


Bild 6: Veröffentlichung der geschlossenen Y-Profile im Jahr 1950 in den USA (Illinois): Y-Profil mit durchlaufenden Seitenblechen (CLARK [27], Seite 194), Querträgersteg mit Ausnehmungen für die Längsrippen (CLARK [27], Seite 196)

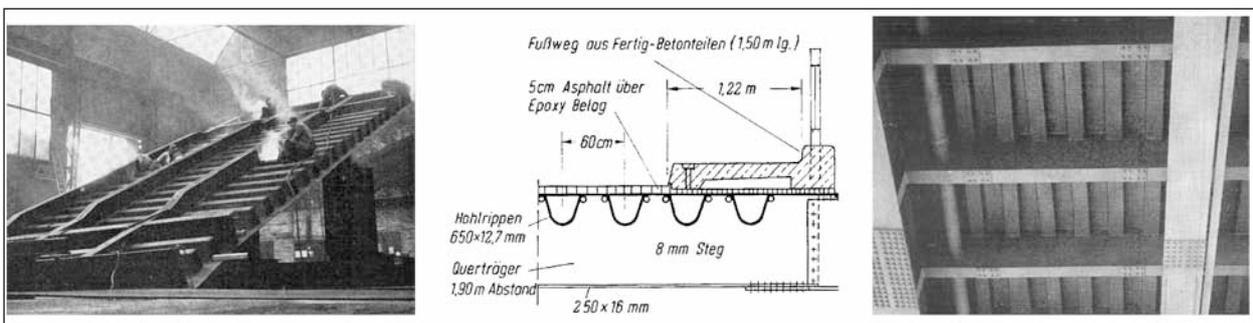


Bild 7: Entwicklung von am Querträgersteg gestoßenen Hohlprofilen hin zu durchlaufenden Hohlprofilen: Längsrippe gestoßen (Duisburg 1963) (TUSSING [76], Seite 155), Hohl längssteifen durchlaufend (Kanada 1964) (STORCH [75], Seite 21), Trapezprofil kaltgewalzt und durchlaufend (Ludwigshafen 1969) (FREUDENBERG [35], Seite 266)

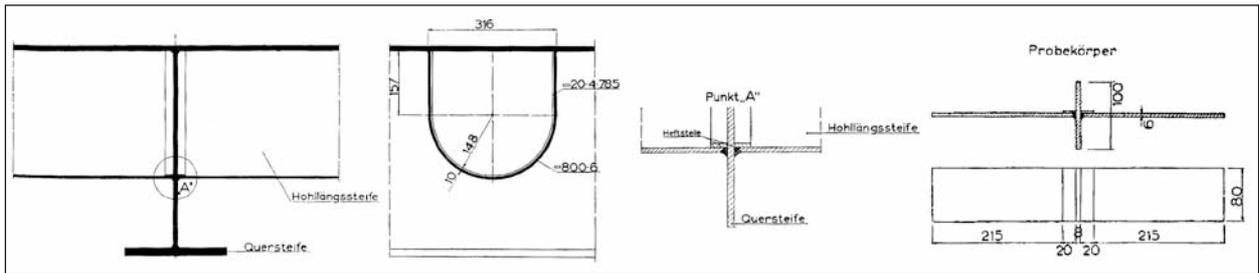


Bild 8: Eines der ersten geschlossenen Hohlprofile (noch am Querträgersteg mittels Plättchen gestoßen): U-Profil am Querträger gestoßen und Probekörpergeometrie des Staatlichen Materialprüfungsamts Nordrhein-Westfalen Dortmund – Weserbrücke Porta (DÖRNEN [32], Seite 99)

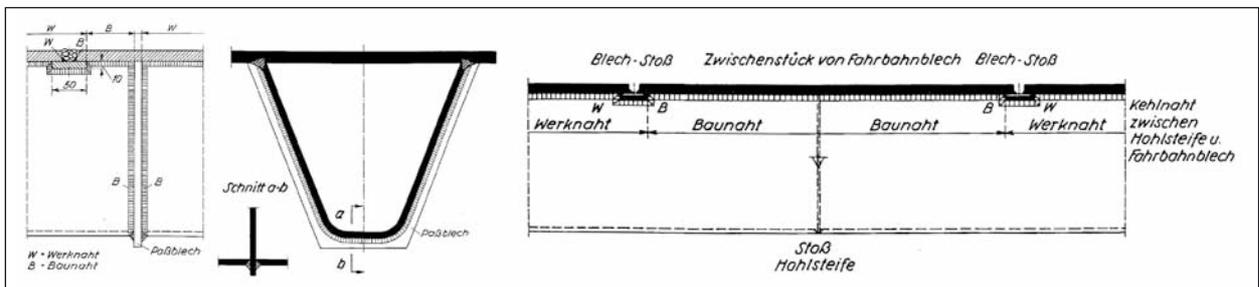


Bild 9: Längsrippenstoß mit K-Nähten über ein Passblech (PELIKAN & ESSLINGER [64], Seite 298), Längsrippenstoß mit Durchstrahlungsmöglichkeit der Längsrippe für hochbeanspruchte Längsrippen (PELIKAN & ESSLINGER [64], Seite 298)

im Querträgersteg laufen, wodurch die Längsrippenstöße zwangsläufig an den Querträgerstegen unter hoher Beanspruchung erfolgen, Bild 8.

Niedrig beanspruchte Längsrippenstöße wurden teilweise im Feldbereich mittels K-Nähten über Passbleche gestoßen (PELIKAN & ESSLINGER [64], Seite 298). Für hoch beanspruchte Längsrippenstöße wurden die Längsrippen zuerst geschweißt und durchstrahlt, anschließend wurde das Fahrbahnblech über ein Zwischenstück geschlossen, Bild 9.

2.1.3 Y-Profil

Das Y-Profil besteht im Wesentlichen aus zwei Seitenblechen (220 bis 300 x 6) und einem 1/2 I-Profil (70 bis 300) aus dem Material St 52. Die Breite des Profils und der Abstand der einzelnen Rippen zueinander beträgt in der Regel 300 mm. Die Längsrippe bildet den Übergang vom Deckblech (Dicke meist 12 mm) zu den Querträgern (Stegblechdicke 8 bis 10 mm), wobei die Querträgerabstände zwischen 2,5 und 4 m variieren (FIEDLER [33], Seite 571).

Der aufwendige Montagestoß der Längssteife wurde anfangs durch geschweißte Fensterstöße der Seitenbleche (in der Regel mittels Plättchen) und durch geschraubte HV-Verbindungen der 1/2 I-Profile bewerkstelligt, Bild 10 a), später wurden

diese HVLaschenstöße teilweise durch angeschweißte Laschenstöße oder durch stumpf eingeschweißte Profilstücke ersetzt, Bild 10 b) und c).

Bei einigen Brücken ist der Fensterstoß einseitig bis zum Kreuzungspunkt mit dem Querträger aufgeweitet, sodass die Seitenbleche des Fensterstoßes direkt an den Querträgersteg mittels Kehlnaht anschließen, Bild 10 d) bis f). Für den geschweißten Laschenstoß bedeutete die Aufweitung des Fensterstoßes darüber hinaus, dass das unterbrochene 1/2 I-Profil nur im Kreuzungspunkt mit dem Querträgersteg durch eine dicke Stoßlasche verbunden wurde, Bild 10 e).

Dieser in Bild 10 e) dargestellte Laschenstoß wurde mit steigenden Lohnkosten und nahezu gleichbleibenden Materialkosten immer wichtiger (LACHER [57], Seite 282). Die Bauweise ermöglichte einen wirtschaftlichen Einsatz von Schweißautomaten in einer Art Serienfertigung, Bild 11.

Zuerst wurden Seitenbleche und 1/2 I-Profile an einer dreieckförmigen Matrize mithilfe von Druckluftzylindern fixiert und anschließend geschweißt. Dadurch erreichte man formtreue Y-Rippen, ohne zeit- und kostenintensive Nacharbeiten. Die Y-Rippen wurden anschließend zwischen den Querträgerstegen eingepasst, wobei das Schweißen der Rippenkehlnaht zum Deckblech ebenfalls maschinell erfolgte.

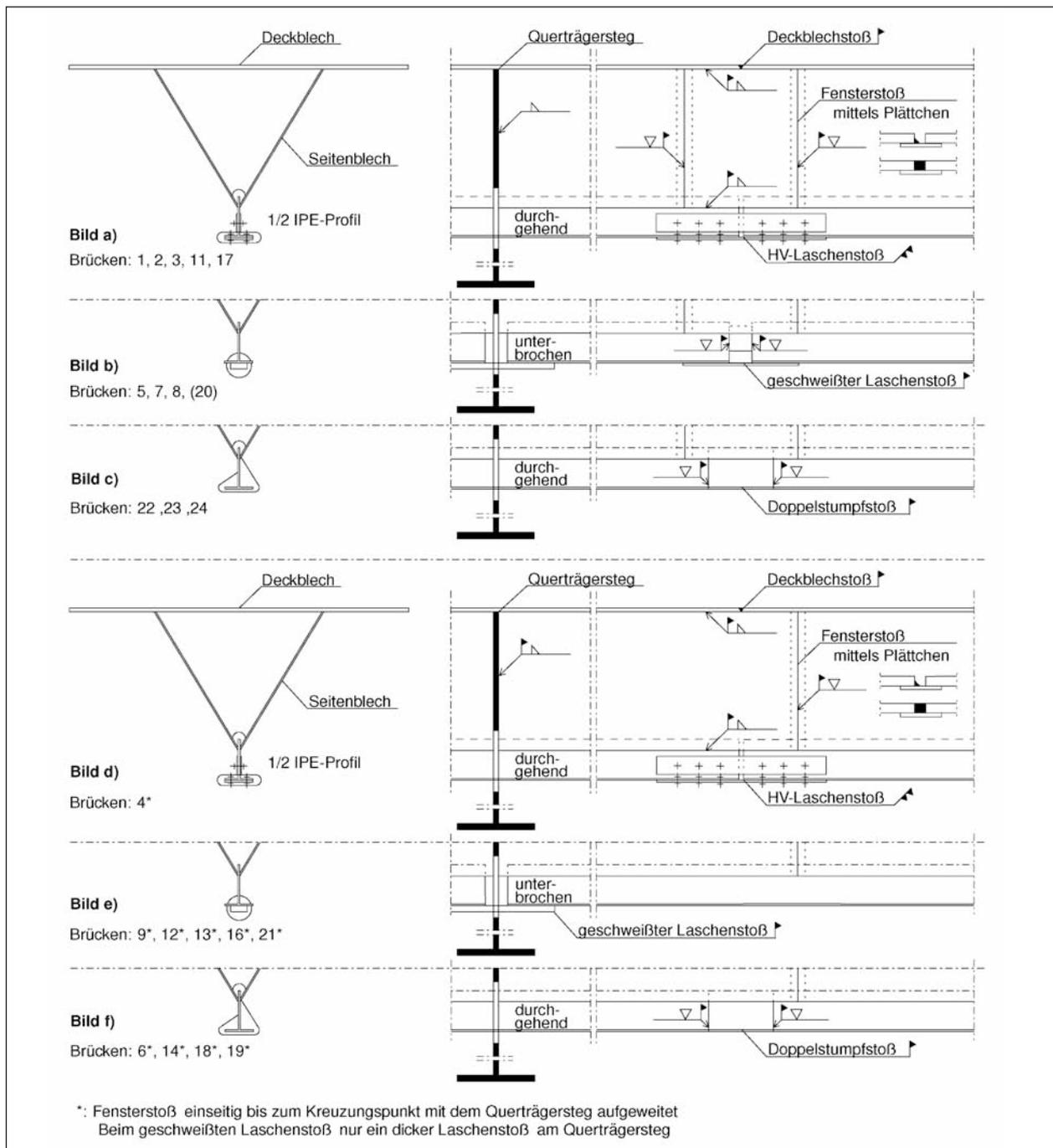


Bild 10: Schematische Längsrippenstöße entsprechend (WEITZ [79], Seite 91)

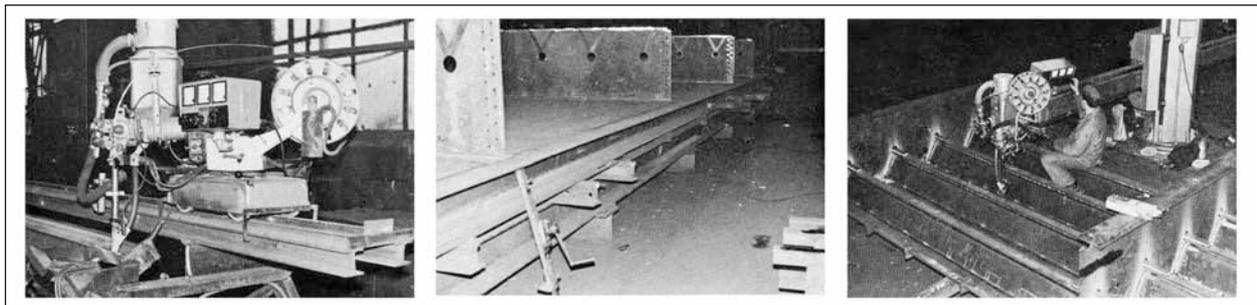


Bild 11: Fertigungsablauf: UP-Automat beim Schweißen der Y-Rippen (LACHER [57], Seite 283), Bereitgelegte Querträger auf dem Deckblech (LACHER [57], Seite 283), Ziehen der Rippenkehlnaht am Deckblech (LACHER [57], Seite 284)

Bild 10 verweist auf die Arbeit von WEITZ [79], Seite 3, die Brücken ab 100 m Stützweite bzw. 1000 t Konstruktionsgewicht berücksichtigt. Die zeitliche Abgrenzung beginnt im Jahre 1946, mit der ersten Anwendung der modernen Brückentechnik, und endet im Jahre 1975. Es werden sowohl Brücken innerhalb und außerhalb Deutschlands berücksichtigt. Bild 10 soll nur schematisch die unterschiedlichen Bauweisen von Längsrippenstößen darstellen. Verweise auf einzelne Bauwerke sind unter Einschränkung anzuwenden, da innerhalb einer Brücke teilweise mehrere Bauweisen Anwendung fanden.

2.1.4 Anwendungsbeispiele Y-Profil

Im Folgenden werden Brücken mit Y-Profilen aufgelistet, die vereinfachend entsprechend Bild 10 bzw. WEITZ [79], Seite 91, nummeriert sind.

Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop
Brücke 16. Quelle [84]

Das Y-Profil entsprechend der Ausführung in Bild 10 e) Nr. 16 wurde 1971 gebaut. Die Ausbildung

des Längsrippenstoßes ist in Bild 12 dargestellt. Das Profil besteht aus einem 1/2 I-Profil 200 und zwei 6 mm dicken Seitenblechen, die an ein 12 mm dickes Deckblech anschließen. Durch eine im Durchmesser 95 mm große Ausnehmung im Querträgersteg wurde eine gefräste Stoßlasche gesteckt. Der geschweißte Anschluss der Lasche mit angefasten Kanten sollte möglichst kerbfrei geschliffen sein. Alle Kanten im Kreuzungspunkt mit dem Querträger wurden umlaufend geschweißt. Als teilweise Verlängerung des 1/2 I-Profils wurden zwei Passplättchen bis zum Querträgersteg eingeschweißt, Bild 13 links. Die Ausführungspläne wurden durch die Firma Klönne erstellt.

Sinntalbrücke der Rhönautobahn
Brücke 9. Quelle [82]

Das Y-Profil der Sinntalbrücke, früher auch Sinnbrücke genannt, entsprechend der Ausführung in Bild 10 e) Nr. 9 wurde 1968 gebaut (HOFMANN [49]). Die Längsrippe wurde an einem 8 mm dicken Querträgersteg gestoßen, durch den eine Stoßlasche als Verlängerung eines 1/2 I-Profils 180 ge-

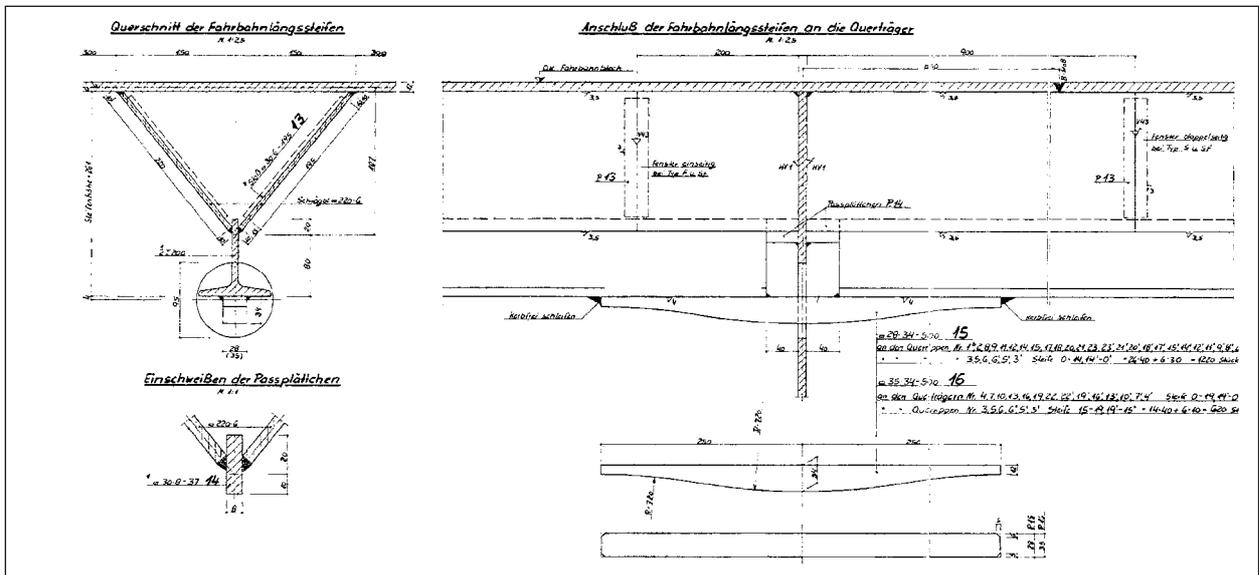


Bild 12: Brücke 16 – Brücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop – Plan Klönne [84]

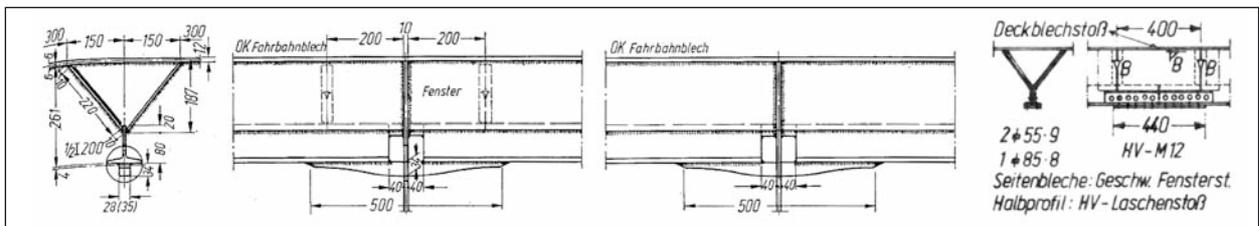


Bild 13: Brücke 16 – Anschluß der Fahrbahnlongssteifen an die Querträger und Querrippen mit und ohne durchlaufender Schweißnaht an das Fahrbahnblech (MEYER & SELCHOW [59], Seite 295), Brücke 3 – Fensterstoß im Feld (WEITZ [79], Seite 91)

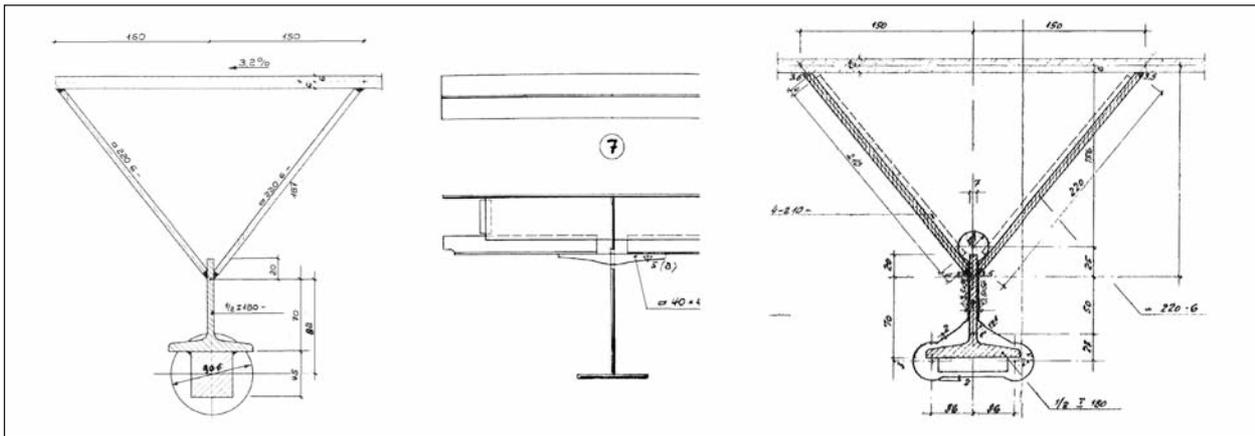


Bild 14: Brücke 9 – Ausführung der Fahrbahn­längs­steifen [82], Brücke 3 – 1/2 I-Profil 180 durchlaufend [84]

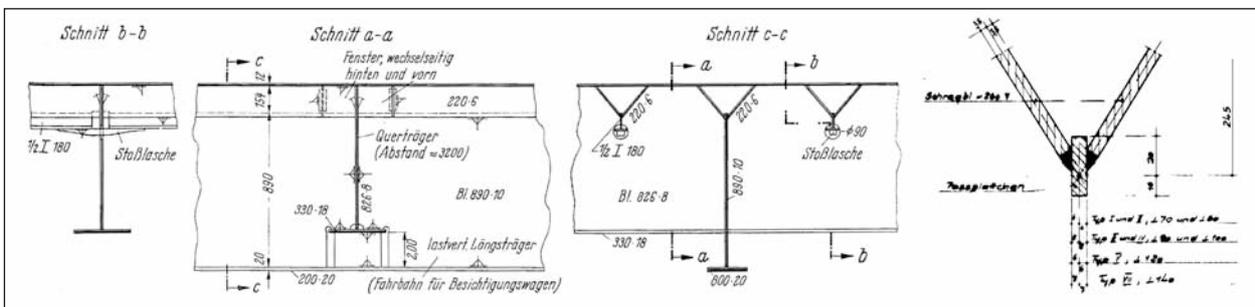


Bild 15: Brücke 9 – Detail der Fahrbahn (HOFMANN [49], Seite 239), Brücke 12 – Anschlussdetail – Plan Klönne [83]

steckt ist, Bild 14 links. Die Dicke des Deckblechs beträgt 12 mm und die der Seitenbleche 6 mm, Bild 15 links. Der Hauptunternehmer für den Bau der Brücke war Firma Klönne in Dortmund.

Moselbrücke Ehrang

Brücke 12. Quelle [83]

Das Y-Profil entsprechend der Ausführung in Bild 10 e) Nr. 12 wurde 1969 gebaut. Der Längsrippenanschluss mit Schweißnahtangaben und Laschenabmessungen der Firma Klönne in Dortmund ist in Bild 16 dargestellt. Bild 17 links zeigt ein Einbaubeispiel für unterschiedliche Deckblechstärken mit einer maximalen Differenz von 4 mm.

Rheinbrücke Leverkusen

Brücke 3. Quelle [84]

Das Y-Profil entsprechend der Ausführung in Bild 10 a) Nr. 3 wurde 1965 gebaut (SCHUMANN & FAHLBUSCH [69]). Der Längsrippenstoß erfolgte im weniger beanspruchten Feldbereich mittels Plättchenstoß der Seitenbleche und HV-Laschenstoß des 1/2 I-Profiles, Bild 13 rechts. Das 1/2 I-Profil (180 bis 220) läuft durch eine Ausnehmung im Querträgersteg und wird nur lokal durch Bleche

(8 bis 12 mm) verstärkt, Bild 14 rechts. Die Seitenbleche sind am Querträgersteg gestoßen und wurden mittels Kehlnähten angeschlossen. Für die Aussteifung der Bodenbleche des zweizelligen Hohlkastenträgers der Brücke wurden ebenfalls geschweißte Hohl­längs­rippen eingesetzt (DANIEL & SCHUMANN [30]).

Rötensteinbrücke Würzburg-Weinsberg

Brücke 15. Quelle [85]

Detail A des Y-Profiles zeigt den Baustellenstoß der Längsrippe im Feldbereich mittels Plättchenstoß der Seitenbleche und Laschenstoß des 1/2 I-Profiles, Bild 17 rechts. Durch einen vor Ort angepassten Rundstahl mit dem Durchmesser von 16 mm wurde der Fensterstoß im unteren Bereich dichtgeschweißt. Die Durchdringungen der Querträgersteg innerhalb einer Montageeinheit, Bild 18 rechts, wurden im Werk mit durchlaufenden Seitenblechen (SEDLACEK [72]) ausgeführt, Bild 19 Detail D. Im Feldbereich zwischen den weit auseinander liegenden Stütz­pfeilern wurde das 1/2 I-Profil teilweise vergrößert und die Form der Ausnehmung angepasst, um den Querträgersteg nicht unnötig zu schwächen, Detail E. Für Detail E mussten die Querträgersteg im Werk über die Längsrippen ein-

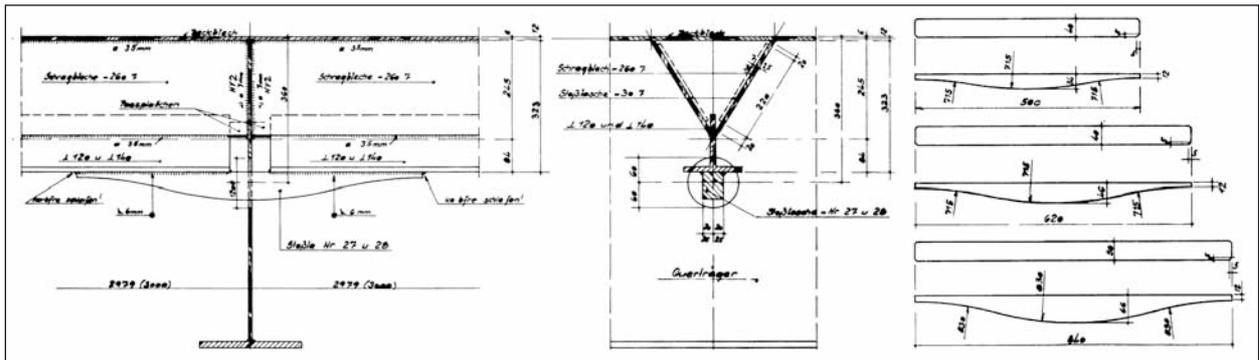


Bild 16: Brücke 12 – Längsrippenstoß am Querträger mit durchgesteckten Laschen – Plan Klönne [83], Brücke 12 – Ausbildung der durchgesteckten Laschen mit gebrochenen Kanten – Plan Klönne [83]

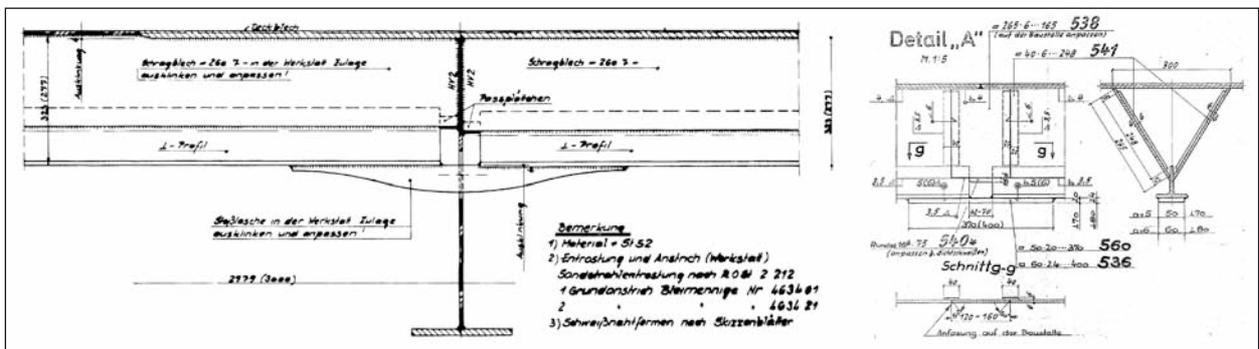


Bild 17: Brücke 12 – Einbaubeispiel für unterschiedlichen Deckblechstärken – Plan Klönne [83], Brücke 15 – Montagestoß mittels Plättchenstoß der Seitenbleche und angeschweißten Laschenstoß des 1/2 I-Profils – Plan Krupp 1969 [85]

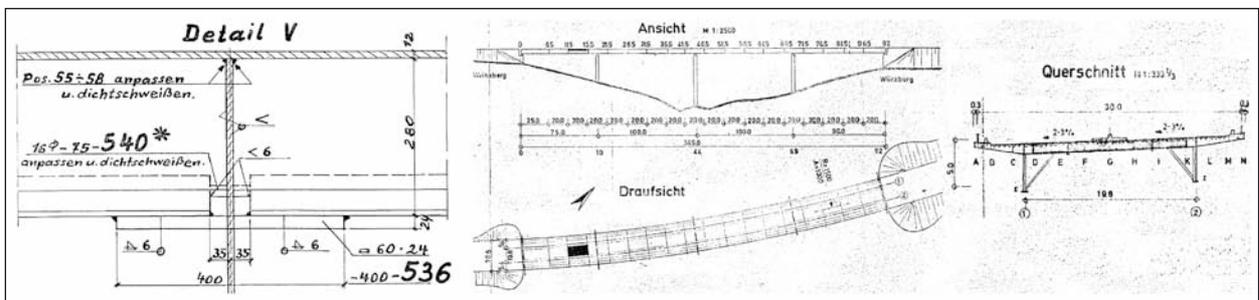


Bild 18: Brücke 15 – Werkstoß – Durchdringung des Querträgerstegs im hoch beanspruchten Bereich über einem Brückenpfeiler mittels Lasche – Plan Krupp [85], Brücke 15 – Brückenübersicht – Montageeinheiten – Plan Krupp [85]

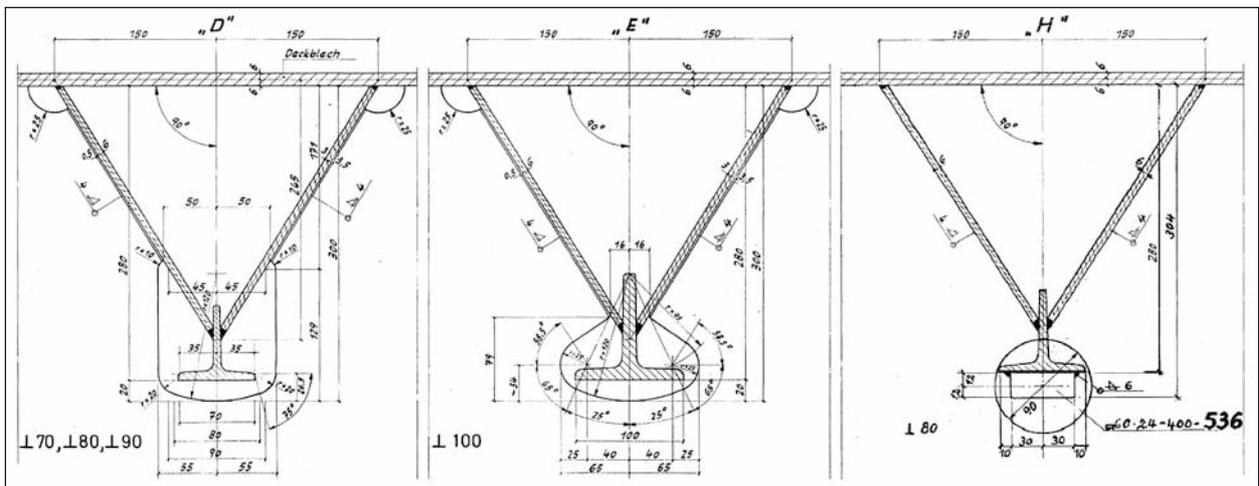


Bild 19: Brücke 15 – Unterschiedliche Varianten von Durchdringungen der Querträgersteg – Plan Krupp 1969 [85]

gefädelt werden und konnten nicht einfach wie bei Detail D darüber geschoben werden. Die runde Ausnehmung entsprechend Bild 19 Detail H, wurde direkt über Brückenpfeilern verwendet, um den dort hochbeanspruchten Querträgersteg möglichst wenig durch Ausnehmungen zu schwächen. Die Seitenansicht des Werkstoßes von Detail H zeigt Bild 18 links als Detail V.

Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp

Brücke 14. Quelle [84]

Das Y-Profil entsprechend der Ausführung in Bild 10 f) Nr. 14 wurde 1970 gebaut. Entsprechend WEITZ [79], Seite 91, ist das 1/2 I-Profil im aufgeweiteten Fensterstoß durch zwei angeschweißte Flacheisen ersetzt, Bild 20. Die Seitenbleche sind am Querträgersteg mittels Kehlnähten angeschlossen.

Haseltalbrücke

Das V-Profil der Haseltalbrücke ist eine Mischung aus einem Trapez- und einem Y-Profil. Im Unterschied zum Y-Profil wird die untere Gurtkraft nicht durch eine Ausnehmung im Querträgersteg mittels Lasche oder 1/2 I-Profil geleitet, sondern über den ganzen Querschnitt am Querträgersteg (Blechdicke

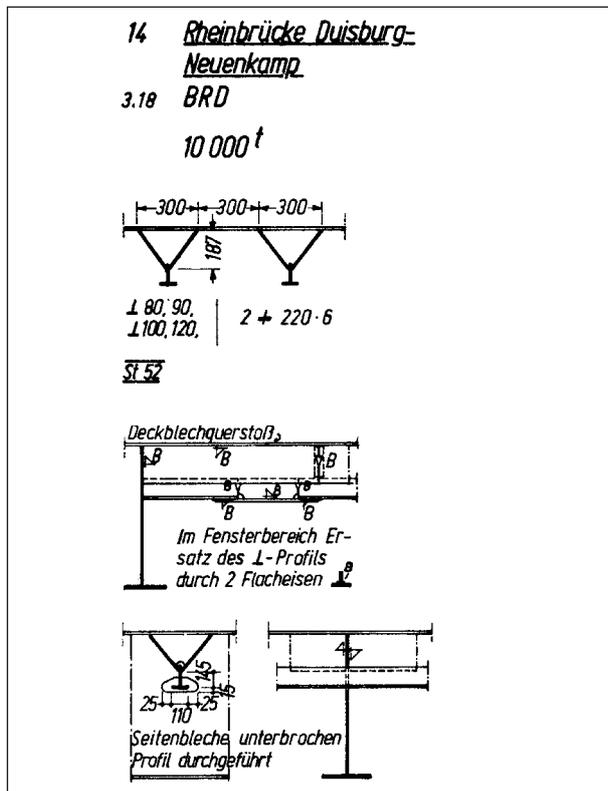


Bild 20: Brücke 14 – Auszug aus WEITZ [79], Seite 91

8 mm) gestoßen und mittels HV-Nähten angeschlossen (WEITZ [79], Seite 89). Die Breite des V-Profiles (Blechdicke 6 mm), sowie der Abstand zwischen den Längsrippen, beträgt 300 mm. Die Querschnittshöhe beträgt 260 mm (SCHMERBER & HOFMANN [67], Seite 173).

2.2 Rissarten

2.2.1 Trapez-Profil

Entsprechend SEDLACEK & PASCHEN [73] bzw. FRIEDRICH & QUAAS [36] können die Ermüdungsdetails der Kategorie 2 wie folgt eingeteilt werden, Bild 21:

- 2a Ermüdungsriss ausgehend vom geschweißten Fensterstoß der Längsrippe mit Plättchenstoß,
- 2b Ermüdungsrisse ausgehend von einer eingepassten Längsrippe mit Kehln- oder HV-Naht,
- 2c Ermüdungsriss ausgehend von einer Ausnehmung im Querträgersteg.

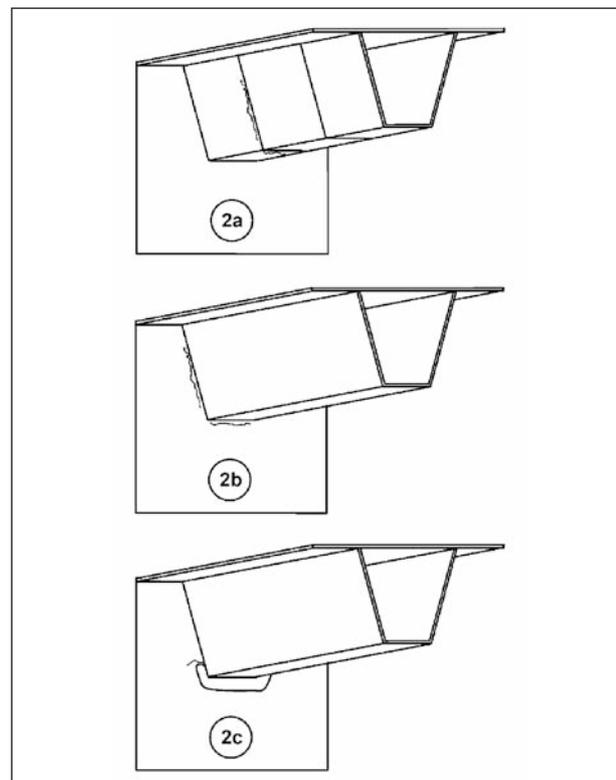


Bild 21: Ermüdungsrisse der Gefährdungskategorie 2 von Stahlbrücken entsprechend (FRIEDRICH & QUAAS [36], Seite 10): 2a Ermüdungsriss ausgehend vom geschweißten Fensterstoß einer Längsrippe mit Plättchenstoß, 2b Ermüdungsriss ausgehend von einer eingepassten Längsrippe mit Kehln- oder HV-Naht, 2c Ermüdungsriss ausgehend von einer Ausnehmung im Querträgersteg

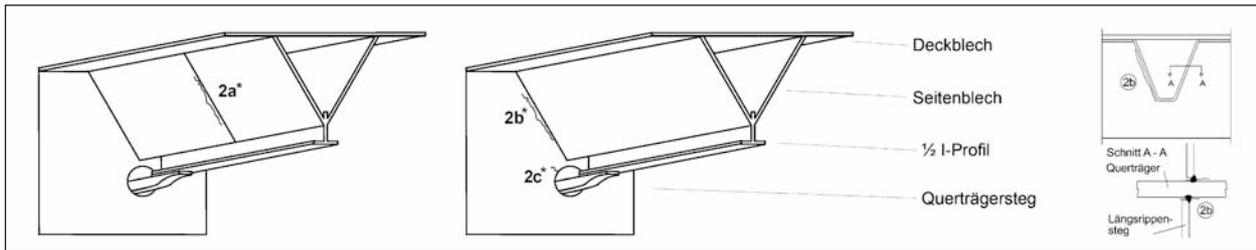


Bild 24: Ermüdungsrisse der Kategorie 2 für Y-Profile in Anlehnung an (FRIEDRICH & QUAAS [36], Seite 10) 2a* Ermüdungsrisse ausgehend vom geschweißten Fensterstoß der Längsrippe mit Plättchenstoß, 2b* Ermüdungsrisse ausgehend von einer eingepassten Längsrippe mit Kehl- oder HV-Naht, 2c* Ermüdungsrisse ausgehend von der Ausnehmung im Querträgersteg, Detail 2b (SEDLACEK & PASCHEN [73], Seite 10)

Y-Profile folgende wesentlichen Ermüdungsdetails definiert werden, Bild 24 links:

- 2a*** Ermüdungsrisse ausgehend vom geschweißten Fensterstoß der Längsrippe mit Plättchenstoß,
- 2b*** Ermüdungsrisse ausgehend von einer eingepassten Längsrippe mit Kehl- oder HV-Naht,
- 2c*** Ermüdungsrisse ausgehend von der Ausnehmung im Querträgersteg.

Detail 2a*

Beim Y-Profil werden die Seitenbleche, entsprechend dem Trapezprofil, mittels Plättchenstoß hergestellt. Der Stoß des 1/2 I-Profils erfolgt am Querträgersteg mittels durchgesteckter Lasche.

Detail 2b*

Die Seitenbleche werden, entsprechend dem Trapezprofil, am Querträgersteg über Kehl- oder HV-Nähte angeschlossen. Der Stoß des 1/2 I-Profils erfolgt am Querträgersteg mittels durchgesteckter Lasche.

Detail 2c*

Eine Durchlaufwirkung wird, entsprechend dem Trapezprofil, durch eine Ausnehmung im Querträgersteg realisiert.

2.2.3 Beispiele von Schadensfällen – Y-Profil

Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop

Brücke 16. Quelle [84]

2005 wurde durch den Landesbetrieb Straßenbau NRW, Niederlassung Bochum, der Auftrag einer Gutachterlichen Stellungnahme (HANSWILLE & PIEL [44]) vergeben, um die Schäden an der

orthotropen Fahrbahnplatte der Stabbogenbrücke zu untersuchen. Die Untersuchungen ergaben, dass die überwiegende Mehrzahl an Rissen an den HV-Nähten zwischen Querträger und Schrägblech der Längssteifen sich aus dem Bereich der Passplättchen entwickeln (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 9). Durch die anschließende Trennung der Seitenbleche vom Querträgersteg wird der Querkraftabtrag über das Deckblech umgeleitet, wobei gleichzeitig Biegemomente in der durchgesteckten Lasche entstehen. Die daraus resultierenden Ermüdungserscheinungen sind in Bild 25 und Bild 26 dargestellt. Vereinzelt traten auch Ermüdungsrisse an der Plättchenschweißung vom Fensterstoß auf, Bild 26 rechts. Im Prüfbericht 2007 des Landesbetriebs-Straßenbau-NRW [92] wurde die Lage und Größe der unterschiedlichen Rissarten dokumentiert. Die Anzahl der neu aufgetretenen Risse an den Passplättchen bestätigt die Annahme der Passplättchen als Rissinitiierungsstelle.

Sinntalbrücke der Rhönautobahn

Brücke 9. Quelle [82]

Entsprechend NATHER [60], Seite 46, waren einige Längsrippen von den Querträgern fast vollständig abgerissen. Zum Beispiel am Auflager-Querträger über Pfeiler VII, führte dies zu einer Reduzierung der Trägerrostwirkung der orthotropen Platte mit reißverschlussartiger Fortpflanzung der Schäden, Bild 27 links.

Innerhalb der Sonderprüfung 2010 (Autobahndirektion-Nordbayern [88]) konnten überwiegend Risse entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg als Kategorie 2 Risse dokumentiert werden. Nur vereinzelt wurden Risse an der Plättchenschweißung vom Fensterstoß beobachtet, Bild 28.



Bild 25: Brücke 16 – Riss am Passplättchen (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 10), Brücke 16 – Riss entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 8), Brücke 16 – Riss entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Deckblech (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 10)



Bild 26: Brücke 16 – Riss an der durchgesteckten Lasche (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 10), Brücke 16 – Riss entlang der angeschweißten Lasche (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 11), Brücke 16 – Riss an der Plättenschweißung vom Fensterstoß (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 12)

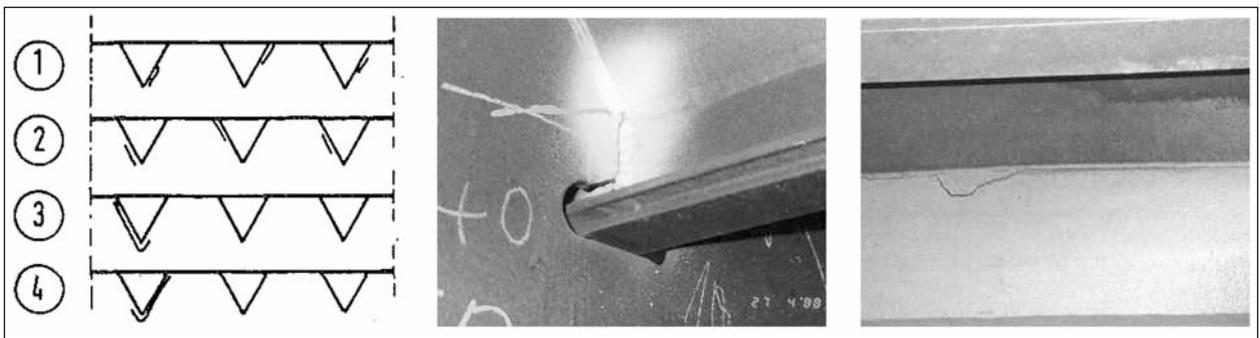


Bild 27: Brücke 9 – Typische Risse im Bereich zwischen Längsrippe und Querträgersteg (WOLCHUK [81], Seite 78), Brücke 3 – Riss zwischen Längsrippe und Querträgersteg (SEDLACEK [95]), Brücke 3 – Riss entlang der Schweißnaht zwischen Deckblech und Seitenblech (SEDLACEK et al. [71], Seite 13)



Bild 28: Brücke 9 – Riss am Passplättchen (Autobahndirektion-Nordbayern [87], Seite 9), Brücke 9 – Riss entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg (Autobahndirektion-Nordbayern [87], Seite 7), Brücke 9 – Riss an der Plättenschweißung vom Fensterstoß (Autobahndirektion-Nordbayern [87], Seite 12)

Moselbrücke Ehrang

Brücke 12. Quelle [83]

Innerhalb der Prüfung 2010 des Landesbetrieb-Mobilität-Rheinland-Pfalz [90] konnten überwiegend Risse entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg als Kategorie 2 Risse dokumentiert werden, Bild 29.

Rheinbrücke Leverkusen

Brücke 3. Quelle [84]

Ermüdungsrisse der Kategorie 2 wurden zwischen Längsrippen und Querträgersteg dokumentiert, Bild 27 Mitte. Diese wurden anschließend instandgesetzt. Bei den durchgeführten Bauwerksprüfungen 2001 bzw. 2002 wurden an verschiedenen Stellen Risse in der Verbindungsnaht zwischen Längsrippe und Deckblech festgestellt (SEDLACEK et al. [71], Seite 6). Diese Risse sind der Kategorie 1 zuzuordnen, Bild 27 rechts. In einer Darstellung der festgestellten Schäden (SEDLACEK et al. [71], Seite 7) auf Basis eines vorläufigen Prüfberichts [84] und Aufzeichnungen der Firma Lange, wurden vor Ort an einigen Längsrippen nur Rostansätze an der Querschweißnaht als Zeichen für mögliche Kategorie 2 Schäden dokumentiert.

Rötensteinbrücke Würzburg-Weinsberg

Brücke 15. Quelle [85]

Innerhalb des Zustandsberichtes 2011 nach DIN 1076 [2] wurden keine Ermüdungsschäden an den

Längsrippen dokumentiert (Regierungspräsidium-Stuttgart [94])

Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp

Brücke 14. Quelle [84].

Bereits 1993 und 1994 wurden Schäden in Form von Rissen festgestellt, woraufhin ein Gutachten durch das Ingenieurbüro Prof. Sedlacek und Partner in Zusammenarbeit mit der SLV Duisburg angefertigt wurde. Unter der schweißtechnischen Überwachung der SLV Duisburg wurden die Bereiche mit Rissen instandgesetzt (SEDLACEK [70], Seite 5). 2009 wurde durch den Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Niederlassung Krefeld, der Auftrag für die Entwicklung von Instandsetzungsvorschlägen (SEDLACEK [70]) vergeben, nachdem innerhalb einer Bauwerksprüfung weitere Risse, teilweise auch an den bereits instandgesetzten Bereichen, dokumentiert wurden. Innerhalb einer Übersichtszeichnung (SEDLACEK [70], Übersichtszeichnung) wurden Schweißnahttrisse an Längssteifen aufgezeichnet. In Bild 30 sind die beobachteten Kategorie 2 Risse schematisch dargestellt. Hauptsächlich konnten Risse entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg dokumentiert werden, die beiden anderen in Bild 31 dargestellten Rissarten traten weitaus weniger auf.

Haseltalbrücke

Entsprechend NATHER [61], Seite 27, tritt vor allem bei V-Profilen, die am Querträgersteg gestoßen wer-



Bild 29: Brücke 12 – Riss am Passplättchen (Landesbetrieb-Mobilität-Rheinland-Pfalz [90], Seite 10), Brücke 12 – Riss entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg (Landesbetrieb-Mobilität-Rheinland-Pfalz [90], Seite 5), Brücke 12 – Riss entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg (Landesbetrieb-Mobilität-Rheinland-Pfalz [90], Seite 13)

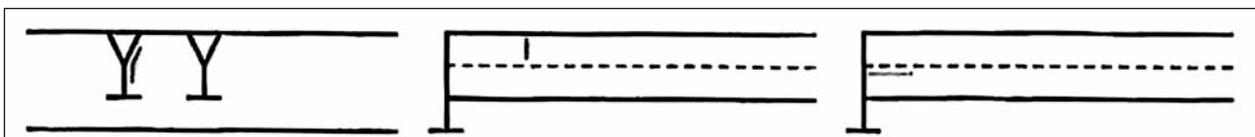


Bild 30: Kategorie-2-Risse für Brücke 14 (SEDLACEK [70], Seite 6): Schweißnahttriss am Steganschluss Y-Längsträger/Querträger, Schweißnahttriss am Montagestoß des Y-Längsträgers, Schweißnahttriss am Querträger beginnend



Bild 31: Brücke 14 – Riss entlang der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg [84], Brücke 14 – Riss an der Plättchenschweißung vom Fensterstoß [84], Brücke 14 – Riss zwischen Seitenblech und 1/2 I-Profil (SEDLACEK [70], Seite 10)

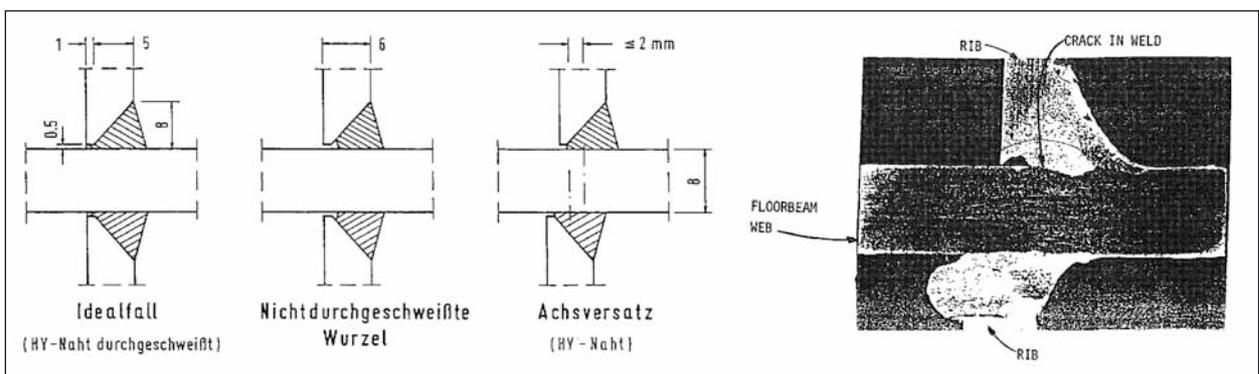


Bild 32: Anschluss der Längsrippe an den Querträgersteg (NATHER [60], Seite 45), Haseltalbrücke – Anschluss der Längsrippe an den Querträgersteg – Riss zwischen oberer Schweißnaht und Querträgersteg (WOLCHUK [81], Seite 78)



Bild 33: Haseltalbrücke [82]: Riss ausgehend von der Unterkante V-Profil, Rissverlauf über die Schweißnaht zwischen Seitenblech und Querträgersteg bis zum Deckblech, Riss an der Plättchenschweißung vom Fensterstoß

den, ein Achsversatz auf, Bild 32 links. Zusätzlich führen nicht durchgeschweißte Nähte zu Rissen, die von außen nicht sichtbar sind. Eine ausgeführte Naht der Haseltalbrücke zeigt Bild 30 rechts, in der ein Riss zwischen der oberen Schweißnaht und dem Querträgersteg zu erkennen ist. Dieser Riss entspricht etwa den 2b Riss des Trapez-Profiles aus Bild 21. In Bild 33 sind weitere Ermüdungsrisse dargestellt. Ausgehend von der Unterkante des V-Profiles vergrößert sich der Ermüdungsriss und durchtrennt schließlich die Schweißnaht zwischen Seitenblech und Deckblech. Bild 33 rechts zeigt ein Ermüdungsriss an der Plättchenschweißung vom Fensterstoß.

2.3 Zusammenfassung

Basierend auf einer detaillierten Literaturstudie und persönlicher Recherche mit der Unterstützung entsprechender Straßenbaubehörden sind in diesem Kapitel typische Ermüdungsdetails der Längsrippenprofile orthotroper Fahrbahnplatten aufbereitet.

Ausgehend von der geschichtlichen Entwicklung der Längsrippenprofile wurden gesondert Ermüdungsdetails von Trapez- und Y-Profilen betrachtet. Einerseits Trapez-Profile, da durchlaufende Trapez-Profile ihre Erfolgsgeschichte als Längssteifen

in orthotropen Fahrbahnplatten bis heute fortführen. Und andererseits Y-Profile, da zwischen 1957-1976 etwa 25 Brücken mit Y-Profilen innerhalb von Deutschland gebaut wurden und diese teilweise heute noch im Straßenverkehr genutzt werden. Die unterschiedlichen Ausführungen der Y-Profile wurden anhand von mehreren Anwendungsbeispielen realisierter Brücken verdeutlicht. Beispielweise unterscheiden sich die Y-Profile, bestehend im Wesentlichen aus zwei Seitenblechen und einem 1/2 I-Profil, in der Form der Ausnehmung im Querträgersteg oder in der Durchlaufwirkung des 1/2 I-Profils bzw. der Seitenbleche.

Für die Ermüdungsdetails der Trapez- und Y-Profile wurden typische Rissarten zusammengetragen, die anhand von realen Schadenfällen an orthotropen Fahrbahnplatten mit Y-Profilen dokumentiert werden konnten. In Anlehnung an Trapez-Profile wurden für Y-Profile die unterschiedlichen Rissarten im Bereich von Anschlüssen im Längssystem kategorisiert:

- 2a*** Ermüdungsriss ausgehend vom geschweißten Fensterstoß der Längsrippe mit Plättchenstoß,
- 2b*** Ermüdungsriss ausgehend von einer eingepassten Längsrippe mit Kehl- oder HV-Naht,
- 2c*** Ermüdungsriss ausgehend von der Ausnehmung im Querträgersteg.

Bei den dokumentierten Schadensfällen wurden verstärkt Ermüdungsrisse der Kategorie 2b* aufgezeichnet, die aufgrund einer Reduzierung der Trägerrostwirkung der Fahrbahnplatte zu einer reiðverschlussartigen Fortpflanzung der Schäden führten.

3 Bisherige Instandsetzungen

3.1 Y-Profil

3.1.1 Allgemein

Die folgenden Instandsetzungsmaßnahmen an Y-Profilen wurden im Rahmen von unterschiedlichen Gutachten bzw. Brückeninspektionen dokumentiert.

3.1.2 Rhein-Herne Kanal – Varianten A, B, C, D, E, F

Brücke 16. Quelle [84]

2005 wurde durch den Landesbetrieb Straßenbau NRW, Niederlassung Bochum, der Auftrag einer Gutachterlichen Stellungnahme (HANSWILLE & PIEL [44]) vergeben, um die Schäden an der orthotropen Fahrbahnplatte der Stabbogenbrücke zu untersuchen. Es wurden drei Instandsetzungsvorschläge numerisch verglichen, Variante A bis C, durch die eine erneute Rissinitiation am Passplättchen unterbunden werden sollte, Bild 34.

Variante A

Ein 40 mm dickes Blech soll als Verlängerung des 1/2 I-Profilstegs durch die Ausnehmung im Querträgersteg auf Kontakt eingepasst werden und vollständig, auch mit der durchgesteckten Lasche, verschweißt werden. Anhand eines FE-Modells wurde gezeigt, dass die Beanspruchungen im Bereich des Plättchens abnehmen. Die Spannungen an der Naht zwischen dem 1/2 I-Profil und dem eingepassten Blech reduzieren sich jedoch nur geringfügig.

Variante B

Zwei 15 mm dicke Laschen sollen seitlich auf den Steg des 1/2 I-Profils angeschweißt werden. Die

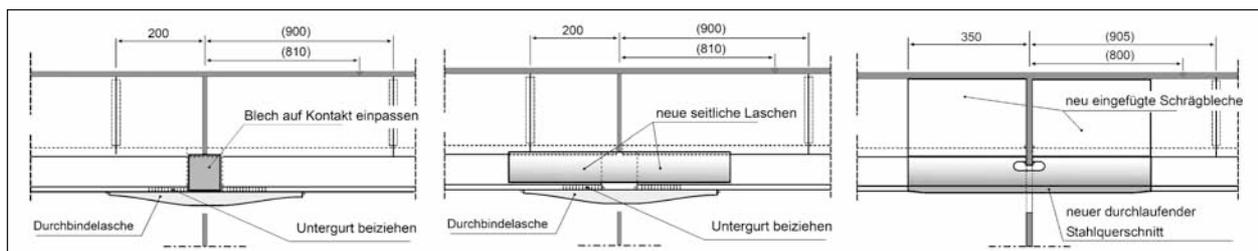


Bild 34: Brücke 16 – Instandsetzungsvorschläge Rhein-Herne Kanal (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 27) Variante A, B, C

hochbeanspruchten Stellen liegen im Steg des 1/2 I-Profils an den Anfangs- bzw. Endpunkten der Laschen. Die berechneten Spannungen sind etwas geringer als die Spannungen der Variante A.

Variante C

Sowohl die Seitenbleche, als auch die ursprünglich durchgesteckten Laschen werden thermisch und mechanisch herausgetrennt und durch neue Querschnitte ersetzt. Entsprechend der numerischen Berechnung soll die Normspannungsreduzierung des Untergurtes gegenüber der Referenzberechnung der ursprünglichen Situation ca. 75 MPa betragen.

Im Folgenden werden die einzelnen Schritte der Instandsetzung entsprechend HANSWILLE & PIEL [44], Seite 34, an Bild 35 erläutert:

- 1) Durchtrennen der Schweißnähte zwischen Passplättchen und Querträgersteg, als auch des 1/2 I-Profilstegs, mittels Abschleifen,
- 2) Lösen der Schweißnaht zwischen Passplättchen und Schrägblech mittels Abschleifen,
- 3) vertikaler Trennschnitt von Unterkante des halbierten I-Profils 200 bis zur Unterkante Deckblech,
- 4) Trennschnitt durch die durchgesteckte Lasche nahe dem Querträgersteg,

- 5) Lösen der vertikalen HV-Nähte zwischen Querträgersteg und Seitenblechen,
- 6) Lösen der horizontalen Naht zum Deckblech.

Nach Entfernen der herausgetrennten Teile werden die frei geschnittenen Nahtstellen (Deckblech und Querträgersteg) beigeschliffen und die Nahtvorbereitung am 1/2 I-Profil hergestellt. Auf das Entfernen des Korrosionsschutzes im Bereich der Stöße, mindestens 150 mm, folgt eine Farbeindring- oder Magnetpulverprüfung des Deckblechs und des Querträgerstegs auf Anrisse. Die vergrößerte Ausnehmung im Querträgersteg wird durch Bohrungen und Brennschneiden hergestellt, Bild 36.

Die Schweißung der neu eingefügten Bleche erfolgt entsprechend einer vorgegebenen Schweißnahtreihenfolge. Anschließend an das Verputzen der Nähte wird der Korrosionsschutz im Bereich der Instandsetzung erneuert. Entsprechend HANSWILLE & PIEL [45], Anhang D, gab es folgende Ergänzungen zum Instandsetzungsvorschlag: Trennschnitt der Seitenbleche und des 1/2 I-Profils sind zueinander um 50 mm versetzt ausgeführt. Ausfugen der vorhandenen Schweißnähte erfolgt durch Kohlelektroden oder Autogen. Trennschnitt der Seitenbleche erfolgt mittels Trennscheibe, wobei die Endstücke zum Deckblech und 1/2 I-Profil durch Fingerfräser auszuarbeiten sind. Zusätzlich sind die an den Seitenblechen angrenzenden Schweißnähte mittels Schleifscheiben und Fingerfräser um ca.

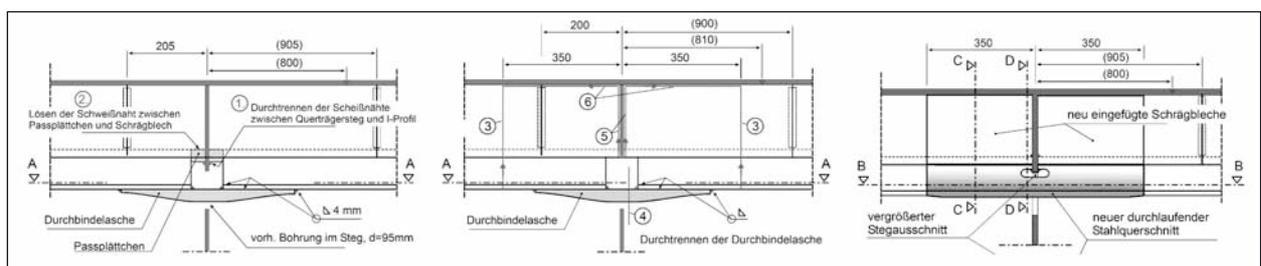


Bild 35: Brücke 16 – Instandsetzungsvorschlag Variante C (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 36-38) Ablauf der einzelnen Schritte

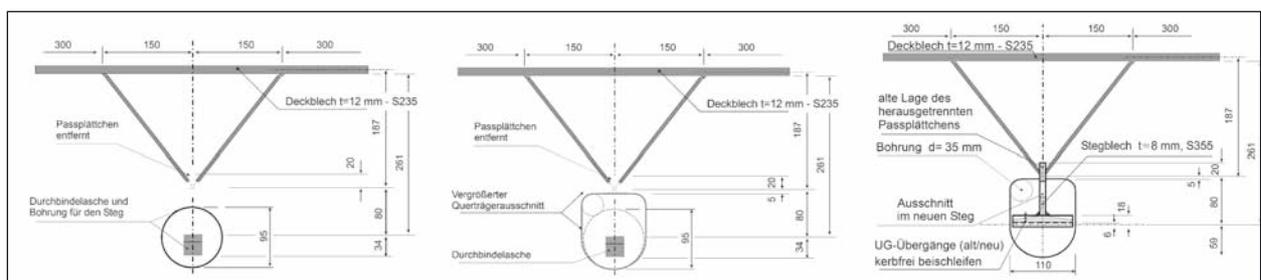


Bild 36: Brücke 16 – Instandsetzungsvorschlag Variante C (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 34, 36, 38) Ablauf der einzelnen Schritte

50 mm aufzutrennen, wobei kein Fugen eingesetzt werden soll. Die Schweißnahtvorbereitungen an den 1/2 I-Profilen (X-Naht) und an den Seitenblechen (HV- bzw. V-Naht) können entsprechend den Schweißanweisungen durch Brennschneiden hergestellt werden. Innenliegende Plättchen an den Seitenblechen dienen als Schweißbadsicherung, die mittels Kehlnähten in der Schweißfuge des Plättchenstoßes im Werk angeschweißt werden. Vor Einbau der Seitenbleche wird die vertikale Naht im oberen Bereich des 1/2 I-Profilstegs blecheben verschliffen, ebenso wie die Stumpfnaht am Gurt des 1/2 I-Profils.

Folgende Schweißnahtreihenfolge entsprechend HANSWILLE & PIEL [45], Anhang D, bzw. Bild 37 wurde vorgeschlagen:

- 1) X-Naht des 1/2 I-Profilgurtes gemäß Schweißanweisung.
- 2) X-Naht des 1/2 I-Profilstegs gemäß Schweißanweisung.
- 3) Kehlnaht mit $a = 4$ mm zwischen Steg- und Gurtblech.
- 4) DHV-Naht zwischen Querträgersteg und 1/2 I-Profilsteg, Enden kerbfrei ausschleifen.

- 5) Plättchenschweißung zwischen Seitenblech und Querträgersteg gemäß Schweißanweisung, kreuzweise wechselseitig ausführen.
- 6) Plättchenstoß der Seitenbleche gemäß Schweißanweisung, kreuzweise wechselseitig ausführen.
- 7) und 8) HV-Naht zwischen Seitenblech und 1/2 I-Profilsteg, kreuzweise im Pilgerschritt.
- 9) und 10) HV-Naht zwischen Seitenblech und Deckblech, kreuzweise im Pilgerschritt.

Entsprechend der Ausführungsplanung von HRA Beratende Ingenieure im Bauwesen, Bochum, wurde die Instandsetzung durch zwei Stahlbaubetriebe unter Bauüberwachung von TÜV-Nord Systems durchgeführt. Die endgültigen Ausführungszeichnungen der Instandsetzung enthalten kleinere Änderungen und verweisen auf Regeldetails von DIN-Fachbericht 103, Version 2003, Tabelle IV-4, Detail 4, 7, 10, Seite 272-274 [21] (aktuell DIN-Fachbericht 103, Version 2009 [22]), Bild 38. Die Fertigungskosten von 163 Anschlüssen beliefen sich auf 3.400 Euro pro Querträgeranschluss. Zuzüglich Verkehrslenkungsmaßnahmen, Bauüberwachung und Planungskosten betrug die Instandsetzung etwa 1 Millionen Euro (HANSWILLE [43], Seite 66).

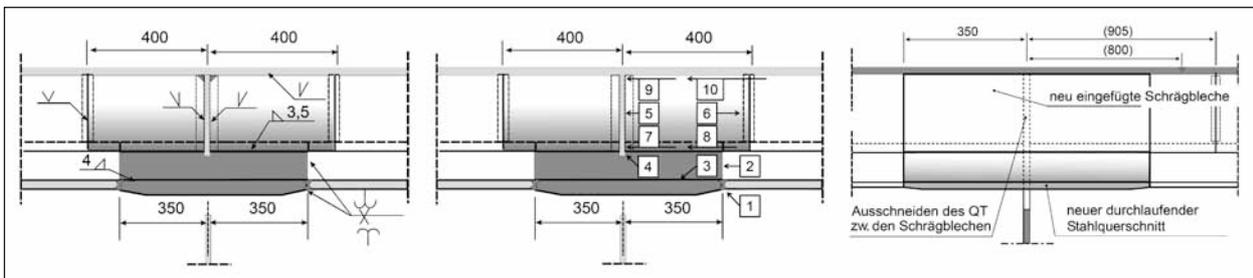


Bild 37: Brücke 16 – Variante C entsprechend (HANSWILLE & PIEL [45], Anhang D), Brücke 16 – Variante D (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 38)

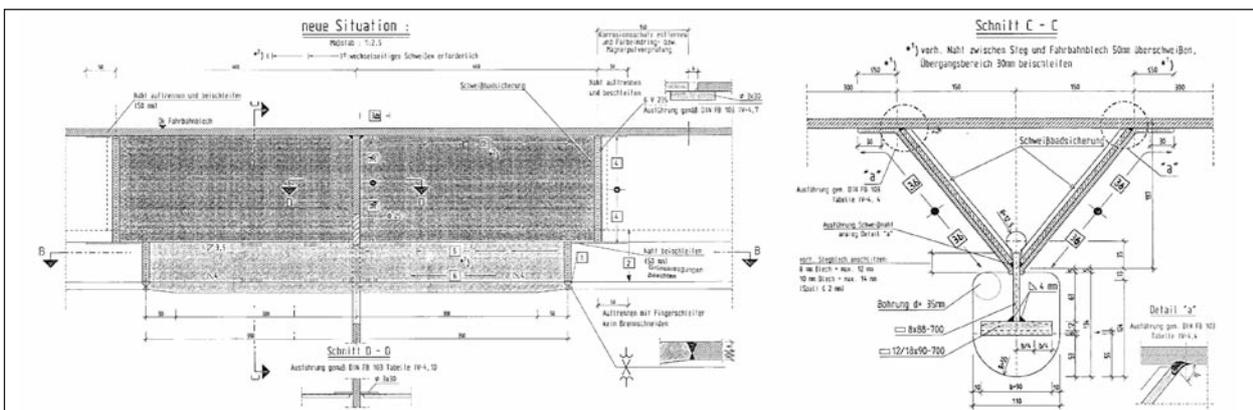


Bild 38: Brücke 16 – Variante C – Ausführungsplanung der Instandsetzung mit Verweis auf Regeldetails von (DIN-Fachbericht 103, Version 2003 [21], Tabelle IV-4 Detail 4, 7, 10, Seite 272-274) (HANSWILLE & PIEL [45], Ausführungszeichnung)

Ermöglicht wurde die Instandsetzung erst durch die Stellungnahme hinsichtlich der Schweißarbeiten unter Verkehr. Innerhalb experimenteller Untersuchungen konnte bezüglich einer ausreichenden Ermüdungsfestigkeit kein signifikanter Unterschied zwischen den am Bauwerk unter Verkehr geschweißten Nähte und den in der Literatur veröffentlichten Versuchsergebnissen, bei den keine Nahtflankenbewegung beim Schweißen vorhanden war, festgestellt werden (HANSWILLE & PIEL [45], Seite 40). Bild 39 bis Bild 41 sind dieser Stellungnahme entnommen. Bild 39 und Bild 40 zeigen einen beschliffenen Querträgersteg, sowie Deckblech, nach dem Entfernen der herausgetrennten

Teile. Die Einrichtung zur Erstellung der geschweißten Prüfkörper unter Verkehr ist in Bild 41 links dargestellt. Rechts davon ist eine ausgeführte Instandsetzung der Kategorie 2 Schäden abgebildet.

Variante D

Innerhalb der gutachterlichen Stellungnahme von HANSWILLE & PIEL [44] wurde ebenfalls eine modifizierte Version (Bild 37 rechts) der ursprünglichen Variante C (Bild 34 rechts) vorgestellt. Indem die gesamte Längsrippe durch eine Ausnehmung im Querträgersteg geführt wird, entfällt der geschweiß-



Bild 39: Brücke 16 – Variante C – beschliffener Bereich des Querträgers und des Deckblechs nach dem Entfernen der herausgetrennten Teile (HANSWILLE & PIEL [45], Anlage C, Seite 9, 12, 11)

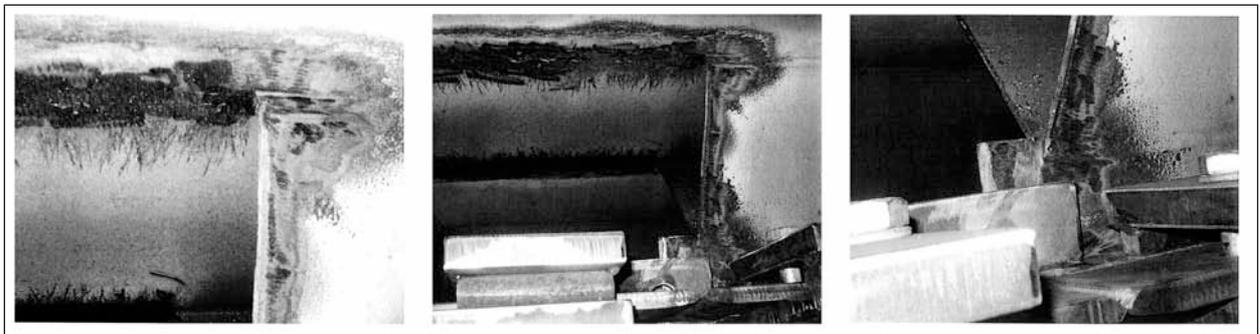


Bild 40: Brücke 16 – Variante C – beschliffener Bereich des Deckblechs und der Seitenbleche mit Versatz des 1/2 I-Profilstegs zu den Seitenblechen (HANSWILLE & PIEL [45], Anlage C, Seite 11, 7, 10)



Bild 41: Brücke 16 – Variante C – Einrichtung zur Prüfkörperherstellung und abgeschlossene Instandsetzungsmaßnahme (HANSWILLE & PIEL [45], Anlage C, Seite 12 und Hauptdokument Seite 6)



Bild 42: Brücke 16 – Trägersystem (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 4), Variante E (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 12), Variante F (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 8)

te Stoß der Seitenbleche an den Querträgersteg. Die kraftschlüssige Lösung kann jedoch nur für ausreichend dimensionierte Querträger eingesetzt werden, bei denen große Ausnehmungen im Steg nicht zu ungünstigen Beanspruchungen führen. Variante D hätte für die Hauptquerträger der Brücke, Bild 42 links, eingesetzt werden können, nicht jedoch für die Zwischenquerträger (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 38). Um mehrere Varianten im Bauwerk zu vermeiden, wurde nur Variante C ausgeführt.

Variante E

An ca. 40 Stellen wurden Risse an Schweißnähten der Y-Profile festgestellt und 2001 im Wesentlichen durch Ausfugen und erneutes Verschweißen saniert (Landesbetriebs-Straßenbau-NRW [91], Seite 1). 2004 und 2005 konnten an den bereits sanierten Stellen und an noch nicht sanierten Stellen weitere Risse dokumentiert werden (HANSWILLE & PIEL [44], Seite 3), Bild 42 Mitte.

Variante F

Zusätzlich zur Instandsetzungsvariante E wurden Risse, die schräg in die Seitenbleche verliefen an den Risspitzen angebohrt, Bild 42 rechts.

3.1.3 Sinntalbrücke der Rhön – Variante G

Variante G

Brücke 9. Quelle [82]

Entsprechend NATHER [61], Seite 46, wurden Schweißnähte gestrahlt und Risse mittels Farbeindringverfahren festgestellt und protokolliert. Nach dem Ausfugen und erneuten Verschweißen wurde eine weitere Farbeindringprüfung vorgenommen. Hohe Abkühlgeschwindigkeiten wurden durch Vor-

wärmen und Wärmeeinrichtungen bei Temperaturen unter Null bzw. Einstellen der Schweißarbeiten vermieden. Sämtliche Nähte auf der gegenüberliegenden Seite des Querträgerstegs waren daraufhin gerissen, auch Nähte die bisher keine erkennbaren Schäden zeigten. Folglich wurden Nähte immer auf beiden Seiten des Querträgerstegs saniert. Während der Instandsetzungsarbeiten traten nur in Ausnahmefällen erneute Anrisse an den sanierten Schweißnähten auf. Es wurde darauf hingewiesen, dass die Instandsetzungsmaßnahme bei steigender Verkehrsbelastung nicht ausreichend sei.

3.1.4 Rheinbrücke Leverkusen – Variante H

Variante H

Brücke 3. Quelle [84]

Entsprechend SEDLACEK [95] sind Risse in den vertikalen Kehlnähten, die die durchlaufenden T-förmigen Untergurte der Längsrippen (Y-Profile) mit den Querträgerstegen verbinden, durch eine zu starre Konstruktion zu begründen. Bei Biegung aus Verkehr in Querrichtung kann sich die Längsrippe nicht zwangungsfrei mitverdrehen, wodurch sich bei der Durchbiegung der Querträger sehr hohe lokale Spannungen aufbauen. In Bild 43 rechts ist die Instandsetzungsmaßnahme entsprechend SEDLACEK [95] dargestellt, die größere Verformungen und somit kleinere Zwangsbeanspruchungen ermöglicht. Innerhalb eines späteren Gutachtens (SEDLACEK et al. [71]) wurden nur Risse der Kategorie 1 dokumentiert. Das Gutachten bezüglich der Kategorie 1 Risse stellte Instandsetzungsmaßnahmen vor, ebenso waren als Anlage Instandsetzungsvorschläge einer niederländischen Großbrücke für Kategorie 1 Risse beigefügt.

3.1.5 Brücke Duisburg-Neuenkamp – Variante I, J, K, L, M

Brücke 14. Quelle [84]

Das Ingenieurbüro Prof. Sedlacek und Partner wurde 2009 durch den Landesbetrieb Straßenbau NRW, Niederlassung Krefeld, beauftragt Instandsetzungsvorschläge zu den Schäden der Rheinbrücke zu erarbeiten (SEDLACEK [70]).

Variante I

Bild 43 (links, Mitte) zeigt einen Riss der Kategorie 1, der im Bereich des Querträgerstegs schräg von der Schweißnaht zwischen Seiten- und Deckblech in das Seitenblech verläuft. Dieser wurde durch Abbohren und erneutes Verschweißen 1993 und 1994 instandgesetzt, wobei 2009 erneut Risse dokumentiert wurden. Bezüglich der bisherigen Instandsetzung kam man zur Feststellung, dass die definierte Längenzugabe in Rissverlauf nicht ausreichend war und der tatsächliche Riss weiter voran geschritten sein musste (SEDLACEK [70], Seite 12). Entsprechend SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 5, kann das genaue Rissende mittels Wirbelstromverfahren nach Strahlen oder Schleifen

der Oberfläche bestimmt werden. Bevor der Riss ausgefugt wird soll ein Loch mit Durchmesser 20 mm im Abstand 50-100 mm in Verlängerung des Rissverlaufs gebohrt werden, Bild 44.

Das ausgefugte Blech soll einen Nahtöffnungswinkel zwischen 50 bis 60 Grad erhalten. Gegebenenfalls muss bei Herstellung der durchgeschweißten Naht vorgewärmt werden. Anschließend wird das Loch auf Durchmesser 25 mm aufgerieben. Innerhalb des Ausführungsplans ist folgende Literatur zu beachten: DIN-Fachbericht 103, Version 2009 [22], Kapitel IV und DVS-Merkblatt 1709 [23]. Die Schäden sind zu Kennzeichnen und Dokumentieren. Anhand dieser Aufzeichnungen ist eine Magnetpulverprüfung (DIN EN 1290 [7], aktuell DIN EN ISO 17638 [17]) 8-24 Stunden sowie 3 Monate nach Fertigstellung der Arbeiten durchzuführen. Die Sichtprüfung (DIN EN 970 [15], aktuell DIN EN ISO 17637 [16]) erfolgt während der Schweißarbeiten.

Variante J

Bild 44 zeigt einen Riss der Kategorie 1, entsprechend Bild 43 der Variante I. Bei erneuten Rissen wird ein neues Blech eingesetzt, das ca. 200 mm

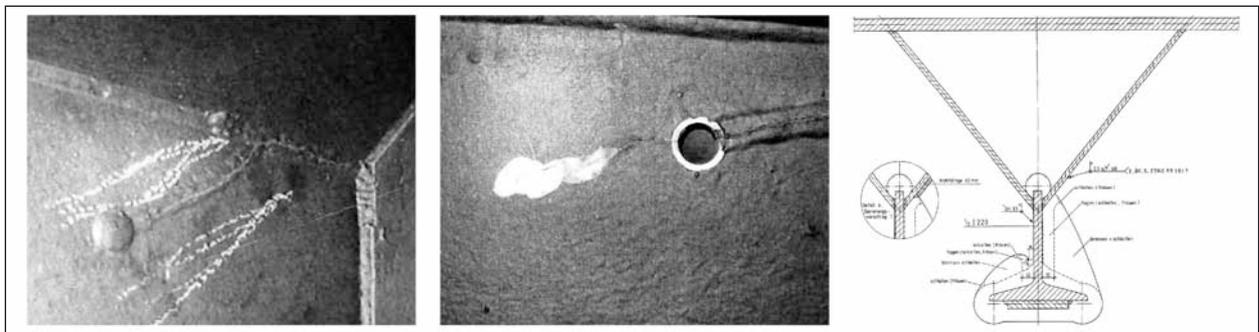


Bild 43: Brücke 14 – Riss in instandgesetzter Naht (SEDLACEK [70], Seite 7), Brücke 14 – Riss in instandgesetzter Naht (SEDLACEK [70], Seite 7), Brücke 3 – Variante H – Ausnehmung im Querträgersteg zur Vermeidung von Spannungskonzentrationen bei Biegung aus Verkehr in Querrichtung durch eine zu starre Konstruktion (SEDLACEK [95])

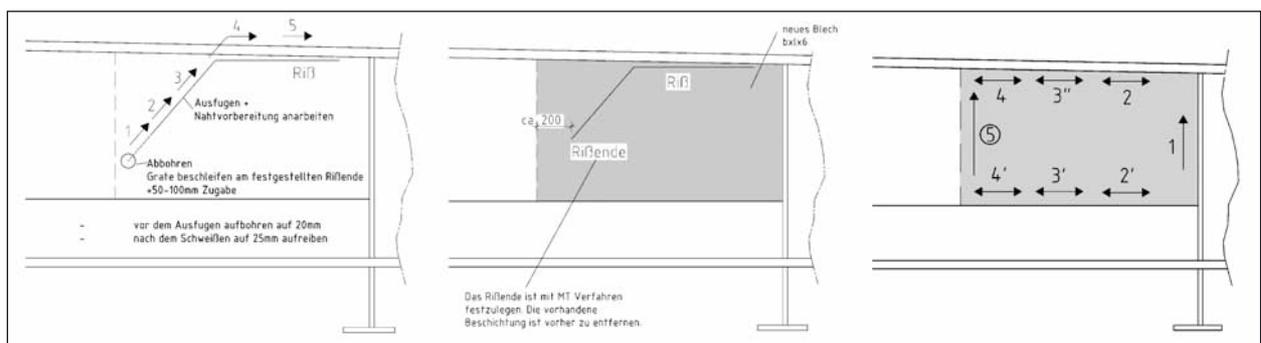


Bild 44: Brücke 14 – Variante I – Ausführungsplanung (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 5), Brücke 14 – Variante J – Ausführungsplanung (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 2), Brücke 14 – Variante J – Schweißnahtreihenfolge (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 2)

über die detektierte Risspitze hinausgeht (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 2). Für die Schweißnahtdetails, wird auf DIN-Fachbericht 103, Version 2009 [22], Tabelle IV-4, Seite 266, verwiesen. Zusätzlich zu den Hinweisen in Variante I bezüglich der Literatur, der Dokumentation und der Prüfverfahren sind folgende Punkte zu beachten:

- 1) Der Stoßbereich ist auf Rissfreiheit zu Prüfen.
- 2) Nahtflanken werden beschliffen und der Instandsetzungsbereich ist durch Stahlen oder Schleifen zu säubern.
- 3) Einhalten der Schweißnahtreihenfolge.
- 4) Während der Schweißarbeiten an den Blechen soll der jeweilige Fahrstreifen 5 Querträgerabstände vor und nach der betroffenen Stelle von Verkehr freigehalten werden. Vorzugsweise soll dies in verkehrsberuhigten Zeiten erfolgen.

Variante K

Bild 45 zeigt die Instandsetzung eines Kategorie 2 Risses entsprechend SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 3. Beim Riss zwischen 1/2 I-Profilsteg und Querträgersteg bzw. zwischen 1/2 I-Profilsteg und den Seitenblechen wird davon ausge-

gangen, dass der Querträgersteg selbst nicht ange-rissen ist. Zusätzlich zu den Hinweisen in Variante J bezüglich der Literatur, der Dokumentation und der Prüfverfahren sind folgende Punkte zu beachten:

- 1) Querträgersteg entsprechend DIN EN 10160 [5] auf Dopplung prüfen, Flächen Qualitätsklasse S1 und Randzonen Qualitätsklasse E1.
- 2) Unter den Vorgaben eines anerkannten Institutes für Schweißtechnik ist die Instandsetzung der Naht auf beiden Seiten des Querträgerstegs anzuwenden.

Variante L

Bild 46 links zeigt einen Riss am Plättchenstoß der Seitenbleche, der in den Steg des 1/2 I-Profils verläuft. Der gerissene Steg des 1/2 I-Profils wurde bis zum Flansch herausgearbeitet und durch ein neues Blech mit abgerundeten Ecken ersetzt, Bild 46 Mitte. Risse in den Seitenblechen wurden durch ca. 500 mm breite Bleche behoben.

Variante M

Risse ausgehend von einer Ausnehmung im 1/2 I-Profilsteg wurden durch kerbarme Ausarbeitungen entfernt, Bild 46 rechts.

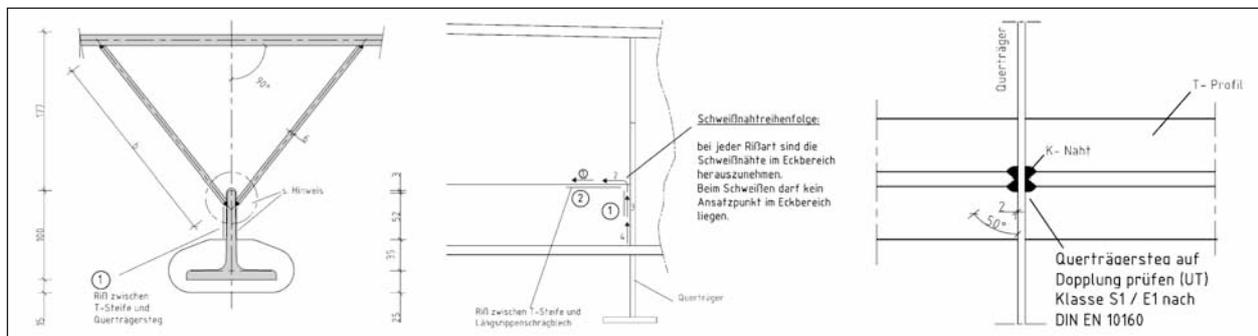


Bild 45: Brücke 14 – Variante K – Ausführungsplanung (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 3): Y-Profil Querschnitt, Anschluss Längsrippe-Querträgersteg mit vorgegebener Schweißnahtreihenfolge, Schweißnahtdetail mit Prüfhinweis

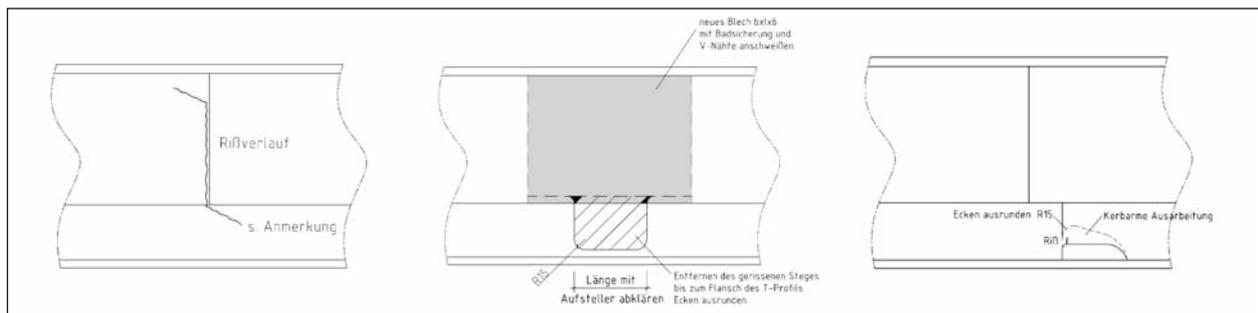


Bild 46: Brücke 14 – Variante L – Riss in Plättchenstoß der Seitenbleche (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 8), Brücke 14 – Variante L – Ausführungsplanung (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 8) Brücke 14 – Variante M – Risse ausgehend von einer Ausnehmung im 1/2 I-Profilsteg (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 9)

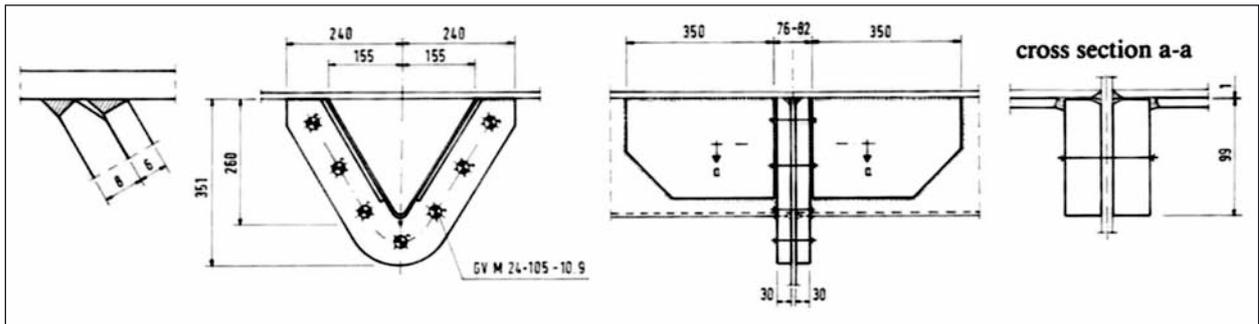


Bild 47: Haseltalbrücke – Variante N – Instandsetzung der Längsrippenanschlüsse mit Verstärkungsblechen (NATHER [61], Seite 28)



Bild 48: Haseltalbrücke – Variante N [82]: Ausgeführte Instandsetzung mittels Verstärkungsblechen und HV-Schrauben an den Kopfplatten, Riss ausgehend von Unterkante V-Profil, Riss in der Schweißnaht zwischen Seitenblech und Kopfplatte

3.1.6 Haseltalbrücke – Variante N

Variante N

Entsprechend NATHER [60], Seite 46, bzw. NATHER [61], Seite 28, wurden kurze Verstärkungsbleche zuerst mit einer 30 mm dicken Kopfplatte und dann sowohl mit dem Deckblech als auch mit der V-Rippe verschweißt. Die auf beiden Seiten des Querträgerstegs angeordneten Kopfplatten wurden mittels HV-Schrauben miteinander verbunden, Bild 47 und Bild 48 links. Risse ausgehend von der Unterkante der instandgesetzten V-Profile sind rechts davon zu sehen.

3.2 Trapez-Profil

3.2.1 Allgemeines

Alle nachfolgenden Instandsetzungsmaßnahmen an Trapez-Profilen wurden im Rahmen von unterschiedlichen Forschungsvorhaben dokumentiert, wobei die jeweiligen Literaturquellen vermerkt sind.

3.2.2 Ermüdungsdetail 2a – Variante O, P

Entsprechend KOLSTEIN [55], Seite 160, sollte ein Fensterstoß mit größeren Rissen komplett entfernt

werden und unter Berücksichtigung der heutigen Regelungen bzw. Erkenntnisse durch einen neuen Fensterstoß ersetzt werden. Für die Instandsetzung kleinerer Risse wurde auf folgende Versuchsergebnisse verwiesen:

Variante O

In Bild 49 links sind die Versuchsergebnisse von Kolstein M. H. aus dem Jahr 1995 dargestellt. Die Versuchskörper wurden durch Ausschleifen der gerissenen Stumpfnah und erneutes Verschweißen hergestellt (KOLSTEIN [55], Seite 161).

Variante P

In Bild 49 rechts sind die Versuchsergebnisse von Caramelli S. aus dem Jahr 1994 dargestellt. Zusätzlich zu der Variante O wurden abgerundete Bleche aufgeschweißt, um die Spannungen im unteren Bereich des Profils zu verringern (KOLSTEIN [55], Seite 161).

3.2.3 Ermüdungsdetail 2b – Variante Q

Variante Q

Entsprechend KOLSTEIN [55], Seite 254, entwickelte Cuninghame im Jahr 1987 eine Instand-

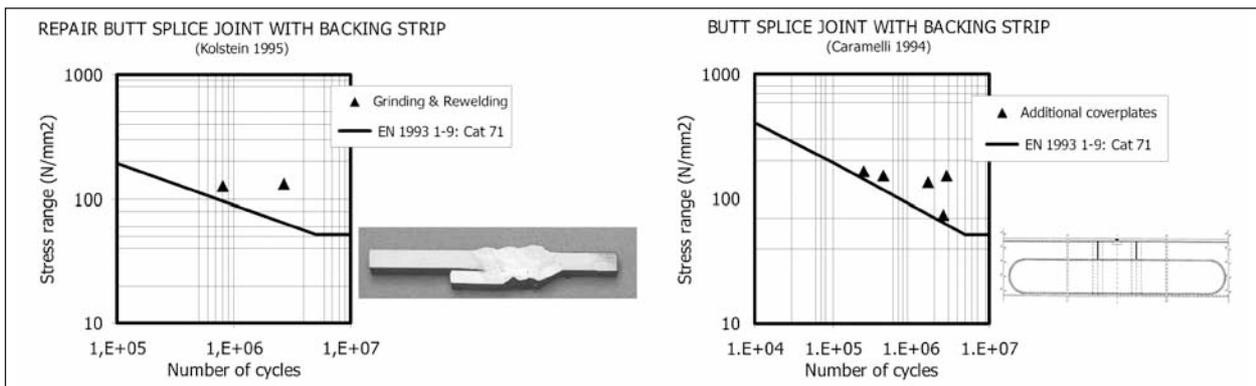


Bild 49: Auszug (KOLSTEIN [55], Seite 161): Instandsetzungsmaßnahme Variante O (KOLSTEIN, M. H.) und Variante P (CARAMELLI, S.)

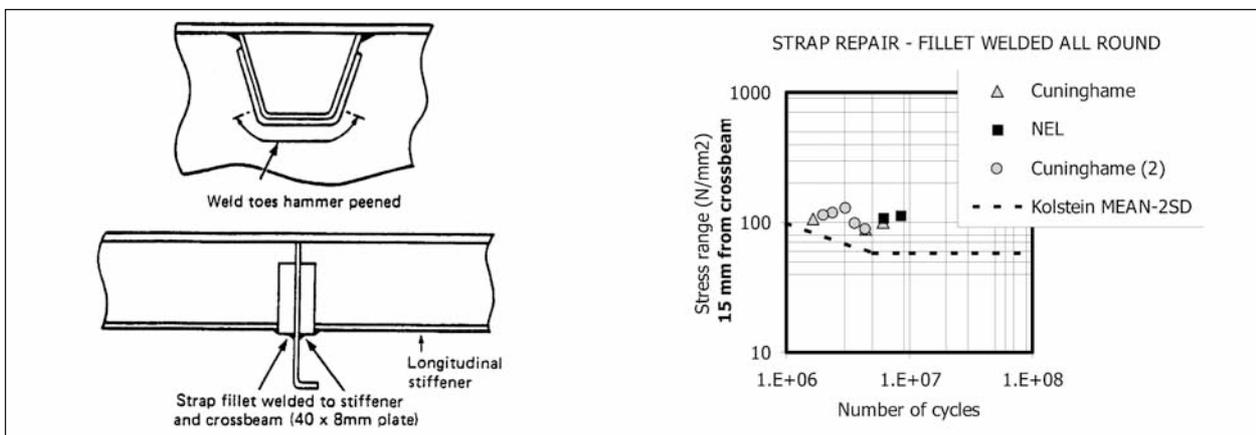


Bild 50: Auszug (KOLSTEIN [55], Seite 168, 254): Instandsetzungsmaßnahme Variante Q (CUNINGHAME [29])

setzung für Ermüdungsrisse ausgehend von eingepassten Längsrippen, Bild 50 links. Auf beiden Seiten des Querträgerstegs wurden Bleche (8 x 40) erhitzt, um anschließend an die Form der Längssteife angepasst zu werden. Nach dem Anschweißen der Bleche im Bereich des Querträgerstegs, wurden die Schweißnahtübergänge durch Hämmern nachbehandelt. Die komplette Instandsetzung benötigte etwa 30 Mannstunden (KOLSTEIN [55], Seite 168). In Bild 50 rechts sind die Versuchsergebnisse dargestellt, wobei die Spannung in der Längssteife im Abstand von 15 mm vom Querträgersteg gemessen wurde.

3.2.4 Ermüdungsdetail 2c – Variante R, S

Für die Instandsetzung von Ermüdungsrissen ausgehend von einer Ausnehmung im Querträgersteg wurden folgende Maßnahmen dokumentiert:

Variante R

Im Jahr 1994 wurden dreieckförmige Längssteifen innerhalb von Bauteilversuchen von Caramelli un-

tersucht, Bild 51 links. Der Ermüdungsriss trat stets im Querträgersteg auf, ausgehend von der runden Ausnehmung (Radius 31 mm) ca. 10-20 mm von der Schweißnaht entfernt. Entsprechend KOLSTEIN [55], Seite 212, wurden für die Instandsetzung folgende Schritte durchgeführt:

- 1) Rissdetektion visuell und mittels Magnetpulver.
- 2) Riss auf einer Seite des Querträgerstegs (Blechdicke 10 mm) U-förmig ausschleifen, mit einer Tiefe von 6 mm und einer Breite von 8 mm.
- 3) Verschweißen dieser Naht in vertikaler Position.
- 4) Auf der anderen Seite des Querträgerstegs ausschleifen bis zur Wurzel der gerade geschweißten Naht.
- 5) Zweite Naht entsprechend der ersten Naht verschweißen.
- 6) Oberfläche beider Schweißnähte verschleifen.

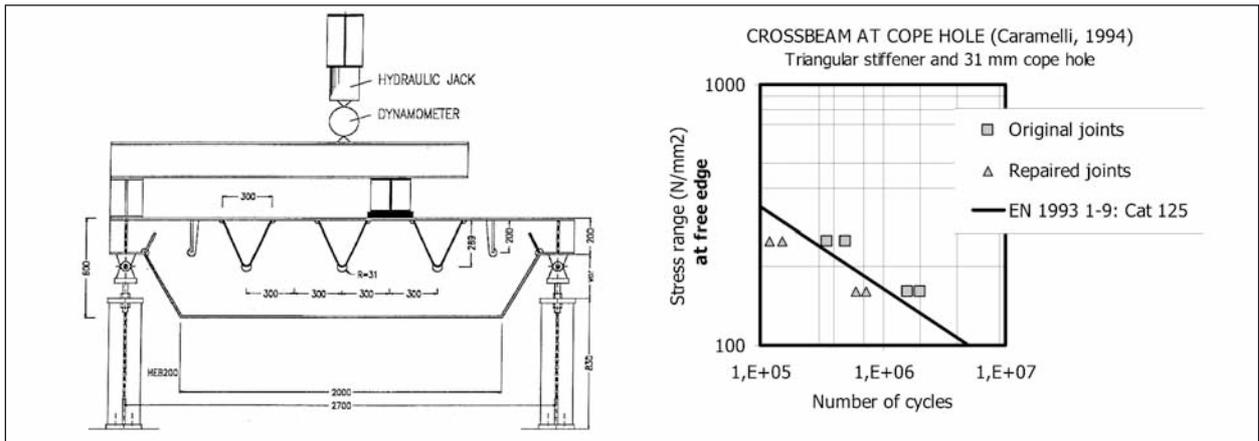


Bild 51: Versuchsstand und Instandsetzungsmaßnahme Variante R von Caramelli im Jahr 1994 (KOLSTEIN [55], Seite 211, 212)



Bild 52: Versuchsstand und Instandsetzungsmaßnahme Variante S von Kolstein im Jahr 1995 (KOLSTEIN [55], Seite 213, 221)

7) Visuelle und Magnetpulverprüfung der Schweißnaht.

In Bild 51 rechts sind die Versuchsergebnisse der ursprünglichen und der sanierten Konfiguration dargestellt.

Variante S

Im Jahr 1995 wurden trapezförmige Längssteifen innerhalb von Bauteilversuchen von Kolstein untersucht, Bild 52. Vereinfacht kann das statische System als 4-Punkt-Biegeversuch angesehen werden. Entsprechend KOLSTEIN [55], Seite 221, wurde an der Risspitze ein Loch (Durchmesser 26 mm) gebohrt und beidseitig des Querträgerstegs Bleche mittels hochfest vorgespannten M24 Injektionschrauben befestigt, sogenannten HSFG injection bolts. An der ursprünglichen Konstruktion wurden die ersten Risse nach 100.000 Schwingspielen dokumentiert, anschließend an die Instandsetzung wurden neue Risse erst nach weiteren zwei Millionen Schwingspielen beobachtet.

3.3 Gesammelte Erkenntnisse

3.3.1 Abbohren der Risspitze

Varianten: F, I, S

Entsprechend DVS-Merkblatt 1709 [23], Kapitel 5.3.6, sollen Risspitzen unmittelbar nach dem Entdecken angebohrt werden. Die Detektion der Risspitze soll mittels Magnetpulverprüfung (DIN EN ISO 17638 [17]) geschehen. Entgegen der Eindringprüfung (DIN EN ISO 3452-1 [19]) kann die Magnetpulverprüfung teilweise auch Risspitzen unterhalb der noch nicht angerissenen Oberflächenbeschichtung detektieren. Bei nur einseitig zugänglichen Blechen soll das Bohrloch (Durchmesser 20 mm) leicht in die vermutete Rissrichtung versetzt ausgeführt werden, um ebenfalls eine eventuell voranschreitende Risspitze auf der gegenüberliegenden Blechoberfläche zu erfassen, Bild 53 links. Falls eine Instandsetzung (wie z. B. Variante I für Seitenbleche) nicht anschließend erfolgt, soll entsprechend DVS-Merkblatt 1709 [23], Kapitel 5.3.6, ein statischer Nachweis geführt werden, auf dessen Basis die Inspektionsintervalle bis zur Instandsetzung festgelegt werden. Abschließend soll das Bohrloch durch einen Kunststoffpropfen geschlossen werden.

Bei Rissen im Querträgersteg wurden in Variante S das Stegblech zusätzlich durch aufgebrachte Bleche entlastet. Unter den Laborbedingungen der Schwingversuche (konstante Temperatur und Beanspruchung, fehlende Oberflächenbeschichtung, etc.) erzielte diese Instandsetzung mittels hochfest vorgespannten M24 Injektionsschrauben (sog. HSFG injection bolts Bild 53 Mitte) sehr gute Ergebnisse. In Deutschland bedarf die Verwendung von Injektionsschrauben der Zustimmung der zuständigen Behörde (DIN EN 1993-2/NA [14], NDP zu 8.1.3.2.1(1), Anmerkung). Des Weiteren gelten für vorgespannte Injektionsschrauben und hochfest vorgespannte Schrauben entsprechend DIN EN 1993-1-9 [12], Tabelle 8.1, Detail 8 bzw. 10, die gleichen Kerbfallklassen (112 für symmetrisch zweiseitige bzw. 90 für einschnittige Verbindungen). Für die Instandsetzung der Schlossbrücke Oranienburg nahe Berlin wurde diese Verbindungstechnik erstmalig 1996 in Deutschland angewendet (GRESNIGT et al. [41]). Weitere Informationen bezüglich der Thematik unter GRESNIGT et al. [40], de JESUS et al. [31].

3.3.2 Ausnehmung von Kanten

Varianten: H, M

Ein Riss an einer scharfen Ecke bzw. Kante (sprunghafte Geometrieänderung) soll entsprechend den Varianten H und M saniert werden, indem durch eine Ausnehmung im Blech sogenannte Spannungskonzentrationen vermieden werden. Dieses Prinzip wird auch bei den heute neu gebauten Brücken mit Trapez-Profilen angewendet, wenn man die Ausnehmung für eine Längssteife im Querträgersteg betrachtet, vgl. Bild 54 links bzw. DIN EN 1993-2 [13], Kapitel C.1.3.5.2 und C.2.3.

3.3.3 Ausschleifen bzw. Ausfugen und erneutes Verschweißen

Varianten: E, G, I, K, O, R

Das Ausschleifen bzw. Ausfugen und erneute Verschweißen soll kurzfristig ausgeführt werden, wenn die statische Tragfähigkeit nicht mehr gegeben ist oder es zu befürchten ist, dass die vom Riss her-

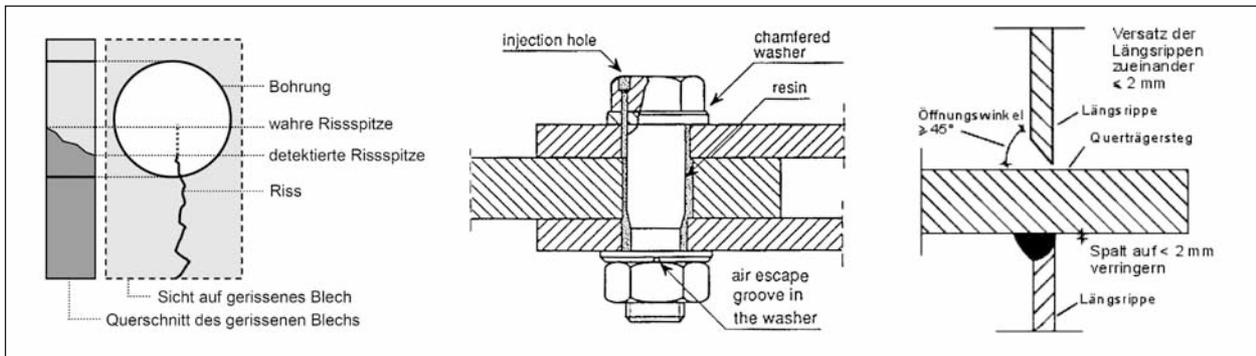


Bild 53: Leicht versetztes Abbohren bezüglich der detektierten Risspitze bei einseitig zugänglichen Blechen, Schematische Darstellung einer Injektionsschraube (GRESNIGT et al. [40], Seite 5), Schweißnahtvorbereitung an einem eingepassten Seitenblech (DVS-Merkblatt 1709 [23], Seite 7)

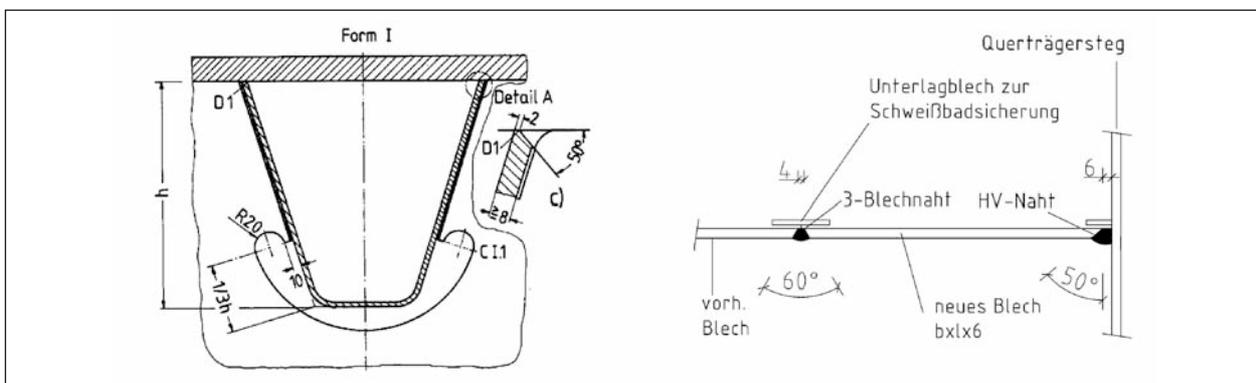


Bild 54: Ausnehmung im Querträgersteg bei einem durchlaufenden Trapez-Profil zur Vermeidung von Spannungskonzentrationen (HAIBACH & PLASIL [42], Seite 270), Anschluss eines neuen Bleches an das vorhandene Seitenblech und den Querträgersteg entsprechend Instandsetzung Variante J (SEDLACEK [70], Ausführungszeichnung, Seite 2)

vorgeschlagene Umlagerung zu einem beschleunigten Wachstum weiterer Risse führt. Zu Beginn soll die Risspitze mittels Magnetpulverprüfung (DIN EN ISO 17638 [17]) detektiert werden. Erst anschließend soll die Oberflächenbeschichtung entsprechend der Schweißnahtvorbereitung entfernt werden, um die Risspitze durch die mechanische Bearbeitung nicht zu verschmieren. Eine Risspitze, die sich bereits innerhalb eines Bleches befindet, soll entsprechend Kapitel 3.3.1 angebohrt werden, um ein weiteres Wachstum während der Schweißarbeiten zu unterbinden. Anschließend an die Schweißarbeiten soll dieses Loch entsprechend Variante I aufgerieben werden, um mögliche Endkrater in diesem Bereich zu entfernen. Die Schweißnahtvorbereitung soll für einen Riss im Querträgersteg entsprechend Variante R und für einen Riss im Seitenblech entsprechend Variante I ausgeführt werden. Die Schweißnahtvorbereitung für einen Riss zwischen Seitenblech und Querträgersteg bei einer eingepassten Längsrippe soll entsprechend Bild 53 rechts ausgeführt werden. Entsprechend Variante G sollen bei eingespannten Längsrippen immer beide Seiten des Querträgerstegs saniert werden und entsprechend Variante K soll der Querträgersteg gegebenenfalls auf Doppelungen (DIN EN 10160 [5]) geprüft werden.

Die Schweißarbeiten sollen wenn möglich von einem anerkannten Institut für Schweißtechnik überwacht werden. Die Größe der Schweißnaht soll nicht zwingend vergrößert werden und der Übergang von alter zur neuen Naht soll beschliffen werden, um mögliche Spannungskonzentrationen zu vermeiden. Entsprechend Variante K soll Anfangs- und Endpunkt der Schweißnaht nicht in Eckpunkten liegen. Entsprechend Variante I bzw. DVS-Merkblatt 1709 [23], Seite 8, sind folgende Inspektionen erforderlich:

- 1) Visuelle Prüfung (DIN EN ISO 17637 [16]) während der Schweißarbeiten.
- 2) Magnetpulverprüfung (DIN EN ISO 17638 [17]) acht Stunden nach den Schweißarbeiten.
- 3) Magnetpulverprüfung drei Monate nach den Schweißarbeiten.
- 4) Aufbringen des Korrosionsschutzes.
- 5) Inspektionen nach DIN 1076 [2].

Des Weiteren soll folgendes Kapitel 3.3.4 bezüglich des Schweißens unter Verkehr beachtet werden.

3.3.4 Schweißen unter Verkehr

In der Literatur wurde auf die Schwierigkeiten des Schweißens unter Verkehr hingewiesen. Diesbezüglich sollen kurz die wichtigsten Hinweise zusammengestellt werden:

WICHERS [80] untersuchte Schweißverbindungen, deren zu verschweißende Schnittufer sich schwingend zueinander mit einer Amplitude von $\pm 0,1$ bis $1,1$ mm bei einer Frequenz von $0,25$ bis $7,0$ Hz bewegten. Entsprechend Seite 186 geht bei den MAG geschweißten Blechen S355J2G3 (Dicke 6 und 10 mm) bereits bei einer Amplitude von $\pm 0,2$ mm die Bruchdehnung auf $6-8$ % zurück, wohingegen die statische Festigkeit erst bei einer größeren Frequenz bzw. Amplitude sprunghaft abfällt (60 % der Tragfähigkeit bei $\pm 0,4$ mm und $1,0$ Hz). Ab einer Frequenz von $7,0$ Hz ist keine tragfähige Schweißnaht mehr möglich (Bild 55 links, Mitte). Erste Ergebnisse wurden auch unter PEIL & WICHERS [63] und PEIL & WICHERS [62] veröffentlicht.

HANSWILLE & PIEL [45] untersuchten innerhalb eines Gutachtens den Einfluss vorherrschenden

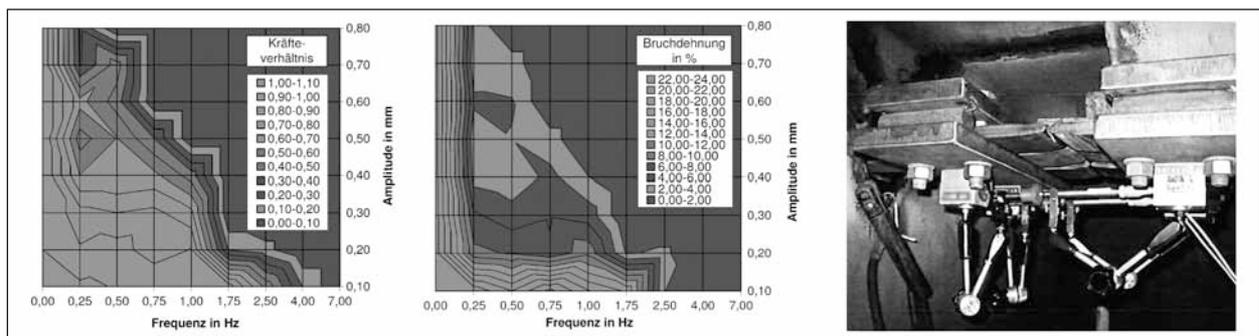


Bild 55: Verhältnis der Höchstzugkräfte im Zugversuch unter Bewegung/Ruhe (WICHERS [80], Seite 86), Mittlere Bruchdehnung der Zugproben (WICHERS [80], Seite 88), Versuchseinrichtung für das Schweißen zweier Stumpfstöße mit Messung der Relativverschiebung in Längsrichtung der Steife unter Verkehr (HANSWILLE & PIEL [45], Seite 14)

Verkehrs auf Schweißarbeiten an der Brücke Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop (Brücke 16). An den zu verschweißenden Schnitturnen konnte hauptsächlich eine Relativverschiebung in Längsrichtung der Steife gemessen werden, Bild 55 rechts. Entsprechend Seite 40 konnte bezüglich einer ausreichenden Ermüdungsfestigkeit kein signifikanter Unterschied zwischen den am Bauwerk unter Verkehr geschweißten Nähte und den in der Literatur veröffentlichten Versuchsergebnissen, bei den keine Nahtflankenbewegung beim Schweißen vorhanden war, festgestellt werden. Die gemessene Relativbewegung war im Mittel nicht größer als 0,2 mm und extreme Einzelfälle nicht größer als 0,5 mm. Um eine größere Relativbewegung zu vermeiden sollen lastübertragende Klemmkonstruktionen verwendet werden.

DVS-Merkblatt 1709 [23] lässt entsprechend Seite 4 nicht zu, dass die zu verschweißenden Schnitturner sich relativ zueinander bewegen. Die Relativbewegungen sollen durch das Anbringen von Montagehilfen, das Nutzen von verkehrsfreien Zeiten und das Verlegen oder das Sperren des jeweiligen Verkehrsstreifens gegebenenfalls vermieden werden. Als Anhaltswert sollte jeweils ein Meter beidseitig von der Arbeitsstelle kein Verkehr vorbeigeführt werden.

3.3.5 Austauschen des Blechs

Varianten: J, L

Ein Riss der nach einer kurzfristigen Instandsetzungsmaßnahme mittels Ausfugen bzw. Ausschleifen und erneutem Verschweißen auftritt, soll entsprechend den Varianten J und L saniert werden. Durch einen großzügigen Blechaustausch wird gewährleistet, dass die Risspitze und lokale Vorschädigungen im Blech nicht Ursache für erneute Risse sind. Der Einbau des Bleches soll unter einer vorgegebenen Schweißnahtreihenfolge zur Minimierung von Zwangseigenstressungen erfolgen, vgl. Variante J. Die Schweißnaht zwischen Seitenblech und Deckblech oder zwischen Seitenblech und $\frac{1}{2}$ I-Profilsteg soll entsprechend (DIN-Fachbericht 103, Version 2009 [22], Tabelle IV-4, Detail 4) mit einem Nahtöffnungswinkel von 50 ausgeführt werden. Der Anschluss des neuen Bleches an das vorhandene Seitenblech und den Querträgersteg soll entsprechend Variante J bzw. den Details von (DIN-Fachbericht 103, Version 2009 [22], Tabelle IV-4) mittels Schweißbadsicherung in Form eines

angeschweißten Plättchens erfolgen, Bild 54 rechts. Des Weiteren sollen die Empfehlungen entsprechend Kapitel 3.3.4 bezüglich des Schweißens unter Verkehr beachtet werden.

3.3.6 Anbringen von Verstärkung

Varianten: A, B, C, D, N, P, Q

Entsprechend diesen Varianten soll eine Rissentstehung bzw. ein weiteres Risswachstum vermieden werden, indem die Beanspruchungen lokal verringert werden. Es muss bei diesen aufwändigen Instandsetzungen berücksichtigt werden, dass im System aufgrund der geänderten Steifigkeit bzw. Geometrie eventuell an anderen Stellen Spannungskonzentrationen und folglich Risse hervorgerufen werden. Innerhalb einer gutachterlichen Stellungnahme (HANSWILLE & PIEL [44]) stellte sich für ein am Querträgersteg gestoßenes Y-Profil die Variante C gegenüber den Varianten A und B als effektiv heraus, wenn die Höhe des Querträgerstegs relativ klein ist. Bei einem großen Querträgersteg kann Variante D eingesetzt werden, wobei nachgewiesen werden muss, dass die Ausnehmung im Querträgersteg für das Durchführen der Längsrippe zulässig ist. Für Trapez- und V-Profile die am Querträgersteg gestoßen werden sollen entsprechend den Varianten N und Q lokale Verstärkungen angebracht werden, bei den zum Teil die Schweißnähte durch Hämmern nachbehandelt werden. Entsprechend Variante P sollen abgerundete Bleche auf die Längssteife geschweißt werden, um keine weiteren Spannungskonzentrationen in Eckbereichen hervorzurufen. Des Weiteren soll Kapitel 3.3.4 bezüglich des Schweißens unter Verkehr beachtet werden.

3.3.7 Eigenschaften des Materials

Das verwendete Grundmaterial der bestehenden Brücken entspricht dem damaligen Stand der Technik:

- technische Lieferbedingungen für Baustahl St 52 und Nietstahl St 44 der Deutschen Reichsbahn von 1937,
- vorläufige Empfehlungen zur Wahl der Stahlgütegruppen für geschweißte Stahlbauten vom Deutschen Ausschuss für Stahlbau von 1957,
- Empfehlungen zur Wahl der Stahlgütegruppen für geschweißte Stahlbauten der DAST-Richtlinie 009 von 1973,

- Gütenorm der allgemeinen Baustähle der DIN 17100 von 1980, etc.

Folglich ist zu beachten, dass das Grundmaterial nicht die heutigen Eigenschaften besitzt, wie zum Beispiel bezüglich der Schweißbarkeit oder der Kraftübertragung in Dickenrichtung (DASt-RiLi 014 [1]). Vorsorglich sollte deshalb ein zu hoher Wärmeintrag in das Grundmaterial der zu sanierenden Bereiche vermieden werden (Landesbetrieb-Straßenbau-NRW [93]): Verringern der Temperaturen bei einer Erneuerung der Asphaltfahrbahn, Verwendung einer mechanischen Bearbeitung anstatt Kohleelektroden oder Autogenschweißen. Des Weiteren ist darauf zu achten, dass die verwendeten Bleche innerhalb einer Brücke zum Teil von unterschiedlichen Herstellern bezogen wurden, wodurch die Qualität der Bleche entsprechend schwanken kann.

3.4 Zusammenfassung

Basierend auf einer detaillierten Literaturstudie und persönlicher Recherche mit der Unterstützung entsprechender Straßenbaubehörden sind in diesem Kapitel bisherige Instandsetzungsmaßnahmen für Y- und Trapez-Profile orthotroper Fahrbahnplatten aufbereitet. Innerhalb einer Brücke wurden teilweise unterschiedliche Maßnahmen angewendet, abhängig von der jeweiligen Risslänge bzw. dem Gefährdungspotenzial auf die statische Tragfähigkeit. Die gesammelten Erkenntnisse bezüglich der diversen Maßnahmen an bestehenden Brücken wurden zusammenfassend aufbereitet. Die Maßnahmen beinhalteten das simple Anbohren von Rissspitzen, aber auch den aufwendigen Austausch ganzer Bleche bzw. das Anbringen von Verstärkungen. Zusätzlich wurden bezüglich folgender Aspekte wichtige Hinweise aufbereitet:

Schweißen unter Verkehr und Eigenschaften des Materials. Beide Aspekte können die Wirksamkeit einer schweißtechnischen Instandsetzungsmaßnahme maßgeblich beeinflussen. Durch die entsprechenden Literaturquellen konnten die Instandsetzungsmaßnahmen hinsichtlich unterschiedlicher Kriterien bewertet werden: Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit, Effektivität der Verstärkung des Ermüdungsdetails in Hinblick auf die zukünftige Mehrbelastung, Korrosionsschutz, Durchführbarkeit am bestehenden Bauwerk und Wirtschaftlichkeit.

Die gewonnenen Erkenntnisse für die entsprechenden Instandsetzungsvarianten sind zusammenfas-

send dargestellt, um für zukünftige Instandsetzungen gezielt auf erfolversprechende Maßnahmen hinzuweisen bzw. auf mögliche Problematiken aufmerksam zu machen.

4 Detaillierte Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Innerhalb mehrerer Versuchsreihen wurde die Machbarkeit und Effizienz von Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen für Kategorie 2 Ermüdungsdetails an Y-Profilen untersucht. Dabei wurden bewusst Maßnahmen mit mechanischen Verbindungsmitteln angewendet. Diesbezüglich wurde die erreichbare Lebensdauer des betrachteten Ermüdungsdetails im ursprünglichen, unverstärkten Zustand und nach einer Instandsetzungsmaßnahme verglichen. Aus dem Vergleich der erreichten Lebensdauern kann sich die relative Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahmen abschätzen lassen. Auch wenn keine Ermüdungsfestigkeiten entsprechend DIN EN 1993-1-9 [12], Bild 7.2 Anmerkung 1, Seite 19, ermittelt werden können (mindestens 10 Versuche pro Ermüdungsdetail (DIN EN 1990 [10], Anhang D), kann tendenziell die Effektivität der Instandsetzung abgeschätzt werden.

4.2 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden 20 Ermüdungsversuche an Bauteilen durchgeführt. Diese Ermüdungsversuche verteilten sich auf die Versuchsreihen A, B, C, D, in denen unterschiedliche Konstruktionsdetails von Y-Profilen sowohl im originalen, als auch im reparierten Zustand untersucht wurden, Bild 57. Zuerst wurden die originalen Prüfkörper, die entsprechend den Fertigungsplänen bestehender Brücken erstellt wurden, bis zum Ermüdungsriss getestet. Anschließend wurden diese Prüfkörper instandgesetzt und in der Regel unter den gleichen Randbedingungen erneut geschwungen, um einen direkten Vergleich innerhalb einer Versuchsreihe zu erhalten. Detaillierte Angaben sind in Tabelle 5.1 enthalten. Die Tabelle enthält Angaben zu den als Schwelllast aufgebrachten Zylinderkraft ΔF , die Zahl der Lastwechsel und ob ein Ermüdungsriss beobachtet wurde (\times) oder nicht (\rightarrow). Bei zwei Testserien wurde die Zylinderkraft ΔF erhöht, wenn es offensichtlich zu keinen Ermüdungsrissen auf der gewählten Laststufe kam.

Ermüdungsversuch		Laststufe A			Laststufe B			Laststufe C			Laststufe D		
Versuchskörper	Versuchsstand	ΔF kN	bis zum Schwingspiel	Ende *	ΔF kN	bis zum Schwingspiel	Ende *	ΔF kN	bis zum Schwingspiel	Ende *	ΔF kN	bis zum Schwingspiel	Ende *
A1	1	81	50.000	→	101	227.000	×						
A2	1	81	50.000	→	101	947.000	×						
A3	1	81	50.000	→	101	429.000	×						
A1-rep	1							142	2.000.000	×			
A2-rep	1										162	179.000	×
A3-rep	1	81	50.000	→	101	2.000.000	→	142	2.540.000	×			
B1	1	81	50.000	→	101	100.000	→	122	150.000	→	142	648.000	×
B2	1	81	50.000	→	101	100.000	→	122	150.000	→	142	400.000	×
B3	1	81	50.000	→	101	100.000	→	122	150.000	→	142	400.000	×
B1-rep	1	81	50.000	→	101	100.000	→	122	150.000	→	142	650.000	→
B2-rep	1	81	50.000	→	101	100.000	→	122	150.000	→	142	650.000	→
B3-rep	1	81	50.000	→	101	100.000	→	122	150.000	→	142	650.000	→
C1	1	142	2.000.000	→									
fortgesetzt	2	142	2.247.000	×									
C2	2	142	877.000	×									
C3	2	142	875.000	×									
C1-rep	2	142	290.000	×									
C3-rep	2	142	160.000	×									
D1-rep	1										162	400.000	×
D2-rep	1							153	400.000	×			
D3-rep	1				148	400.000	×						

* Ende der Laststufe: Schwingspiel bis zum Ermüdungsris \times bzw. bis zu einem bestimmten Schwingspiel \rightarrow ohne erkennbaren Ermüdungsris

Erläuterung der Tabelle anhand von zwei Beispielen (Prüfkörper A1 im originalen Zustand und Prüfkörper A1-rep im reparierten Zustand):
 Prüfkörper A1 wurde auf Versuchsstand 1 mit einer Kraft ΔF von 81 kN bis zum Schwingspiel 50.000 getestet, ohne erkennbaren Ermüdungsris.
 Anschließend an Laststufe A wurde dieser Prüfkörper mit einer Kraft ΔF von 101 kN bis zum Ermüdungsris bei Schwingspiel 227.000 gefahren.
 Prüfkörper A1-rep wurde auf Versuchsstand 1 mit einer Kraft ΔF von 142 kN bis zum Ermüdungsris bei Schwingspiel 2.000.000 gefahren.

Tab. 5-1: Ermüdungsversuche an Bauteilen mit Konstruktionsdetails von Y-Profilen verteilt auf die Versuchsreihen A, B, C, D im originalen und reparierten Zustand

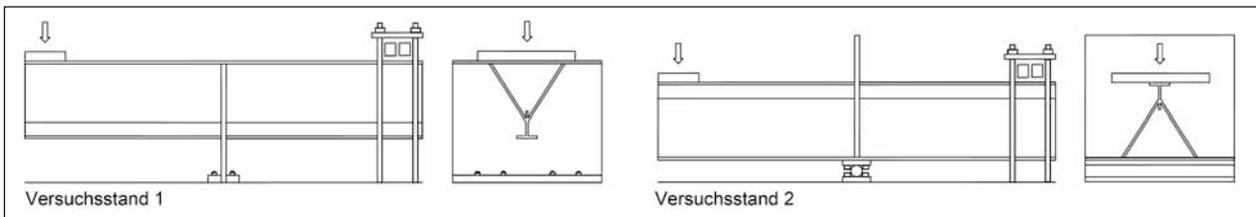


Bild 56: Schematische Darstellung der verwendeten Versuchsaufbauten an der Materialprüfanstalt Universität Stuttgart (MPA)

4.3 Versuchsaufbau

Die verwendeten Versuchsaufbauten der Bauteilveruche sind schematisch in Bild 56 dargestellt. Längsrippen von Y-Profilen mit einer Länge von ca. 1,6 m und zugehörige Deckbleche mit einer Breite von ca. 0,6 m wurden an den Querträgerstegen entsprechend den jeweiligen Ermüdungsdetails bzw. der jeweiligen Instandsetzungsmaßnahme befestigt. Die Krafteinleitung erfolgte durch einen hydraulischen Zylinder, dessen Kraft über eine dicke Platte gleichmäßig in die Längsrippen eingebracht wurde. Gelenke in der Krafteinleitung garantierten ausschließlich vertikale Kräfte. Im Versuchsstand 1 wurde der untere Bereich des Querträgerstegs durch zwei Blechleisten auf einen darunterliegenden Nutentisch verschraubt. Im Versuchsstand 2 wurde dieser Bereich als Rollenlager ausgeführt.

Auf der Gegenseite der Krafteinleitung wurde das System durch Gewindestangen über ein verstärktes Walzprofil auf den Nutentisch zurückgespannt.

Das statische System des Versuchsaufbaus mit den zugehörigen Schnittgrößenverläufen zeigt Bild 58 links.

Folgende Beanspruchungen lassen sich durch den Versuchsaufbau abbilden, vgl. Bild 59:

- Momenten-Beanspruchung der Längsrippe,
- Querkraft-Beanspruchung der Längsrippe,
- Lasteinleitung in den Querträgersteg.

Die Ermüdungsbeanspruchung einer Schweißverbindung zwischen einer Längsrippe und einem Querträgersteg entsteht zum Teil aus diesen Kraft-

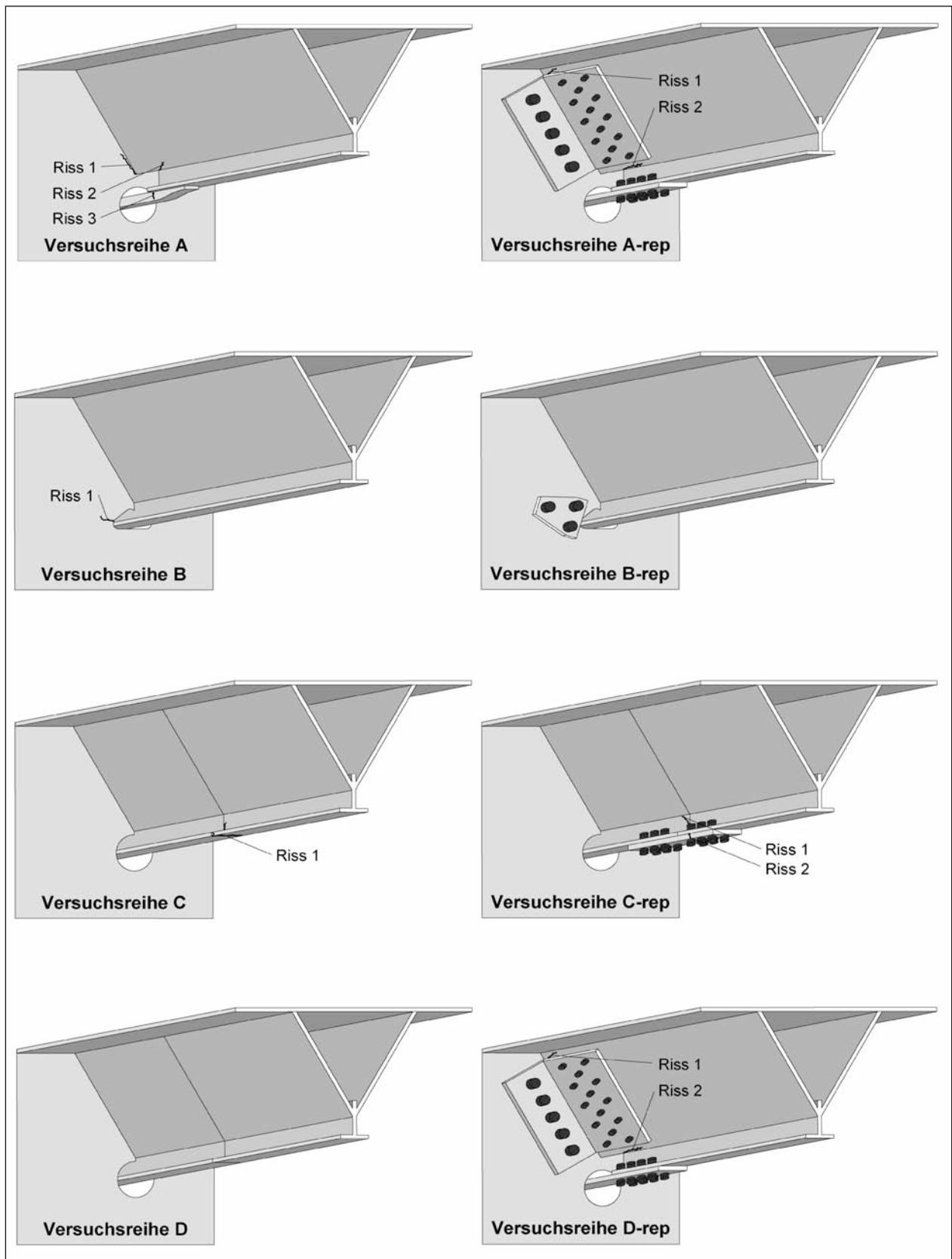


Bild 57: Schematische Darstellung der Ermüdungsversuche an Bauteilen mit Konstruktionsdetails von Y-Profilen verteilt auf die Versuchsreihen A, B, C, D im originalen und reparierten Zustand mit Markierung der maßgebenden Ermüdungsrisse

größen (DIN-Fachbericht 103 [22], Kapitel IV-1 1.3.5.1, Seite 250). Als weitere Anteile werden Verformungsgrößen, übertragen von einer Längsrippe auf den Querträgersteg, und Kraft- und Verformungsgrößen in der Ebene des Querträgerstegs genannt. Diese Anteile werden durch den Versuchsstand nicht berücksichtigt.

Entsprechende Versuchsaufbauten wurden bereits in früheren Versuchsreihen verwendet, um Katego-

rie 2 Schäden anhand von Bauteilversuchen nachzustellen:

CUNINGHAME [29] untersuchte an V-förmigen Längsrippen unterschiedliche Ausbildungen von Fensterstößen anhand des in Bild 58, rechts dargestellten Versuchsstands. An den äußeren Enden wurde die Längsrippe gelenkig gelagert, die Krafteinleitung erfolgte über den Querträgersteg vgl. KOLSTEIN [55], Seite 130.

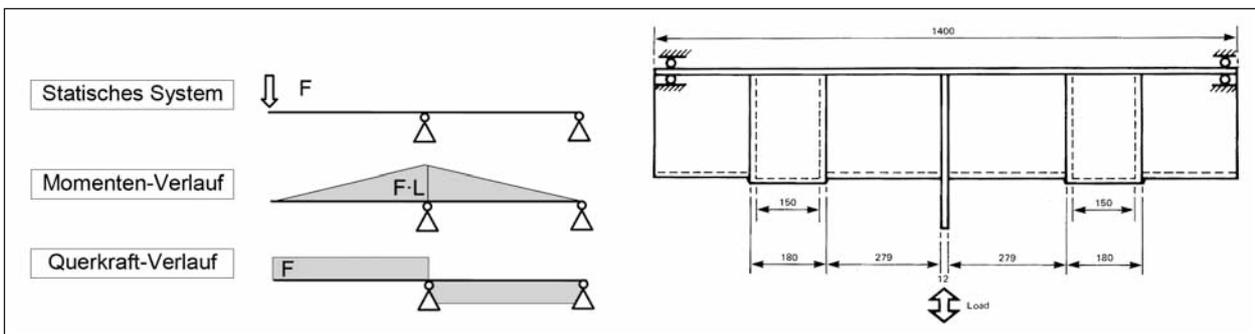


Bild 58: Statisches System und Schnittgrößenverläufe und Versuchsaufbau von (CUNINGHAME [29], Seite 13)

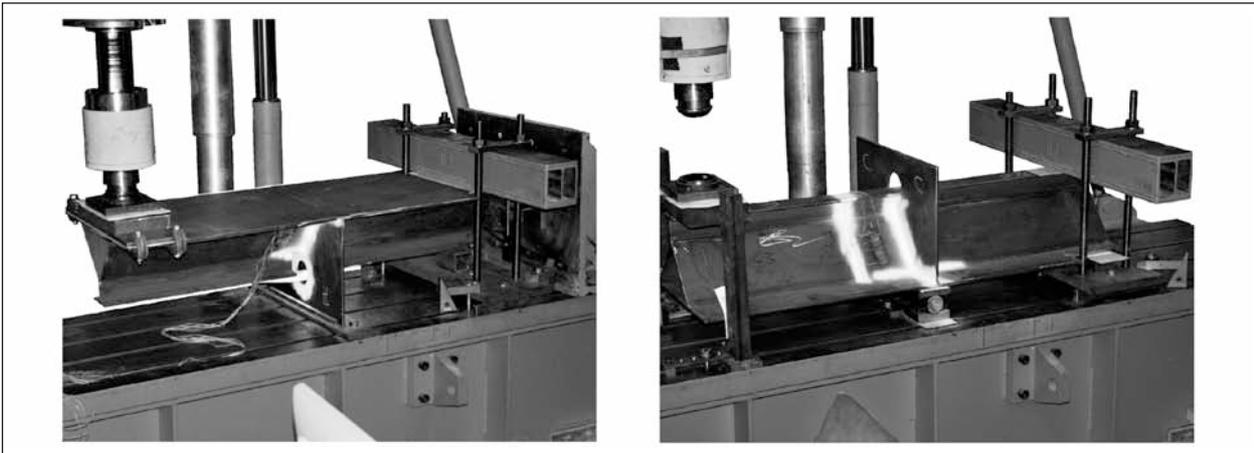


Bild 59: Versuchsaufbau 1 und Versuchsaufbau 2 der Universität Stuttgart (MPA)

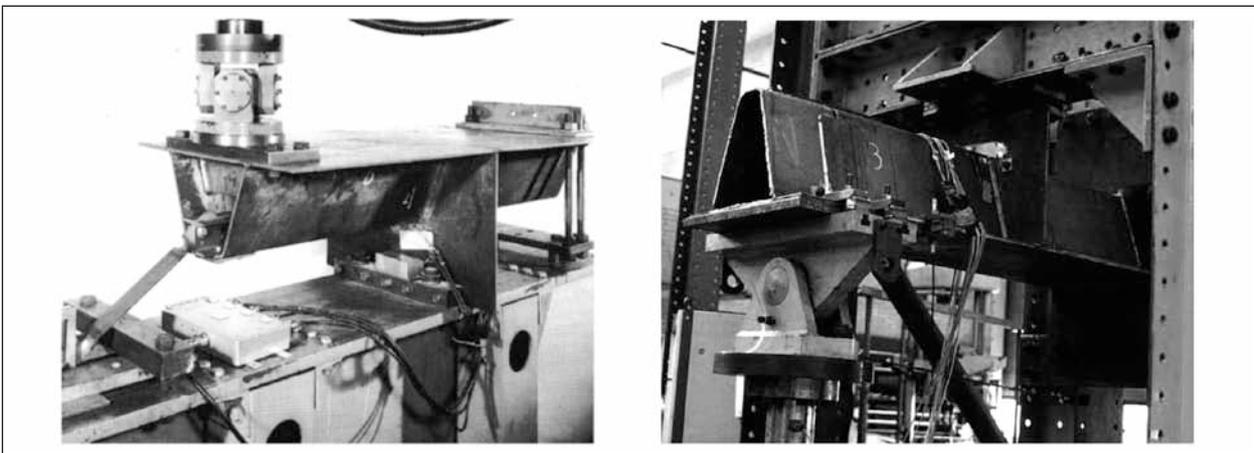


Bild 60: Links: (BEALES [24]) Quelle (CUNINGHAME [29], Seite 16) und rechts: Versuchsaufbau von (KOLSTEIN [54], Seite 485)

BEALES [24] untersuchte an Trapez-Profilen Risse im Bereich des Querträgerstegs (KOLSTEIN [55], Seite 176). Durch einen hydraulischen Zylinder wurde die Kraft über ein dickes Blech in das Trapez-Profil eingeleitet, das lokal durch eine eingeschweißte Steife verstärkt wurde, Bild 60, links.

KOLSTEIN [54] untersuchte an Trapez-Profilen unterschiedliche Formen von Ausnehmungen an Querträgerstegen. Die Krafteinleitung erfolgte durch einen Zylinder auf das in Bild 60, rechts, vordere Ende des Trapez-Profils. Das Kräftegleichgewicht stellte sich über den Querträgersteg in der Mitte und das hintere Ende des Trapez-Profils ein, das auf eine starre Platte angeschweißt war.

4.4 Prüfkörperfertigung

4.4.1 Allgemeines

Die unterschiedlichen Prüfkörper wurden von der Firma Max Bögl, in Neumarkt gefertigt. Dankenswerterweise wurde ein Teil der Fertigungskosten gespendet. Die korrekte Herstellung mit entsprechender Fertigungsreihenfolge wurde einerseits durch den Hersteller selbst, wie auch durch das In-

stitut für Konstruktion und Entwurf betreut. Die gewählte Fertigungsreihenfolge sollte Folgendes bewirken: Erstens sollte ein Spannungszustand in der zu untersuchenden Schweißnaht erzeugt werden, der mit dem Spannungszustand innerhalb einer Brücke vergleichbar ist. Zweitens sollte die Vorgabe die Möglichkeit bieten, alle restlichen Schweißnähte zu entlasten, z. B. durch eine beidseitige Schweißung (DHV-Naht) bzw. durch eine gute Schweißposition (PB), um ein frühzeitiges Ermüdungsversagen dieser restlichen Schweißnähte zu vermeiden. Bild 61 und Bild 62 zeigen die komplizierte Fertigung der Prüfkörper, wobei versucht wurde Fertigungstoleranzen möglichst gering zu halten. Einerseits, um den Fertigungstoleranzen der früheren Y-Profile zu entsprechen, die in Serienfertigungen bereits mit Matrizen arbeiteten vgl. Bild 11 auf Seite 18. Andererseits, um durch eine gleichbleibend gute Qualität mögliche Streuungen in den Ermüdungsversuchen zu minimieren.

4.4.2 Versuchsreihe A

Die Prüfkörper wurden für das Ermüdungsdetail 2b* (vgl. Kapitel 2.2.2 auf Seite 23) in Anlehnung an die Fertigungspläne der Brücke Rhein-Herne-Kanal bei



Bild 61: Prüfkörperfertigung: Fixierung der Bleche durch die Hilfskonstruktion Pos. 601, Einpassung des 1/2 I-Profils bezüglich der Höhenlage, Ausrichten des 1/2 I-Profils mithilfe eine Wasserwaage

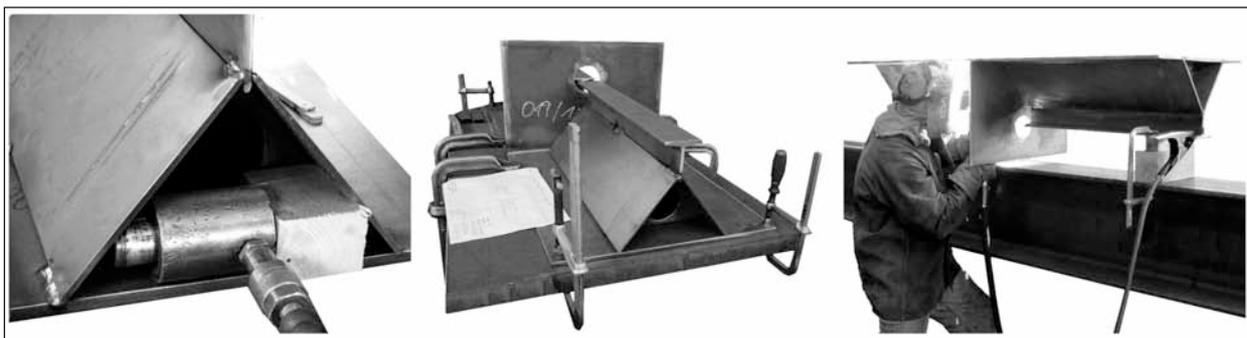


Bild 62: Prüfkörperfertigung: Einhaltung der Soll-Maße durch Hydraulikzylinder, Fixierung der Bleche vor der Schweißung gegen Schweißverzug, Schweißposition entsprechend einem Montagestoß am Brückenbauwerk

Bottrop (Brücke 16 in Bild 12 auf Seite 19) und Moselbrücke Ehrang (Brücke 12 in Bild 16, Bild 17 auf Seite 21) hergestellt.

4.4.3 Versuchsreihe B

Die Prüfkörper wurden für das Ermüdungsdetail 2c* in Anlehnung an die Fertigungspläne der Brücke Rheinbrücke Leverkusen (Brücke 3 in Bild 43 auf Seite 33) hergestellt.

4.4.4 Versuchsreihe C

Die Prüfkörper wurden für das Ermüdungsdetail 2a* in Anlehnung an die Fertigungspläne der Brücke Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop (Brücke 16 in Bild 12 auf Seite 19) und Rötensteinbrücke Würzburg-Weinsberg (Brücke 15 in Bild 17 auf Seite 21) hergestellt, Bild 63.

4.4.5 Versuchsreihe D

Die Prüfkörper sind mit den Prüfkörpern der Versuchsreihe C fast identisch, mit dem Unterschied, dass der Montagestoß der Seitenbleche nicht durch eine stählerne Schweißbadsicherung, sondern durch eine keramische Schweißbadsicherung erfolgte, Bild 64.

4.5 Ermüdungsversuche der originalen Prüfkörper

4.5.1 Allgemeines

Die Prüfkörper wurden entsprechend Tabelle 5 1 auf Seite 42 auf dem jeweiligen Versuchsstand bis zum Ermüdungsriss getestet. Neben der Aufzeichnung von Kraft und Weg des Zylinders, wurden über Dehnungsmessstreifen im Bereich der Seitenbleche die maximal und minimal auftretende Dehnung über die Schwingspiele aufgezeichnet. Durch regelmäßige visuelle Inspektionen der schwingenden Prüfkörper, Prüffrequenz zwischen 3 bis 4 Hz, konnte teilweise der Rissfortschritt dokumentiert werden, vgl. Anlagen zum Bericht. Da z. T. erkannt werden musste, dass die gewählte Laststufe nicht zum Ermüdungsriss führte, wurde die Beanspruchung innerhalb einer Versuchsreihe nach einer bestimmten Anzahl von Schwingspielen erhöht, um tatsächlich ein Ermüdungsversagen im Zeitfestigkeitsbereich hervorzurufen. In Bild 57 auf Seite 43 sind schematisch die maßgebenden Ermüdungsrisse dargestellt, die an den Prüfkörpern einer Versuchsreihe detektiert werden konnten.

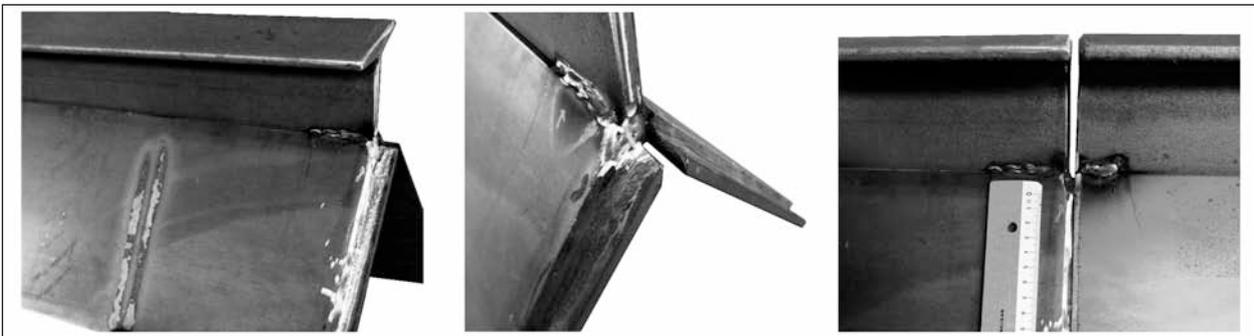


Bild 63: Stählerne Schweißbadsicherung für den Stumpfstoß der Seitenbleche in der Versuchsreihe C

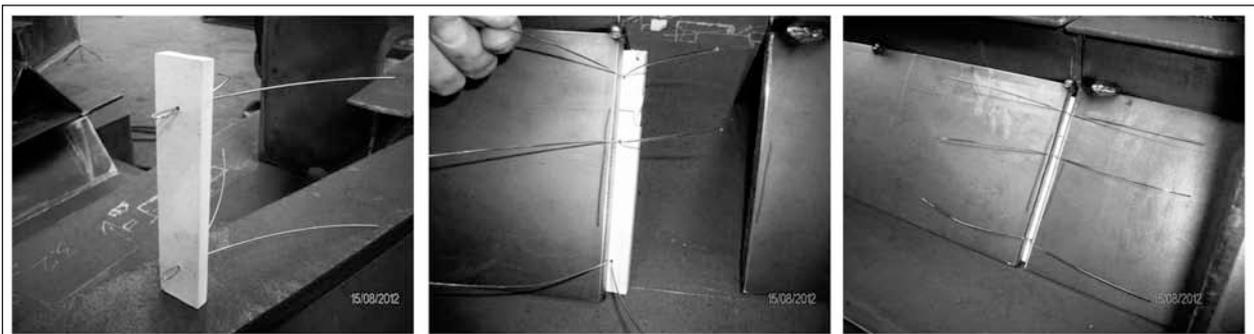


Bild 64: Keramische Schweißbadsicherung für den Stumpfstoß der Seitenbleche in der Versuchsreihe D

4.5.2 Versuchsreihe A

Die Ermüdungsrisse des Details 2b* traten sowohl am Passplättchen (Riss 1, 2 vgl. Bild 65 a, b, c), wie auch an der durchgesteckten Lasche (Riss 3 vgl.

Bild 65 d) auf. Obwohl die Prüfkörper dieser Versuchsreihe alle unter den gleichen Randbedingungen getestet wurden und vergleichbare Ermüdungsrisse aufwiesen, ergab sich eine relativ große Streuung bezüglich der Schwingspielzahl.



Bild 65: Maßgebende Ermüdungsrisse der Versuchsreihen A (Bild: a, b, c, d), B (e, f), C (g, h) vgl. Bild 57 auf Seite 43

4.5.3 Versuchsreihe B

Die Ermüdungsrisse des Details 2c* traten systematisch in der Ausnehmung vom Querträgersteg (Bild 65 e), f)) auf. Die Streuung bezüglich der Schwingspielzahl war relativ gering.

4.5.4 Versuchsreihe C

Die Ermüdungsrisse des Details 2a* traten im Stumpfstoß des 1/2 I-Profils (Bild 65 g), h)) auf und nicht, wie beabsichtigt, im Stumpfstoß der Seitenbleche (Fensterstoß). Auch diese Ermüdungsrisse konnten jedoch erst auf dem Versuchsstand 2 hervorgerufen werden. Im Folgenden eine kurze Erläuterung.

Prüfkörper C1

Für die Versuchsreihe C wurde numerisch eine maximale Beanspruchung ermittelt, um ein zu starkes Fließen bzw. Versagen des durchlaufenden 1/2 I-Profils im Bereich des Querträgerstegs zu vermeiden. Auf dem Versuchsstand 1 konnte unter dieser maximalen Beanspruchung nach 2 Millionen Schwingspielen noch kein Ermüdungsrisse detektiert werden. Daraufhin wurde entschieden, den Versuchsstand 2 zu konzeptionieren, um die Beanspruchungen Zug und Druck miteinander zu vertauschen. Auf diesem Versuchsstand konnten Ermüdungsrisse im Stumpfstoß des 1/2 I-Profils nach weiteren 247.000 Schwingspielen erzeugt werden.

Prüfkörper C2

Der Prüfkörper wurde direkt auf dem Versuchsstand 2 getestet, versagte jedoch nach 877.000 Schwingspielen im Bereich des Querträgerstegs, obwohl dieser Bereich gesondert durch DHV-Nähte und durchlaufende Seitenbleche bzw. ein durchlaufendes 1/2 I-Profil verstärkt war. Im Bereich des Rollenlagers bildeten sich unter der konzentrierten Beanspruchung Ermüdungsrisse ausgehend von der Schweißnahtwurzel.

Prüfkörper C3

Der Prüfkörper wurde ebenfalls direkt auf dem Versuchsstand 2 getestet, wobei die Schweißnähte im Bereich des Querträgerstegs zusätzlich durch höherfrequentes Hämmern nachbehandelt wurden. Nach 875.000 Schwingspielen konnten Ermüdungsrisse im Stumpfstoß des 1/2 I-Profils erzeugt werden. Im Bereich des Rollenlagers bildeten sich unter

der konzentrierten Beanspruchung Ermüdungsrisse ausgehend von der Schweißnahtwurzel.

Versuchsreihe D

Für den Stumpfstoß der Seitenbleche war angedacht einen Vergleich zwischen stählerner und keramischer Schweißbadsicherung zu erhalten. Da die Versuchsreihe C jedoch am Stumpfstoß des 1/2 I-Profils und nicht am Fensterstoß versagte, wurde der bisherige Plan für die Versuchsreihe D modifiziert, vgl. D-rep in Kapitel 4.7.

4.6 Konzeption der reparierten Prüfkörper

4.6.1 Allgemeines

Bisherige Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen beruhten meist auf einer schweißtechnischen Lösung, vgl. Kapitel 3. Eine schweißtechnische Lösung erfordert jedoch große Zugeständnisse bezüglich folgender Aspekte:

- **Qualitätssicherung**

Eine Qualitätssicherung durch den Schweißer selbst bzw. in Kombination mit einem anerkannten Institut für Schweißtechnik ist notwendig. Diesbezüglich werden Inspektionen der Schweißnaht während und bis zu drei Monate nach der Schweißung empfohlen, vgl. Kapitel 3.3.3.

- **Schweißen unter Verkehr**

Meist ist es nicht möglich, eine Brücke während der Instandsetzung für den Verkehr zu sperren, wodurch sich die einzelnen Brückensegmente unter dem Verkehr zueinander bewegen. Die Effektivität der Schweißung hängt jedoch von der Relativbewegung der zu verschweißenden Schnittufer ab, vgl. Kapitel 3.3.4.

- **Eigenschaften des Materials**

Das verwendete Grundmaterial der bestehenden Brücken entspricht dem damaligen Stand der Technik, sodass das Material zum Teil schweißtechnisch weniger als heutiges Material geeignet ist, vgl. Kapitel 3.3.7.

Ausgehend von den Ermüdungsrisse der originalen Prüfkörper wurden diesbezüglich Instandsetzungsmaßnahmen ausgearbeitet, für die ausschließlich mechanische Verbindungsmittel erforderlich sind. Erste Anwendungen mechanischer

Verbindungsmittel zeigten bereits erfolgversprechende Möglichkeiten, vgl. Variante N, Variante S in Kapitel 3. Diese Ansätze wurden in folgender Konzeption der reparierten Prüfkörper aufgegriffen und weiterentwickelt, um die Vor- und Nachteile mechanischer Verbindungsmittel im Rahmen von Ermüdungsversuchen an Bauteilen aufzuzeigen.

4.6.2 Mechanische Verbindungen

Schrauben

In den Instandsetzungen wurden HV-Sechskant-Passschrauben entsprechend DIN EN 14399-8 [9] der Firma PEINER Umformtechnik GmbH aus Peine verwendet. Schrauben für eine planmäßig vorgespannte Zugverbindung entsprechend Kategorie E nach DIN EN 1993-1-8 [11] wurden als Garnitur (Schraube und Mutter eines Herstellers) verwendet. Lediglich bei Schrauben für eine planmäßige Scher-/Lochleibungsverbindung entsprechend Kategorie A nach DIN EN 1993-1-8 [11] wurden im Versuch Ganzmetallmutter nach DIN EN ISO 7042 [20] verwendet und handfest angezogen (vgl. Abs. 8.3 Anmerkung 2 in DIN EN 1090-2 [6]). Für die Praxis wäre eine Kombination der Schraube mit der Ganzmetallmutter nicht zulässig (DIN EN 14399-8 [9], Einleitung). Bei Verwendung einer Garnitur würde ein Vorspannen der Schraube entsprechend DIN EN 1993-1-8 [11], Abs. 2.6 (1) bzw. Anmerkung zu 3.4.2 (1), ein unbeabsichtigtes Lösen der Mutter verhindern. In den Ermüdungsversuchen sollte jedoch die Beanspruchung ausschließlich über die Schrauben (ohne durch die Vorspannung eine mögliche Reibung zwischen den Blechen hervorzurufen) abgetragen werden, weshalb Ganzmetallmutter gegen ein unbeabsichtigtes Lösen der Mutter während der Versuche verwendet werden mussten. Zusätzlich wurden flache Scheiben mit Fase entsprechend DIN EN 14399-6 [8] verwendet und

teilweise keilförmige Scheiben für HV-Schrauben an I-Profilen entsprechend DIN 6917 [4]. Bohrungen erfolgten bis zu einem Lochdurchmesser von 16,5 mm maschinell. Anschließend wurden alle Bohrungen mittels Reibahlen der Klasse H7 entsprechend DIN EN ISO 286-2 [18] auf 17 mm aufgerieben. Das gilt auch für die vorgespannten Schrauben am Winkel von A-rep, die zum Teil als Scher-/Lochleibungsverbindungen genutzt wurden.

Blindnieten

Für die Verbindung an den Seitenblechen der Hohlprofile wurden einseitig mechanische Verbindungsmittel benötigt. Auf Basis von Herstellerangaben für die statische Schertragfähigkeit wurden folgende Verbindungsmittel in Betracht gezogen: Gewindurchende Schrauben (9,4 kN, \varnothing 6,3 mm), Blindnietbefestiger (11 kN, \varnothing 6,4 mm), Setzbolzen (18 kN, \varnothing 4,5 mm), Blindnieten (49,4 kN, \varnothing 10 mm), vgl. KUHLMANN et al. [56], Seite 6. Das Funktionsprinzip der gewählten Verbindungstechnik der Blindniete BOM-R12 (HEYMAN [89], Seite 62) zeigt Bild 66, links. Die Niethülse besteht aus verzinktem Stahl mit einer Wachsschicht und der Nietdorn aus 10.9 Stahl geölt. Entsprechend Bild 66 (rechts) aus HEYMAN [89], Seite 62, können folgende Angaben gemacht werden: \varnothing D 10,0 bis 10,2 mm, \varnothing H 14,1 bis 14,3 mm, L 24,6 bis 37,3 mm, \varnothing S 15,4 mm, P 9,1 mm, Niethülse 9,5 mm mit einem Montage Loch \varnothing von 10,5 bis 11,0 mm. In den Versuchen wurde ein maximales Montage Loch \varnothing von 11,0 mm verwendet.

In Abhängigkeit vom Klemmbereich der Blindniete ist in Tabelle 5.2 die gesamte Verbindungstechnik (Blindniete und Werkzeug) einer entsprechenden Artikelnummer zugeordnet. Folgendes Werkzeug ist darin enthalten: Hydraulikpumpe, Schlauchset, Montagepistole, Mundstück, Bild 67, links. Die Befestigung der Blindnieten an den Prüfkörpern

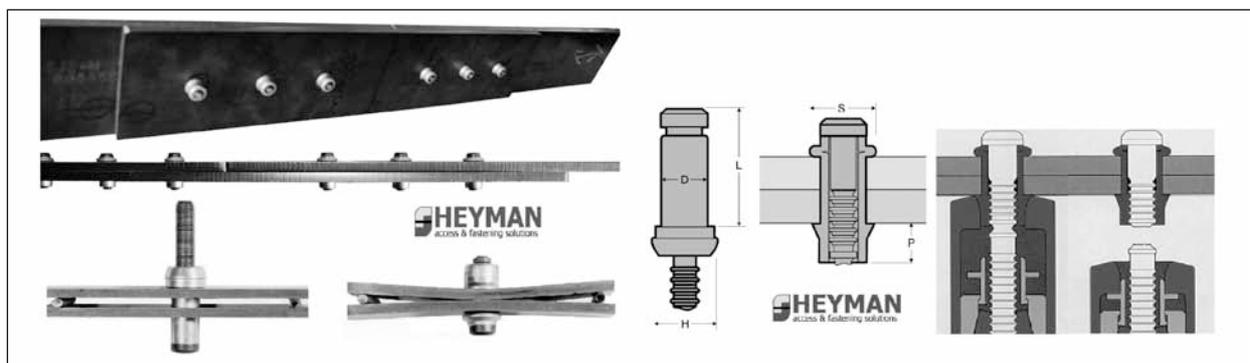


Bild 66: Funktionsprinzip der gewählten Verbindungstechnik (links), Blindnieten BOM-R12-10 aus HEYMAN [89], Seite 62, (rechts)

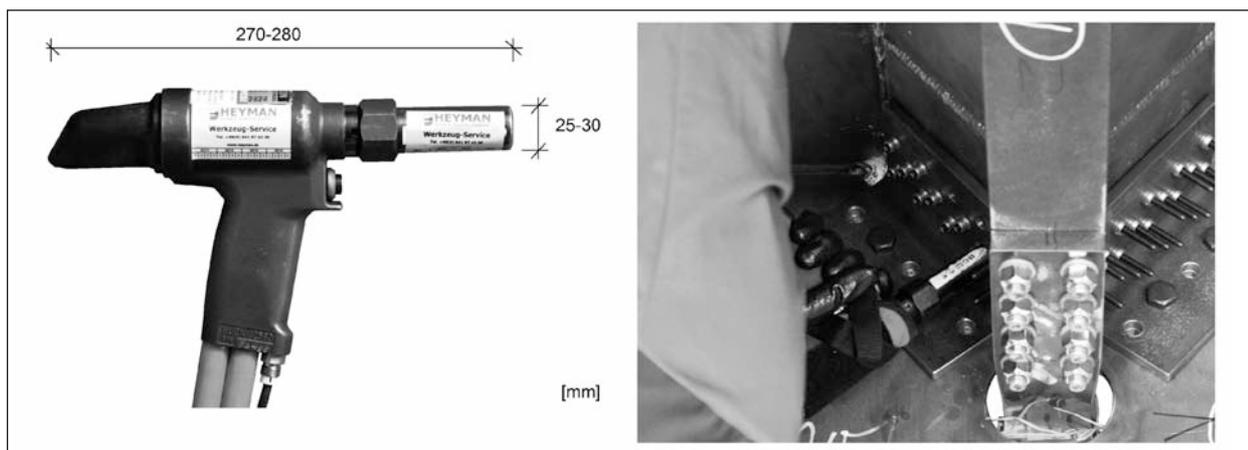


Bild 67: Grobe Abmessung der Montagepistole mit Mundstück (links), Befestigung der Blindnieten an den Prüfkörpern D-rep (rechts)

Klemmbereich [mm]	Heyman Artikelnummer
11,1 – 14,3	041575
14,3 – 17,5	041857
17,5 – 20,7	041858

Tab. 5.2: Verwendete Verbindungstechnik (Niete und Werkzeug) in Abhängigkeit vom Klemmbereich (HEYMAN [89])

erfolgte dankenswerterweise durch die Firma Heyman, Bild 67, rechts.

4.6.3 Gesonderte Maßnahmen

Eine Abschätzung für die relative Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahme im Rahmen der Ermüdungsversuche war jedoch nur möglich, wenn alle restlichen Ermüdungsdetails des Prüfkörpers nicht vorzeitig versagten. Diesbezüglich wurden folgende zusätzliche Maßnahmen getroffen: Einerseits die Reparatur auch der noch nicht gerissenen Bereiche.

Das heißt in Versuchsreihe A-rep wurden immer vier Winkel und eine Lasche verbaut, unabhängig von der Anzahl der Risse. Andererseits die Nachbehandlung bestimmter Schweißnähte durch höherfrequentes Hämmern. Dankenswerterweise wurde für die Nachbehandlung der Schweißnähte von der Firma Pitec in Heudorf ein Gerät für die Arbeiten zur Verfügung gestellt. Zusätzlich wurden vor jeder Instandsetzung die bestehenden Ermüdungsrissse mit einem Winkelschleifer vergrößert bzw. künstliche Ermüdungsrissse mit dem Winkelschleifer eingebracht. Dadurch wurden einheitliche Randbedingungen bezüglich der Risstiefe für die instandgesetzten Prüfkörper geschaffen, Bild 68.

4.6.4 Statische Bemessung

Allgemeines

Die statische Bemessung der Instandsetzungsmaßnahmen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgte anhand der originalen Prüfkörper. Diesbezüglich wurden die Schnittgrößen ermittelt, die über den Querschnitt der originalen Prüfkörper übertragen werden konnten. Für diese Schnittgrößen wurden die Instandsetzungsmaßnahmen anschließend ausgelegt.

Versuchsreihe A-rep

Für die Bemessung der Versuchsreihe A-rep wurde zunächst ein Querschnittsnachweis der Lasche durchgeführt, sowohl im schmalen Mittelbereich, wie auch im Seitenbereich für den Nettoquerschnitt, Bild 69. Die Lasche wurde ebenso für auftretende Druckkräfte gegen Biegeknicken bemessen. Anschließend wurden die Verbindungsmittel der Lasche bezüglich Abscheren und Lochleibung nachgewiesen. Für die Befestigung der Winkel an den Seitenblechen wurde der Nachweis der Blindnieten einerseits mit den Werten des Herstellers und andererseits mit den entsprechenden Werten aus DIN EN 1993-1-8 [11] erbracht. Ebenfalls erfolgte ein Querschnittsnachweis des Winkels abzüglich der Blindnietenlöcher im Bereich der Seitenbleche. Für die vorgespannten Passschrauben wurde vereinfacht nachgewiesen, dass die Zugkraft der Seitenbleche trotz Versatz abgetragen werden konnte.

Versuchsreihe B-rep

Für die statische Bemessung der Versuchsreihe B-rep wurde einerseits ein Querschnittsnachweis der

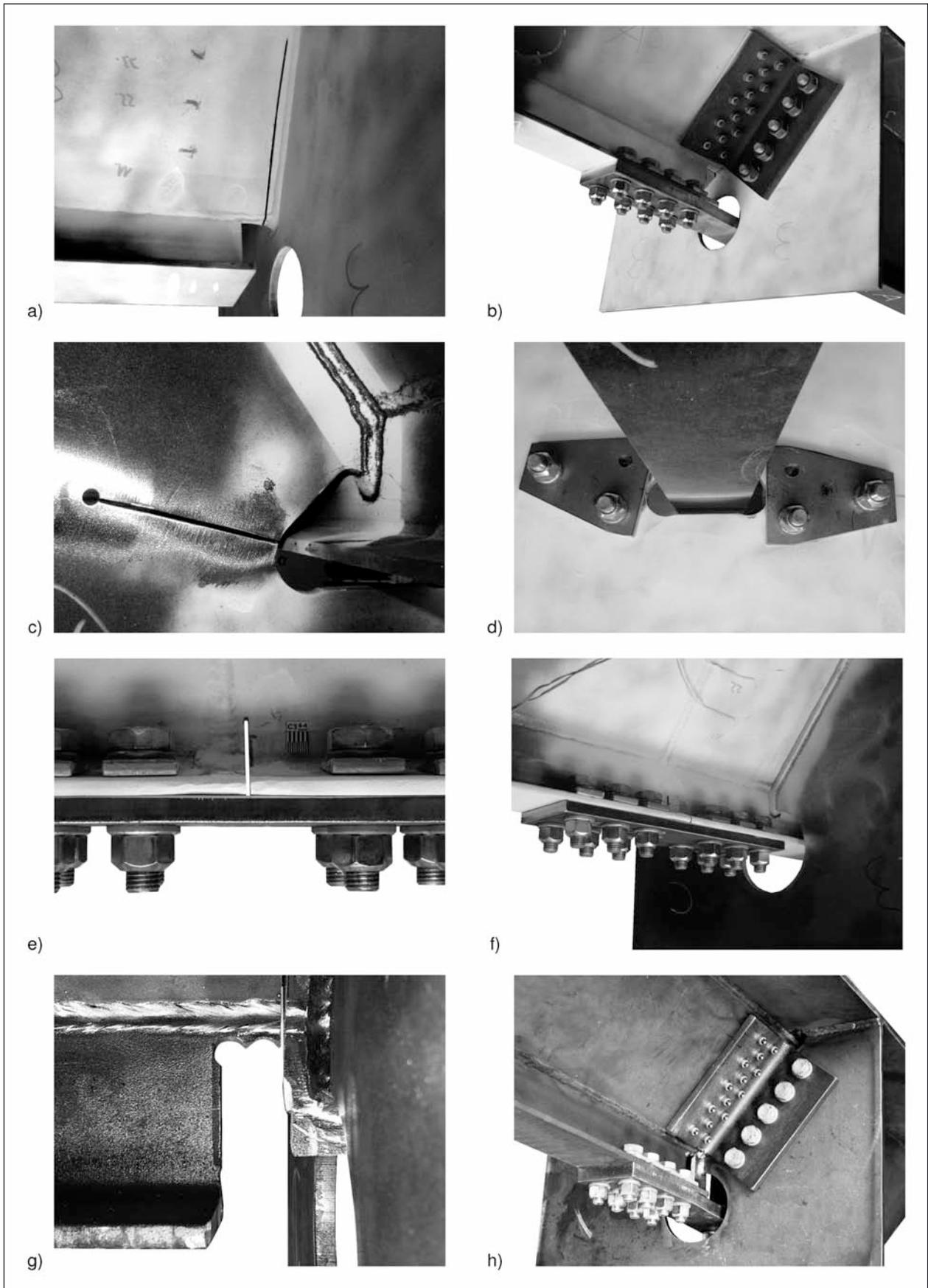


Bild 68: Darstellung der Versuchsreihen A-rep (a, b), B-rep (c, d), C-rep (e, f), D-rep (g, h) mit künstlichen Ermüdungsrissen

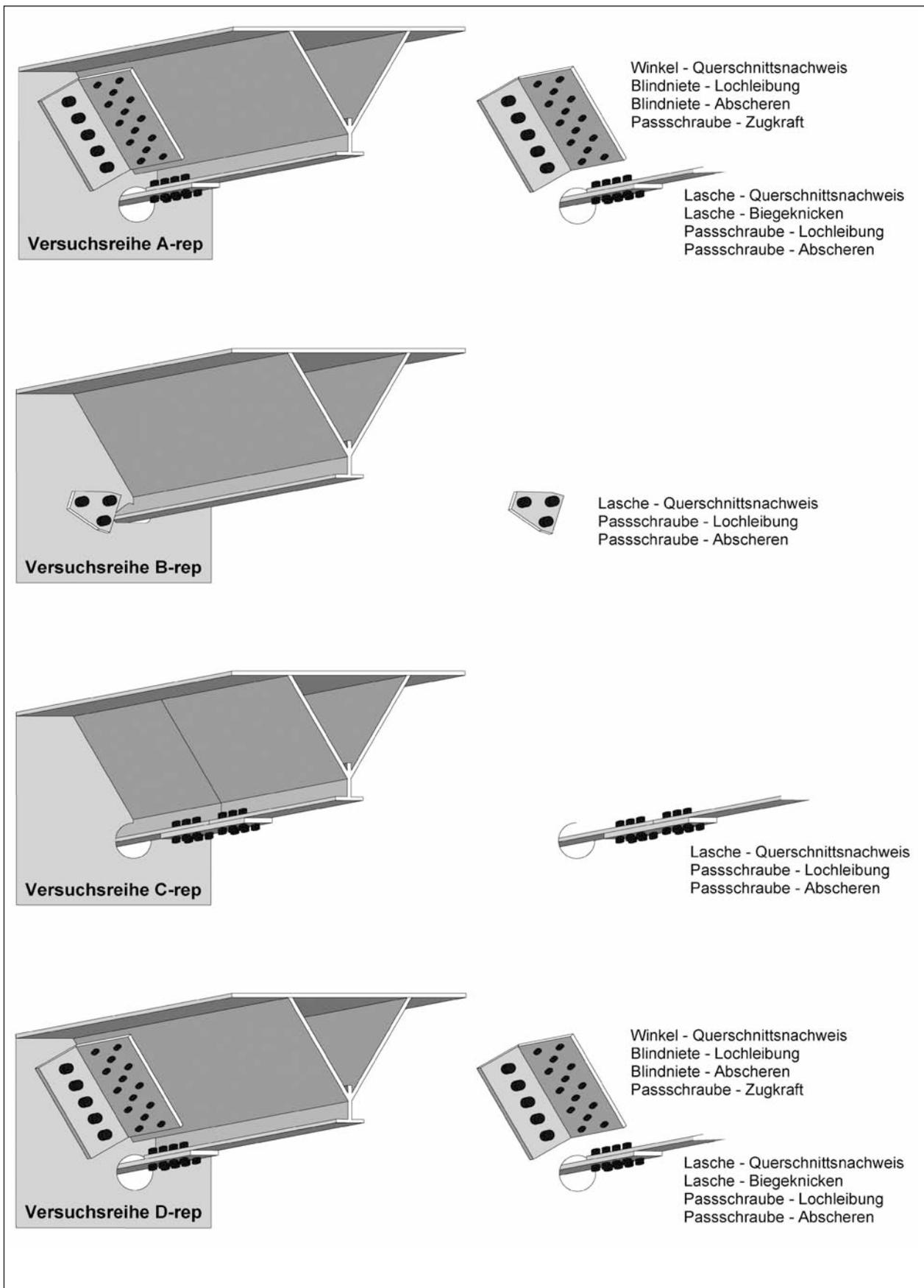


Bild 69: Schematische Darstellung der reparierten Konstruktionsdetails der Y-Profile, verteilt auf die entsprechenden Versuchsreihen A-rep, B-rep, C-rep und D-rep mit Angabe der durchgeführten statischen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Laschen durchgeführt, Bild 69. Andererseits der Nachweis der Verbindungsmittel, wobei dieser für das Abscheren erbracht werden konnte, nicht jedoch für die Lochleibung der Bleche.

Versuchsreihe C-rep

Für die Versuchsreihe C-rep wurde die ursprüngliche Bemessung mit einer optimierten Laschendicke von 20 mm aufbereitet. Zum einen wurde ein Querschnittsnachweis für den Nettoquerschnitt der Lasche erbracht. Andererseits der Nachweis der Verbindungsmittel mit den Kriterien Lochleibung und Abscheren, Bild 69.

Versuchsreihe D-rep

Die statische Bemessung der Versuchsreihe D-rep ist identisch mit der statischen Bemessung der Versuchsreihe A-rep, Bild 69.

4.7 Ermüdungsversuche der reparierten Prüfkörper

4.7.1 Allgemeines

Die Beanspruchung in den Ermüdungsversuchen erfolgte entsprechend Tabelle 5.1 auf Seite 36. Die Versuchsreihen B-rep und C-rep wurden unter den gleichen Randbedingungen, wie die Ermüdungsversuche der originalen Prüfkörper geschwungen, um einen direkten Vergleich innerhalb dieser Versuchsreihen zu erhalten. In den Versuchsreihen A-rep und D-rep wurde die Beanspruchung erhöht, da die reparierten Prüfkörper eine weitaus höhere Ermüdungsfestigkeit aufwiesen als ursprünglich gedacht. Neben der Aufzeichnung von Kraft und Weg des Zylinders, wurden über Dehnungsmessstreifen die maximal und minimal auftretende Dehnung über die Schwingspiele aufgezeichnet, vgl. Anlagen zum Bericht. In den Versuchsreihen B-rep und C-rep befanden sich die Dehnungsmessstreifen im Bereich der Seitenbleche, wie bei den Ermüdungsversuchen der originalen Prüfkörper. In den Versuchsreihen A-rep und D-rep wurden die Dehnungsmessstreifen hingegen auf der durchgesteckten Lasche appliziert. In Bild 57 auf Seite 40 sind schematisch die maßgebenden Ermüdungsrisse dargestellt, die an den Prüfkörpern einer Versuchsreihe detektiert werden konnten.

4.7.2 Versuchsreihe A-rep

Zum einen traten Ermüdungsrisse ausgehend von der Risspitze des künstlichen Ermüdungsrisses (Riss 1 vgl. Bild 70 a), b)) auf. Zum anderen konnten Ermüdungsrisse ausgehend vom Passplättchen (Riss 2 vgl. Bild 70 c)) dokumentiert werden. Der erste Ermüdungsversuch dieser Versuchsreihe (A3-rep) wurde anfangs unter den gleichen Randbedingungen, wie die Ermüdungsversuche der originalen Prüfkörper geschwungen. Dieser reparierte Prüfkörper wies eine weitaus höhere Ermüdungsfestigkeit auf, weshalb Ermüdungsrisse erst nach einer weiteren Erhöhung der Beanspruchung dokumentiert werden konnten. Die weiteren Prüfkörper dieser Versuchsreihe (A1-rep und A2-rep) wurden anschließend von Beginn an unter höheren Beanspruchungen getestet.

4.7.3 Versuchsreihe B-rep

In der Versuchsreihe B-rep, die unter den gleichen Randbedingungen, wie die Ermüdungsversuche der originalen Prüfkörper geschwungen wurde, konnten keine Ermüdungsrisse dokumentiert werden. Die Ermüdungsfestigkeit der reparierten Prüfkörper war somit mindestens so hoch, wie die des langlebigsten Prüfkörpers im Originalzustand.

4.7.4 Versuchsreihe C-rep

Einerseits konnten Ermüdungsrisse ausgehend von der Risspitze des künstlichen Ermüdungsrisses (Riss 1 vgl. Bild 70 d) und Bild 70 e) mit angebohrter Risspitze) beobachtet werden. Andererseits wurden Ermüdungsrisse in den angeschraubten Laschen zwischen den Bohrlöchern der ersten Schraubenreihe (Riss 2 vgl. Bild 70 f)) dokumentiert. Die Prüfkörper wurden unter den gleichen Randbedingungen, wie die Ermüdungsversuche der originalen Prüfkörper geschwungen, erreichten jedoch etwa nur 1/3 der Schwingspiele des langlebigsten Prüfkörpers im Originalzustand.

4.7.5 Versuchsreihe D-rep

Für den Stumpfstoß der Seitenbleche der Versuchsreihe D war angedacht, einen Vergleich zwischen stählerner und keramischer Schweißbadsicherung zu erstellen. Da die Versuchsreihe C jedoch am Stumpfstoß des 1/2 I-Profiles versagte, musste der bisherige Plan für die Versuchsreihe D



Bild 70: Maßgebende Ermüdungsrisse der Versuchsreihen A-rep (Bild: a, b, c), C-rep (d, e, f), D-rep (g, h) vgl. Bild 57 auf Seite 40

bzw. D-rep modifiziert werden. In Abstimmung mit dem Arbeitskreis zum Forschungsprojekt wurde entschieden, dass die Prüfkörper der Versuchsreihe D-rep für eine detailliertere Untersuchung der Versuchsreihe A-rep verwendet werden sollten. Diesbezüglich ist Folgendes zu beachten, dass sich die Prüfkörper D von den Prüfkörpern A in folgenden Punkten unterschieden:

- Durchlaufendes 1/2 I-Profil,
- Durchlaufende Seitenbleche.

Durch den Einsatz eines Winkelschleifers und einer Bohrmaschine konnten diese geometrischen Unterschiede behoben werden, vgl. Bild 68 a) und g). Dadurch konnte der Riss 1 der Versuchsreihe A-rep in Bild 57 auf Seite 40 in den Ermüdungsversuchen der Versuchsreihe D-rep reproduziert werden. Der Riss 2 im Bereich des Passplättchens ging in Versuchsreihe A-rep jedoch von einem Schweißnahtübergang und in Versuchsreihe D-rep von einem Bohrloch aus, also zwei unterschiedlichen Kerbetails. Entsprechend der Versuchsreihe A-rep wurde die Versuchsreihe D-rep unter höheren Beanspruchungen getestet, wobei die Versuchsreihe D-rep eine höhere Ermüdungsfestigkeit als A-rep aufwies, vgl. Tabelle 5.1.

4.8 Zusätzliche Wegmessungen

Zusätzlich zur Aufzeichnung der Kraft bzw. des Wegs des Zylinders und bestimmter Dehnungen wurden bei den Versuchen A1-rep und A2-rep Messungen mit mehreren Wegaufnehmern an den mit Blindnieten befestigten Winkeln durchgeführt. Im

Bereich der Winkel wurden insgesamt 6 Wegaufnehmer appliziert, Bild 71. An jedem der vier Winkel wurde die Verschiebung zwischen dem Seitenblech und dem unteren Bereich des Winkels über eine Distanz von ca. 35 mm aufgezeichnet (Weg-1 bis Weg-4). Des Weiteren wurde mit zwei Wegaufnehmern die Verschiebung zwischen dem Steg des 1/2 I-Profiles und dem Querträgersteg über eine Distanz von ca. 40 mm gemessen (Weg-5 und Weg-6).

Statische Vorversuche

In den statischen Vorversuchen wurden die reparierten Prüfkörper quasi statisch durch die in den Ermüdungsversuchen maximal auftretende Beanspruchung belastet, um ein mögliches Anlegen bzw. Setzen der Verbindungsmittel zu dokumentieren. Anschließend wurden die ersten Schwingspiele der Ermüdungsversuche mit einer Frequenz kleiner 0,5 Hz gefahren, Bild 72, links. Es konnte ein Einschwingen der Verformung nach ersten Setzungen dokumentiert werden.

Ermüdungsversuche

In den Ermüdungsversuchen der reparierten Prüfkörper wurde zwischen den Seitenblechen und dem unteren Bereich der Winkel eine relativ gleichbleibende Wegdifferenz (Δ Weg) kleiner 0,05 mm gemessen, Bild 72, rechts. Diese Wegdifferenz vergrößerte sich lediglich bei Prüfkörper A2-rep, nachdem sich ein Ermüdungsriss im Bereich des Passplättchens stark vergrößerte. Ein Lösen der Blindnieten konnte nicht dokumentiert werden.

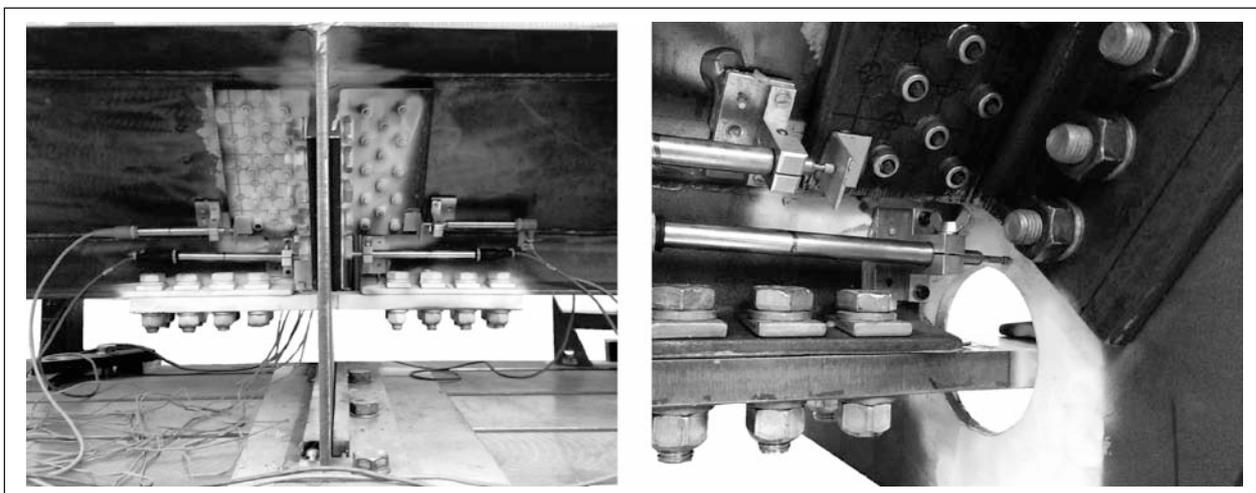


Bild 71: Zusätzliche Messungen durch mehrere Wegaufnehmer im Bereich der Winkel bei Versuchsreihe A-rep (Bild von A1-rep)

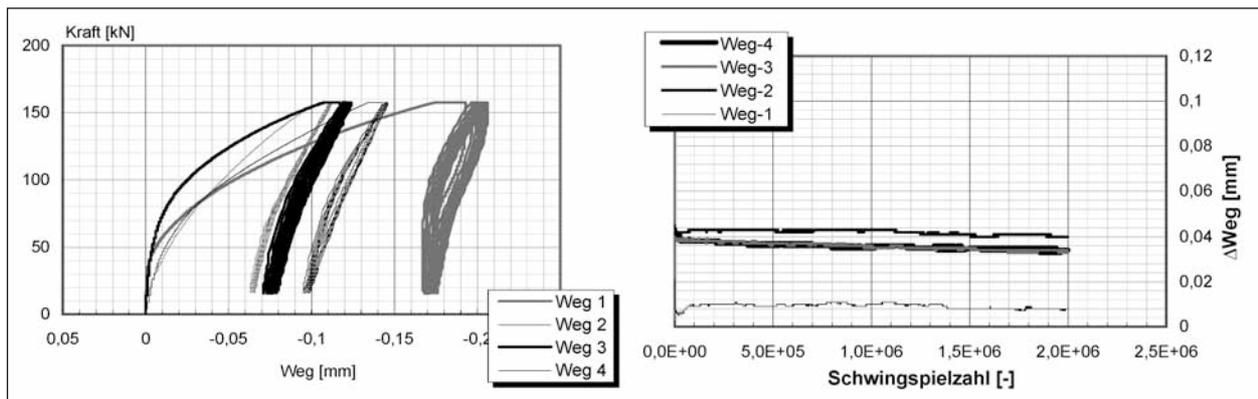


Bild 72: Wegmessungen des statischen Vorversuchs und des Ermüdungsversuchs A1-rep zwischen Seitenblech und Winkel

4.9 Vergleichsberechnungen

4.9.1 Allgemein

Mithilfe von numerischen Vergleichsberechnungen wurden die durchgeführten Versuche kontrolliert und nachvollzogen, da Vergleichsberechnungen per Hand aufgrund der Komplexität nicht sinnvoll waren. Die vereinfachten numerischen Modelle wurden an den gemessenen Dehnungen und Wegaufzeichnungen der Prüfkörper für die maßgebenden Effekte kalibriert bzw. überprüft, um dann Parameterstudien durchzuführen.

4.9.2 Modellierung

Die Modellierung der Prüfkörper erfolgte mit der Software ANSYS Classic. Für das dreidimensionale Modell wurden 10-knotige Tetraeder-Volumenelemente (Solid 187) verwendet. Es wurde linear-elastisches Materialverhalten mit einem Elastizitätsmodul von 210.000 N/mm^2 und eine Querdehnungszahl von 0,3 angewendet. Für die Geometrie wurden die Blechabmessungen gemäß Plan verwendet. Vereinfachend wurde auf die Modellierung der Schweißnähte verzichtet. Die in den reparierten Versuchsserien verwendeten Blindnieten und Schrauben wurden nicht durch eine Kontaktmodellierung mit Vorspannung abgebildet. Für die Vergleichsberechnungen wurde dagegen zwischen den zu verbindenden Blechen ein Spalt vom 1 mm eingebracht, sodass der Kraftübertrag ausschließlich über modellierte Schäfte der Blindnieten bzw. Schrauben erfolgte, Bild 73.

Dadurch konnte der gesamte Prüfkörper als ein zusammenhängender Volumenkörper modelliert und vernetzt werden, ohne eine Kontaktmodellierung vorzunehmen. Durch den Verzicht auf eine Kontakt-

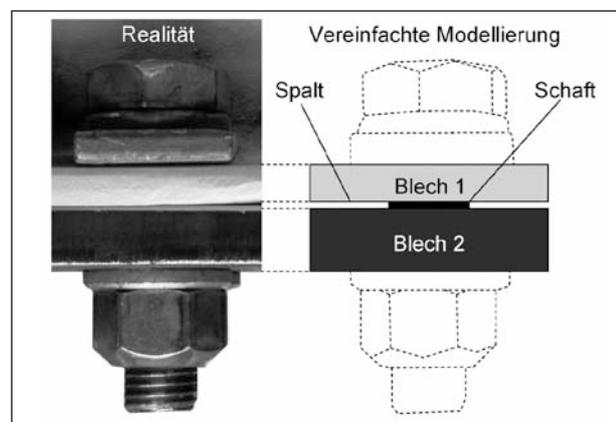


Bild 73: Modellierung der Schrauben bzw. der Blindnieten

modellierung konnten die Rissufer der künstlichen Ermüdungsrisse sich gegenseitig durchdringen. Beispielsweise konnten sich bei Versuchsreihe A-rep keine Abstützkräfte zwischen Querträgersteg und Winkel ausbilden, die Kraftübertragung erfolgte ausschließlich über die Schrauben. Aufgrund der Symmetrie wurde nur eine Hälfte der Prüfkörpergeometrie modelliert, Bild 74 bis Bild 78. Das numerische Modell von D bzw. D-rep entsprach dem Modell von A bzw. A-rep. In Bild 78 ist zum einen die Vernetzung des Modells A-rep mit einer maximalen Elementgröße von 15 mm dargestellt, und zum anderen das Volumen ohne den Winkel, um den künstlichen Ermüdungsrisse und die modellierten Schäfte der Blindnieten bzw. Schrauben exemplarisch darzustellen. In den Versuchsreihen A-rep und B-rep wurden zusätzlich Submodelle der mechanischen Verbindungsmittel erstellt, an denen die angreifenden Schub- und Zugkräfte gezielter ausgelesen werden konnten. Aufgrund von Spannungssingularitäten im Bereich der künstlichen Ermüdungsrisse kamen in den Versuchsreihen A-rep und C-rep ebenfalls Submodelle zum Einsatz, um aus den angreifenden Kräften Nennspannungen zu bestimmen.

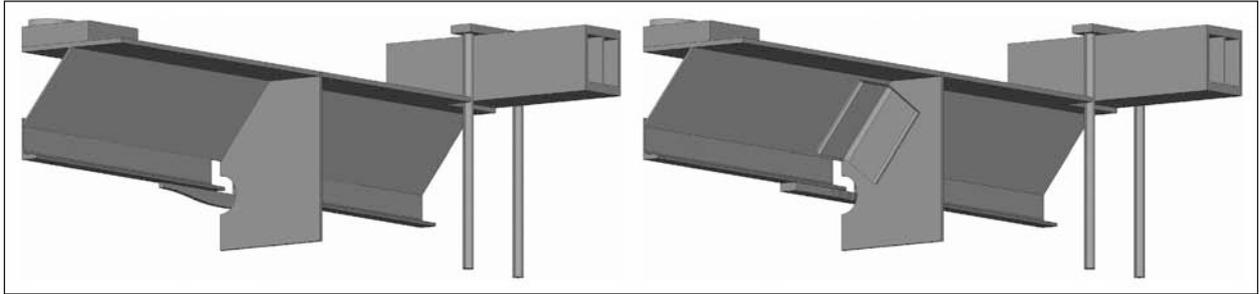


Bild 74: Vereinfachtes numerisches Modell von Prüfkörper A und A-rep: Darstellung des Volumens für den Versuchsstand 1

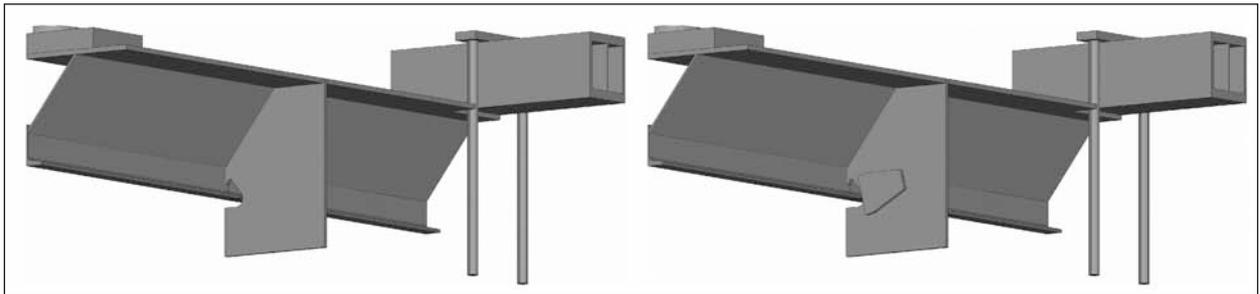


Bild 75: Vereinfachtes numerisches Modell von Prüfkörper B und B-rep: Darstellung des Volumens für den Versuchsstand 1

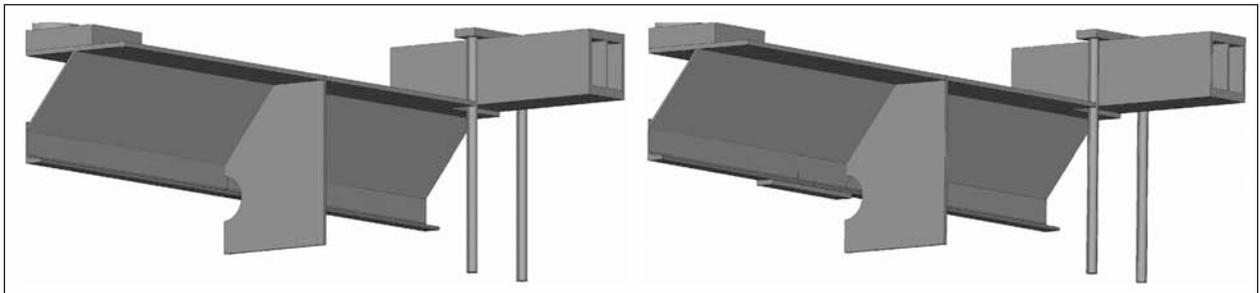


Bild 76: Vereinfachtes numerisches Modell von Prüfkörper C und C-rep: Darstellung des Volumens für den Versuchsstand 1

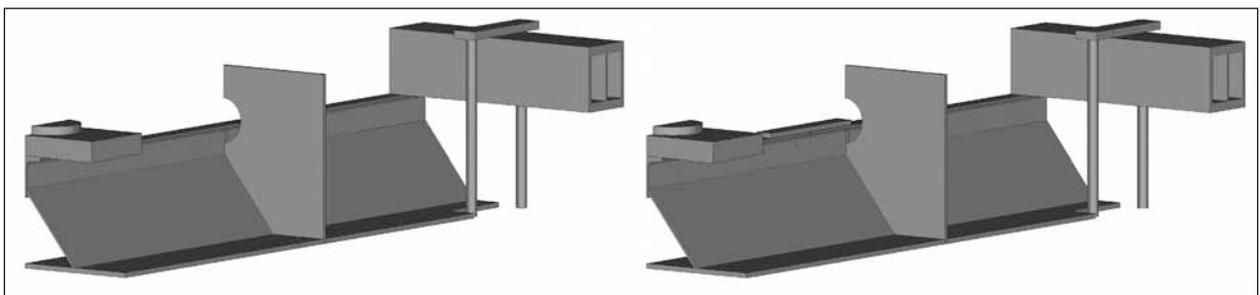


Bild 77: Vereinfachtes numerisches Modell von Prüfkörper C und C-rep: Darstellung des Volumens für den Versuchsstand 2

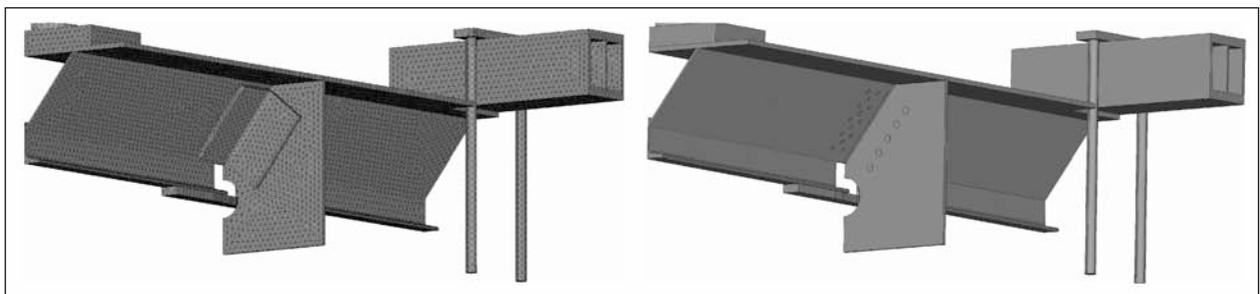


Bild 78: Prüfkörper A-rep: Darstellung der Vernetzung und des Volumens (mit künstlichem Riss und Schäften, ohne Winkel)

4.9.3 Verifizierung

Die Verifizierung der numerischen Modelle erfolgte durch den Vergleich von Modell A-rep und dem Prüfkörper A1-rep, da für diesen Prüfkörper die meisten Messungen durchgeführt wurden. Zusätzlich wurde der Einfluss der Netzfeinheit auf die berechneten Ergebnisse untersucht.

Netzfeinheit

Das Modell A-rep wurde bei einer gleichbleibenden Geometrie mehrmals mit einer unterschiedlichen Feinheit der Vernetzung berechnet. Die untersuchten Vernetzungen liefern für die Wege und Dehnungen relativ konstante Ergebnisse, Bild 79. Für die weiteren Vergleichsberechnungen wurde deshalb eine maximale Elementgröße von 15 mm verwendet.

Vergleich

In Bild 80 werden die berechneten Wege und Dehnungen des numerischen Modells mit den gemessenen Werten von Versuch A1-rep verglichen, um das Modell für die Vergleichsberechnungen zu

überprüfen. Der berechnete Zylinderweg von 3,9 mm weist nur eine geringe Abweichung zum gemessenen Wert von 4,2 mm auf. Des Weiteren stimmen die numerischen und empirischen Ergebnisse der zusätzlichen Wegmessung (Weg-1 bis Weg-6) im Bereich der Winkel tendenziell überein. Lediglich die berechneten Dehnungen (DMS-1 bis DMS-22) im Bereich der Seitenbleche liegen leicht über den gemessenen Werten. Dennoch kann bestätigt werden, dass sich das numerische Modell für die Vergleichsberechnungen der maßgebenden Effekte eignet.

4.9.4 Parameterstudie

Allgemein

Im gewissen Umfang wurde eine numerische Parameterstudie für die Versuchsreihe C-rep durchgeführt, da die untersuchte Instandsetzungsmaßnahme in den Ermüdungsversuchen lediglich etwa 1/3 der Schwingspiele des langlebigsten Prüfkörpers im Originalzustand erreichte. Die Dicke der Lasche wurde als maßgebender Parameter variiert, um den Bereich der Rissspitze entsprechend zu entlasten.

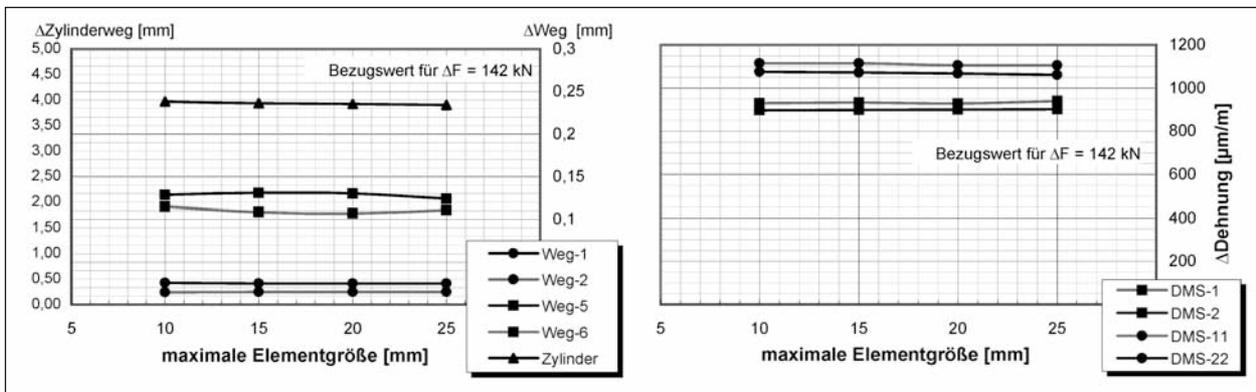


Bild 79: Einfluss der Vernetzung auf die Wege (Zylinderweg und zusätzliche Wegmessung) und Dehnungen im Bereich der Lasche

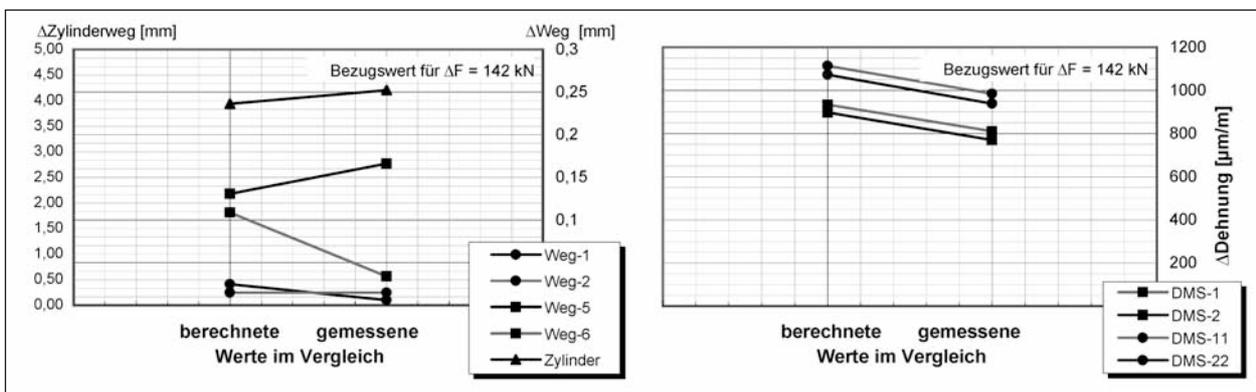


Bild 80: Vergleich der berechneten Werte des numerischen Modells mit den gemessenen Werten von Versuch A1-rep

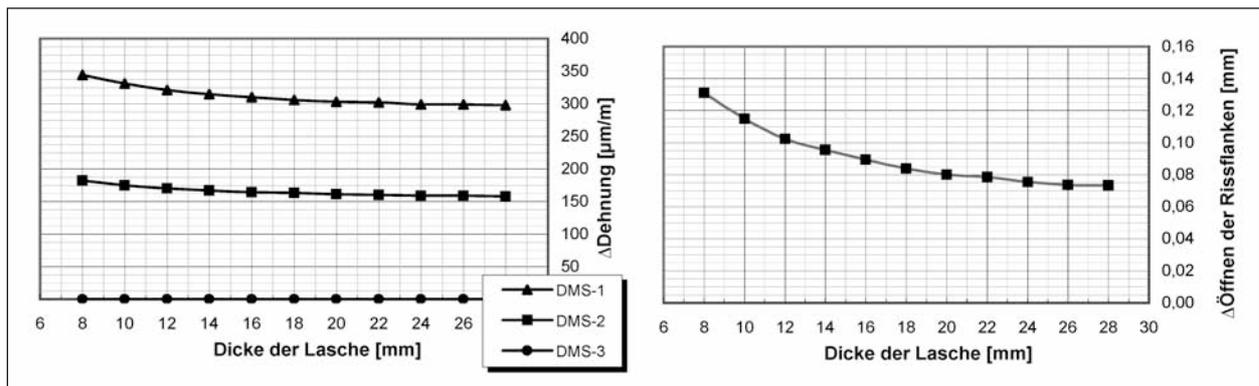


Bild 81: Einfluss der Laschendicke bei Prüfkörper C-rep auf die Dehnungen am Seitenblech und auf das Öffnen der Rissflanken

Maßgebender Effekt

Im Rahmen dieser Vergleichsberechnungen wurde das Öffnen der Rissflanken als maßgebender Effekt für ein Risswachstum angesehen. Diesbezüglich wurde der Einfluss der untersuchten Parameter am Öffnen der Rissflanken gemessen. An der Flanschunterkante des 1/2 I-Profiles wurde die Relativbewegung der Rissufer der künstlichen Ermüdungsrisse berechnet, um das Öffnen der Rissflanken zu quantifizieren.

Einfluss der Laschendicke

Bild 81 zeigt den Einfluss der Laschendicke bei Prüfkörper C-rep auf die Dehnungen am Seitenblech und auf das Öffnen der Rissflanken. Die am Seitenblech gemessenen Dehnungen weisen keine große Abhängigkeit bezüglich der Laschendicke auf. Hingegen zeigt das Öffnen der Rissflanken ein asymptotisches Verhalten bezüglich der Laschendicke. Für die in den Ermüdungsversuchen eingesetzte Laschendicke von 12 mm stellt sich eine numerisch ermittelte Relativbewegung der Rissflanken von 0,10 mm ein. Diese Relativbewegung könnte mit einer Laschendicke von 20 mm um 20 % auf 0,08 mm verringert werden, um einen lebensdauererweiternden Effekt der Instandsetzungsmaßnahme zu erzielen.

4.10 Bewertung der Maßnahme

4.10.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die unterschiedlichen Instandsetzungsmaßnahmen der einzelnen Versuchsreihen bewertet. Ausschlaggebendes Bewertungskriterium ist eine ausreichende Ermüdungsfestigkeit der Maßnahme. Deshalb wurden die Versuchsergebnisse so aufbereitet und umgerechnet,

dass sie mit entsprechenden normierten Ermüdungsfestigkeitskurven vergleichbar sind und man anhand dieses Vergleichs eine Beurteilung der Instandsetzungsmaßnahme in Hinblick auf Ermüdung abgeben kann. Anschließend wurden die Instandsetzungsmaßnahmen hinsichtlich weiterer Bewertungskriterien überprüft.

4.10.2 Ermüdungsberechnung

Allgemeines

Basierend auf der numerischen Vergleichsberechnung siehe Kapitel 4.9, wurden anhand der vereinfachten FE-Modelle die maßgebenden Spannungsschwingbreiten ermittelt. Diese Ermittlung erfolgte für alle Versuchsreihen für einen Bezugswert von $\Delta F = 142$ kN als Schwingbreite der Zylinderkraft. Die kritischen Details der Versuchskörper wurden, so weit möglich, jeweils maßgebenden Kerbfällen nach DIN EN 1993-1-9 [12] zugeordnet. Anhand dieser zugeordneten Kerbfälle wurde die tatsächlich zum Teil stufenweise aufgebrachte Ermüdungsbeanspruchung entsprechend der Schadensakkumulationshypothese nach DIN EN 1993-1-9 [12] in ein äquivalentes Einstufenkollektiv umgerechnet. Diese so umgerechneten Versuchsergebnisse wurden zusammen mit den Wöhlerkurven nach DIN EN 1993-1-9 [12] entsprechend dem gewählten Kerbfall dargestellt. Bei dem Vergleich ist zu beachten, dass die Bezugswerte $\Delta\sigma_C$ der Kerbfälle für 2 Millionen Spannungsspiele statistisch als 95%-Quantil für Überleben mit etwa 75 % Vertrauenswahrscheinlichkeit ermittelt wurden.

Versuchsreihe A

Die gewählten Kerbfälle ergeben für den Bezugswert eine etwa gleich große Anzahl von Schwingspielen, Bild 82 bis Bild 84. Folglich müssten die

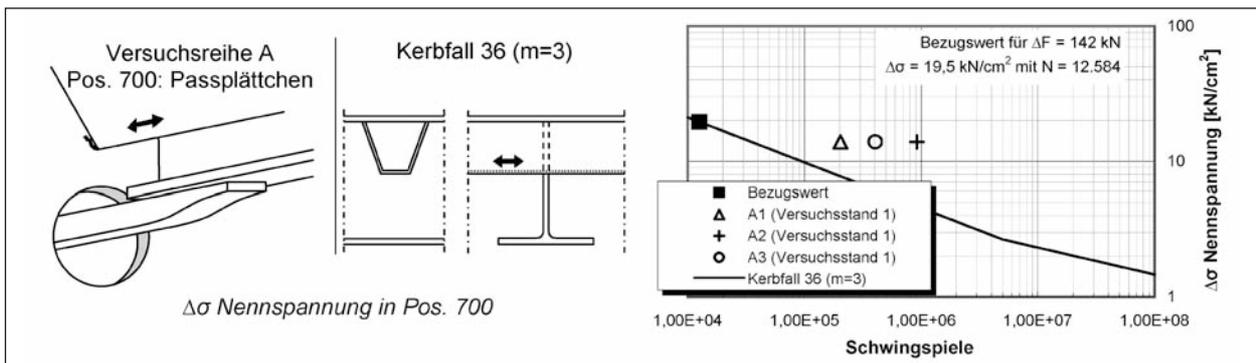


Bild 82: Ermüdungsdetail „Passplättchen“ der Versuchsreihe A im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

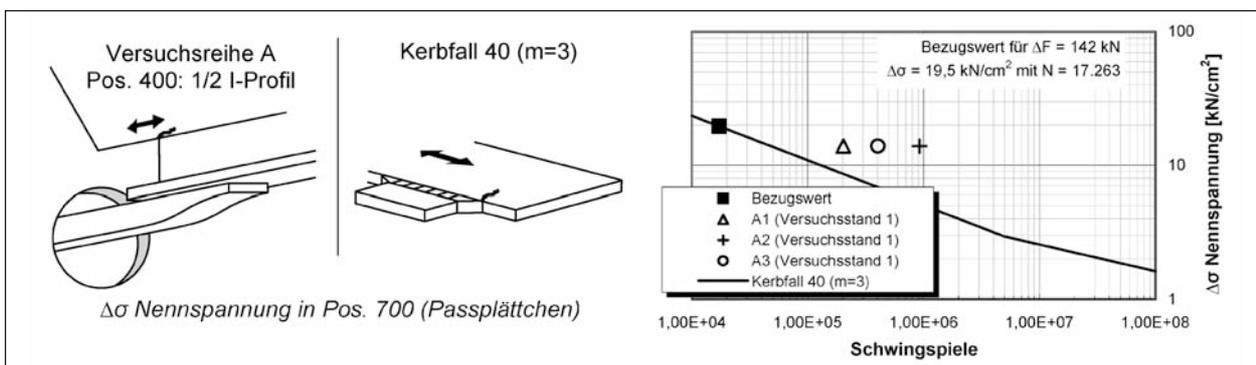


Bild 83: Ermüdungsdetail „1/2 I-Profil“ der Versuchsreihe A im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

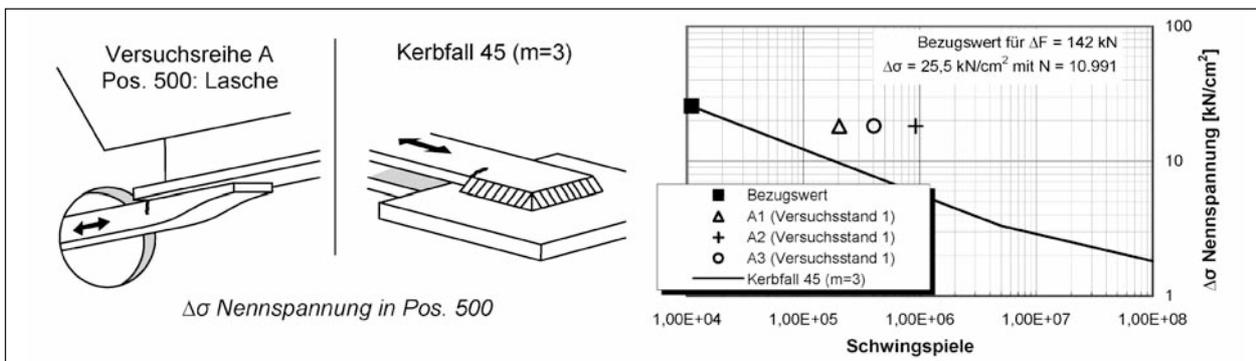


Bild 84: Ermüdungsdetail „Lasche“ der Versuchsreihe A im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

unterschiedlichen Ermüdungsrisse etwa gleichzeitig auftreten. Dies wurde durch die Ermüdungsversuche bestätigt. In den aufbereiteten Diagrammen liegen die Ermüdungsversuche über der Ermüdungsfestigkeitskurve, die eine gewisse Sicherheit enthält. Prinzipiell scheinen die gewählten Kerbfälle die Ermüdungsdetails gut widerzuspiegeln.

Versuchsreihe A-rep

Die Ermüdungsdetails der angeschraubten Lasche werden durch die Kerbfälle in Bild 85 und Bild 86

gut abgedeckt. Die montierten Winkel besitzen viele unterschiedliche Ermüdungsdetails, Bild 87 bis Bild 90. Das Detail der Blindniete wurde vereinfachend mit dem Kerbfall einer Passschraube unter Schubbeanspruchung verglichen, Bild 88. Entsprechend diesem Kerbfall dürften die Blindnieten in den Ermüdungsversuchen nicht versagt haben, da diese unter der Ermüdungsfestigkeitskurve liegen. Dies war in den Versuchen der Fall, sie wiesen keine Versagensanzeichen auf. Des Weiteren wurden die vorgespannten Passschrauben für die Beanspruchungen aus dem vereinfachten Modell be-

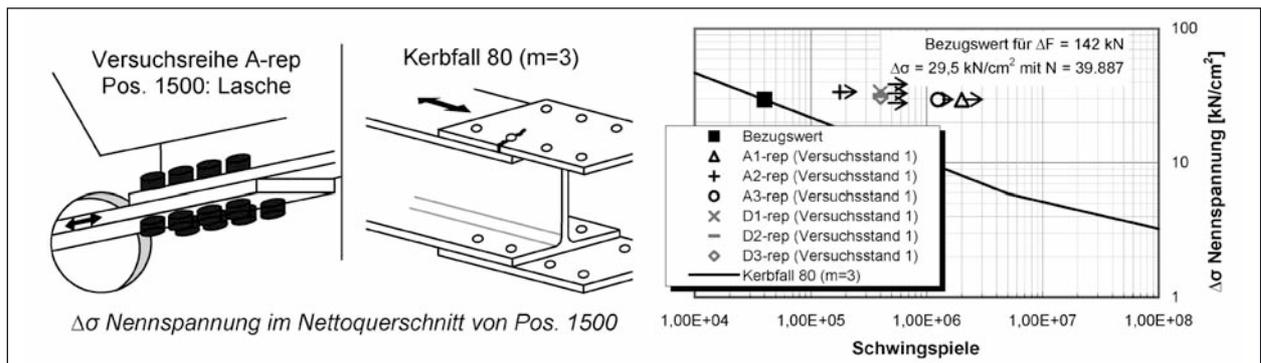


Bild 85: Ermüdungsdetail „Lasche“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

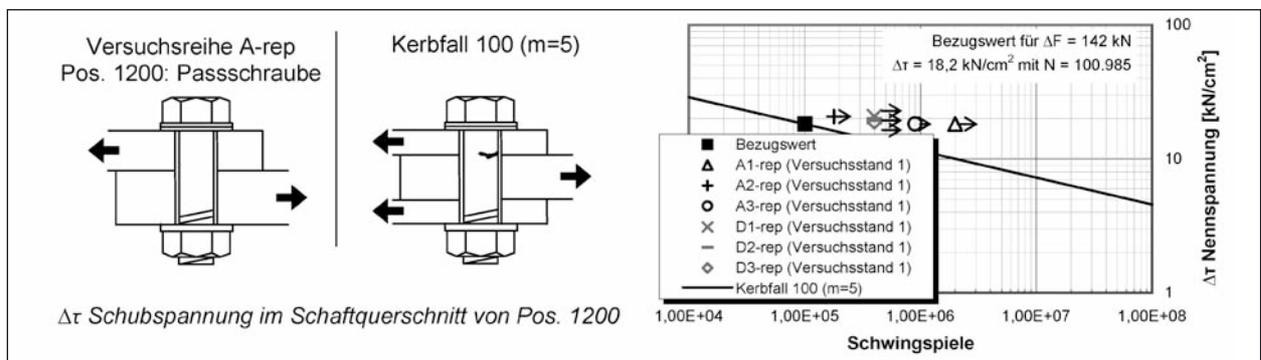


Bild 86: Ermüdungsdetail „Passschraube, einschnittig“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

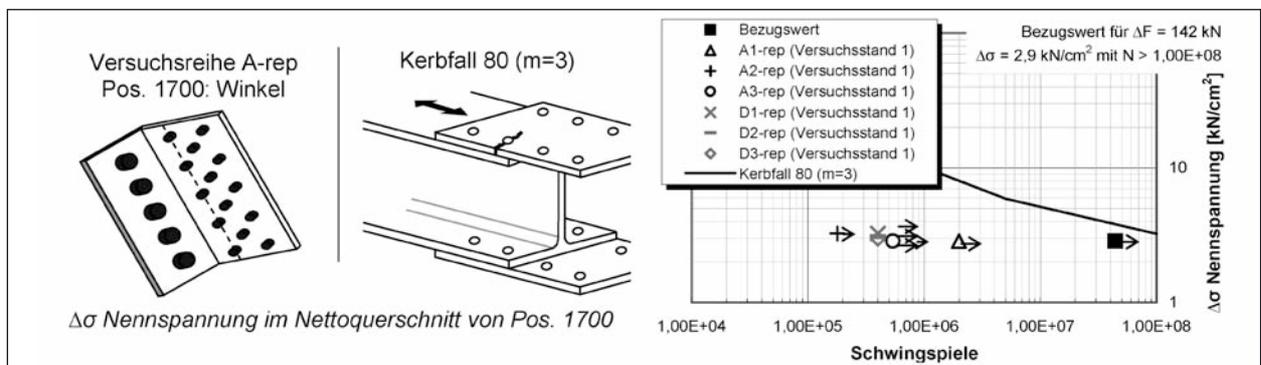


Bild 87: Ermüdungsdetail „Winkel“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

messen. Einerseits für die Schubbeanspruchung entsprechend Bild 89 und andererseits für die Zugbeanspruchung entsprechend Bild 90. Zusätzlich wäre das gleichzeitige Wirken der Längs- und Schubspannungsschwingbreite durch folgende Formel nachzuweisen gewesen:

$$\left(\frac{Y_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / Y_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{Y_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / Y_{Mf}}\right)^5 \leq 1 \quad (5.1)$$

Anschließend wurden die Spitzen der künstlichen Ermüdungsrisse mit dem Kerbfall in Bild 91 verglichen. Die Ermüdungsversuche liegen weit unter der

Ermüdungsfestigkeitskurve. Zum Teil liegt diese schlechte Übereinstimmung darin begründet, dass im Bereich der Risspitze ein nichtlinearer Spannungsanstieg vorhanden ist, der durch eine Nennspannung nicht ausreichend erfasst werden kann. Für das Ermüdungsdetail in Bild 92 wurde der gleiche Kerbfall wie in Bild 83 zum Vergleich herangezogen, da Bild 83 eine relativ gute Übereinstimmung zwischen Ermüdungsversuch und Kerbfall zeigte. In Bild 92 ist die Nennspannung im Passplättchen viel geringer, aufgrund des künstlichen Ermüdungsrisse. Das Ermüdungsversagen scheint durch den Kerbfall nicht korrekt wiedergegeben zu werden.

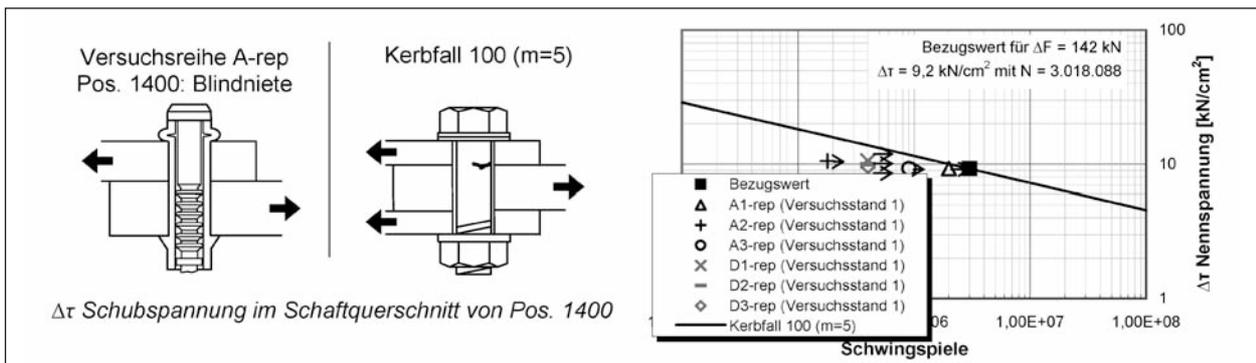


Bild 88: Ermüdungsdetail „Blindniete“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

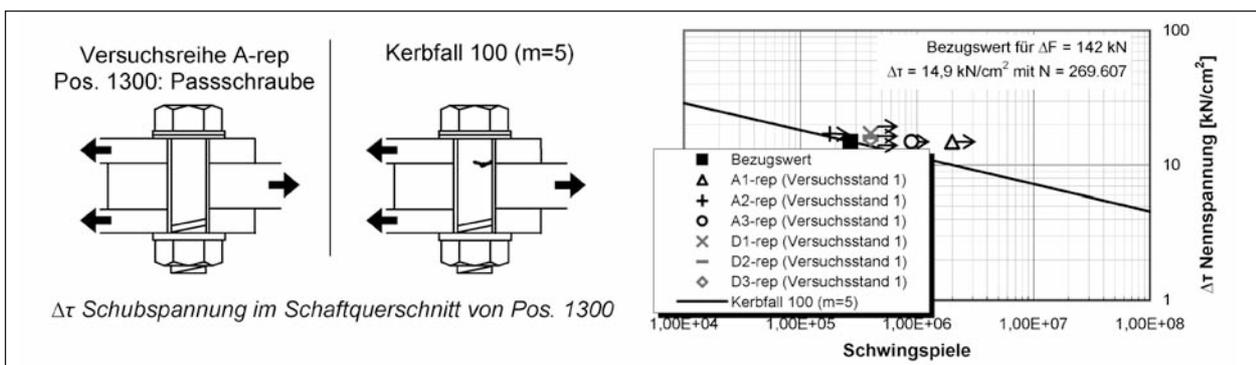


Bild 89: Ermüdungsdetail „Passschraube, zweischnittig“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

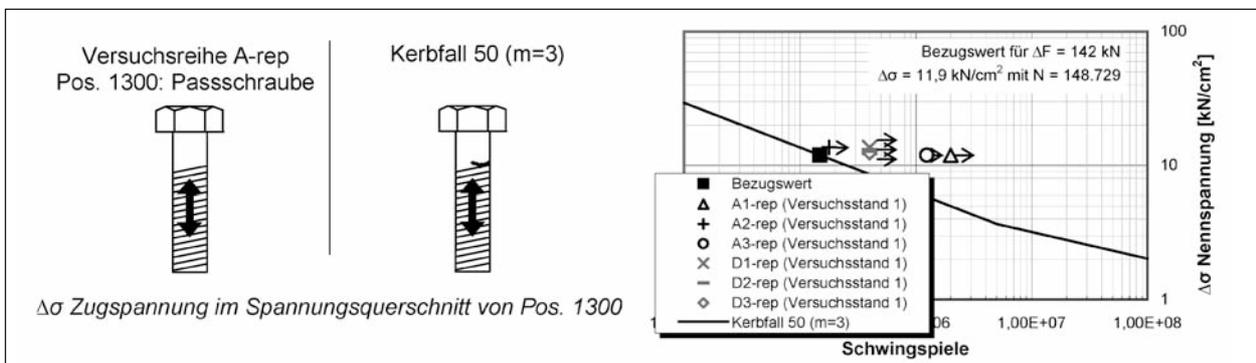


Bild 90: Ermüdungsdetail „Passschraube auf Zug“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

Versuchsreihe A und A-rep im Vergleich

Die gewählten Kerbfälle von Versuchsreihe A scheinen relativ gut die Ermüdungsdetails widerzuspiegeln. Hingegen werden die maßgebenden Ermüdungsdetails in Bild 91 und Bild 92 durch die gewählten Kerbfälle nicht korrekt wiedergegeben. Die Ermüdungsversuche zeigten jedoch, dass die Versuchsreihe A-rep der reparierten Prüfkörper im Vergleich zur Versuchsreihe A eine weitaus höhere Ermüdungsfestigkeit aufwies.

Versuchsreihe B

Entsprechend DIN EN 1993-2 [13], C.1.3.5.2 (3), 3., sind die Freischnitte derart zu gestalten, dass die Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ am Rand des Freischnitts des Querträgerstegs aus der Scheibenwirkung (Belastung in Stegebene) und aus der Plattenwirkung (Belastung aus der Stegebene) in zulässigen Grenzen bleiben. Folglich wurden die in Bild 93 und Bild 94 dargestellten Kerbfälle gewählt, wobei nur der Kerbfall in Bild 94 das Versagen der Ermüdungsversuche korrekt voraussagte. Der Kerbfall in Bild 93 berücksichtigt in der Regel Vier-

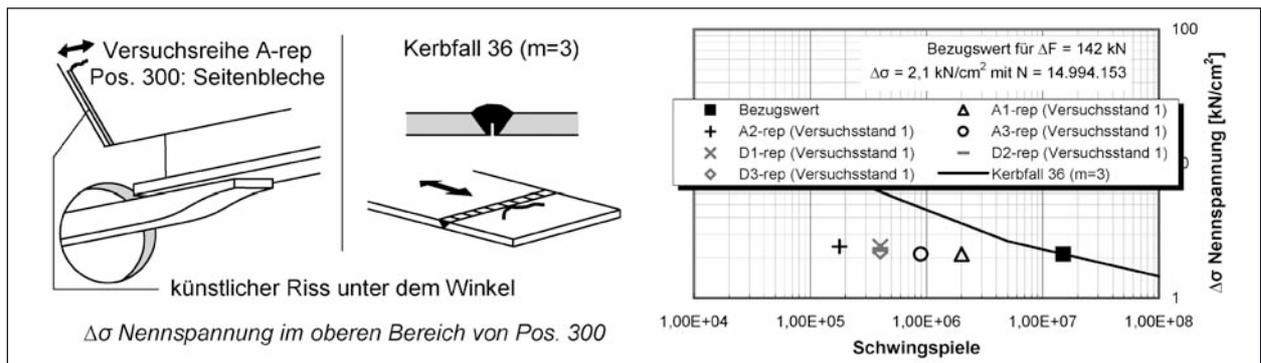


Bild 91: Ermüdungsdetail „Seitenbleche“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

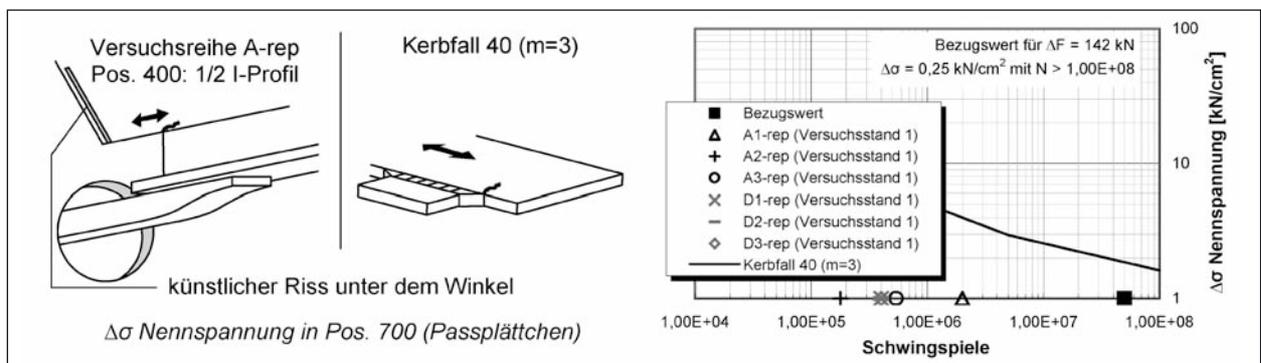


Bild 92: Ermüdungsdetail „1/2 I-Profil“ der Versuchsreihe A-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

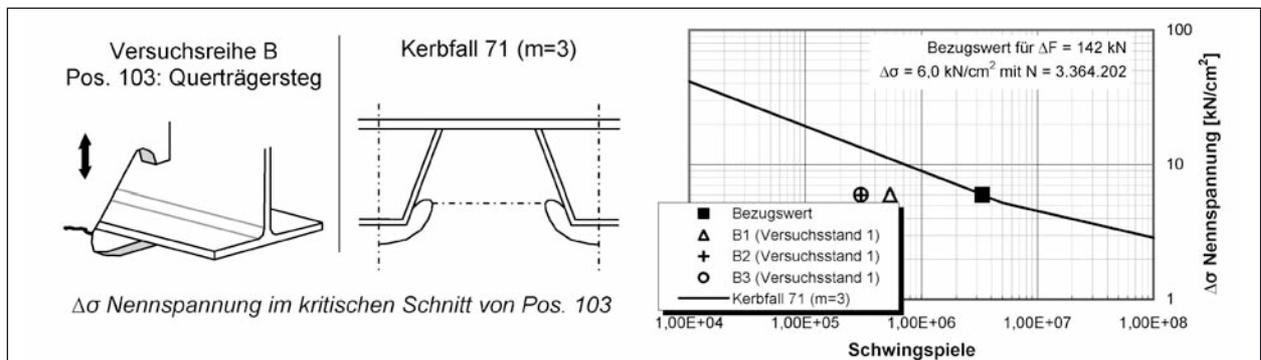


Bild 93: Ermüdungsdetail „Querträgersteg“ der Versuchsreihe B im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

rendeel-Effekte, die in den Ermüdungsversuchen nicht auftraten.

Versuchsreihe B-rep

An den Prüfkörpern dieser Versuchsreihe konnten nach den Ermüdungsversuchen keine Risse dokumentiert werden. Die Ermüdungsversuche wurden einheitlich bei der Schwingungszahl gestoppt, die der langlebigste Prüfkörper im Originalzustand erreichte. Entsprechend dem Kerbfall in Bild 95 hätten die Versuche noch viele Schwingungen ertra-

gen. Zuvor wäre entsprechend dem Kerbfall in Bild 96 jedoch ein Ermüdungsversagen der Passschrauben eingetreten. Prinzipiell scheinen die gewählten Kerbfälle die Ermüdungsdetails gut widerzuspiegeln.

Versuchsreihe B und B-rep im Vergleich

Die maßgebenden Kerbfälle von Versuchsreihe B und B-rep ergeben für den Bezugswert eine relativ gleich große Anzahl von Schwingungen, vgl. Bild 94 mit Bild 96. Folglich müssten die unterschied-

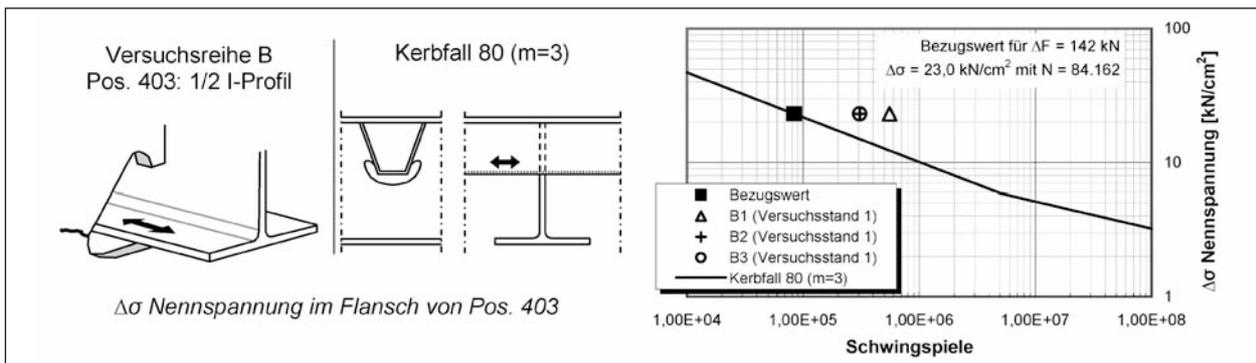


Bild 94: Bild 94: Ermüdungsdetail „1/2 I-Profil“ der Versuchsreihe B im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

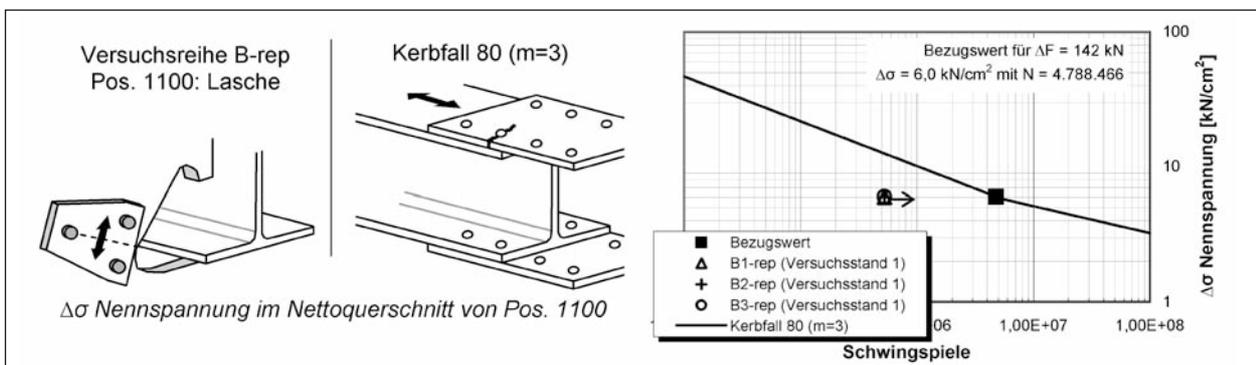


Bild 95: Ermüdungsdetail „Lasche“ der Versuchsreihe B-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

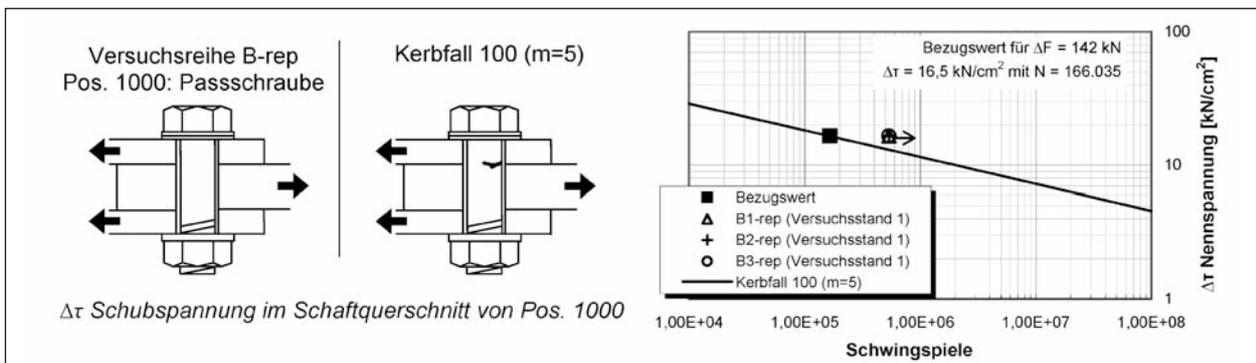


Bild 96: Ermüdungsdetail „Passschraube“ der Versuchsreihe B-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

lichen Ermüdungsdetails B und B-rep etwa gleichzeitig Risse aufweisen. Lediglich die Ermüdungsversuche der Versuchsreihe B versagten, die reparierten Prüfkörper der Versuchsreihe hätten weitere Schwingspiele ertragen.

Versuchsreihe C

Prinzipiell scheint der gewählte Kerbfall in Bild 97 das Ermüdungsdetail gut widerzuspiegeln. Die Ermüdungsversuche liegen im aufbereiteten Diagramm über der Ermüdungsfestigkeitskurve,

die eine gewisse Sicherheit enthält. Hinzuweisen ist auf Prüfkörper C1, der nach 2 Millionen Schwingspielen unter Druck (Versuchsstand 1) durch weitere 247.000 Schwingspielen unter Zug (Versuchsstand 2) beansprucht werden konnte, bis Ermüdungsrisse auftraten. Gegebenenfalls ist bei einer detaillierteren Betrachtung der positiv wirkende Einfluss der Druckbeanspruchung auf die Ermüdungsfestigkeit zu berücksichtigen.

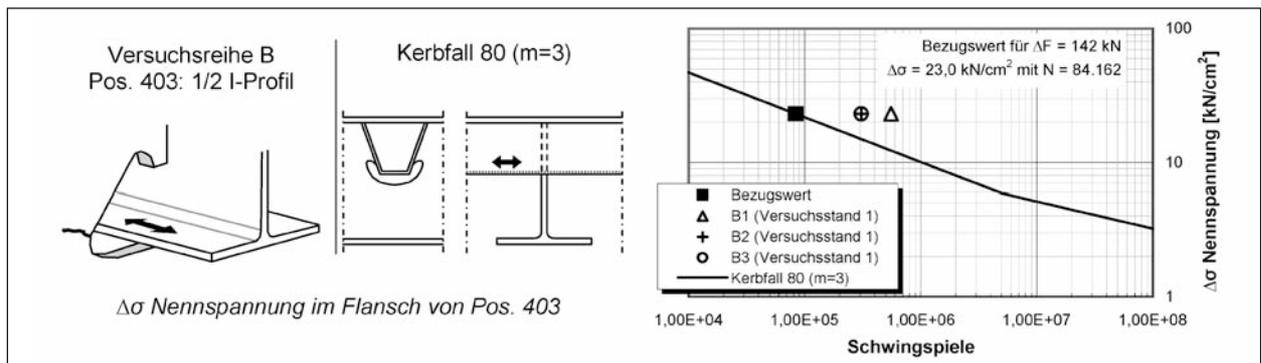


Bild 97: Ermüdungsdetail „1/2 I-Profil“ der Versuchsreihe C im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

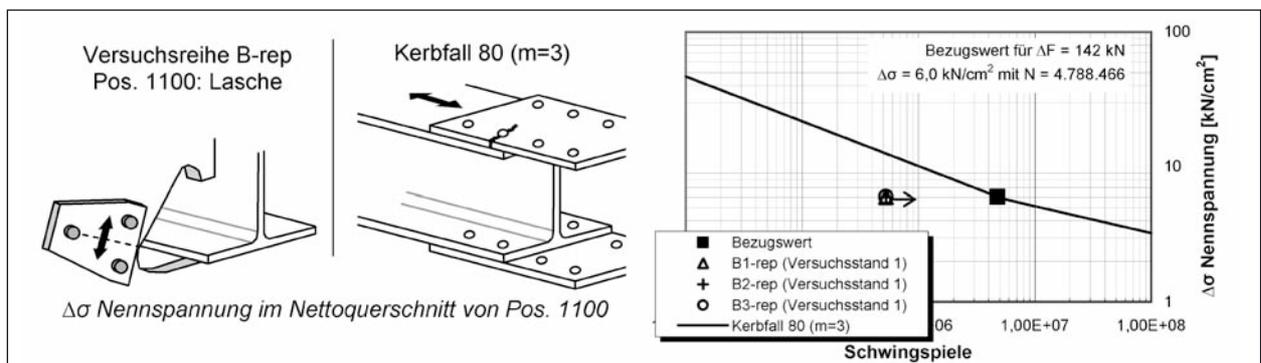


Bild 98: Ermüdungsdetail „Lasche“ der Versuchsreihe C-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

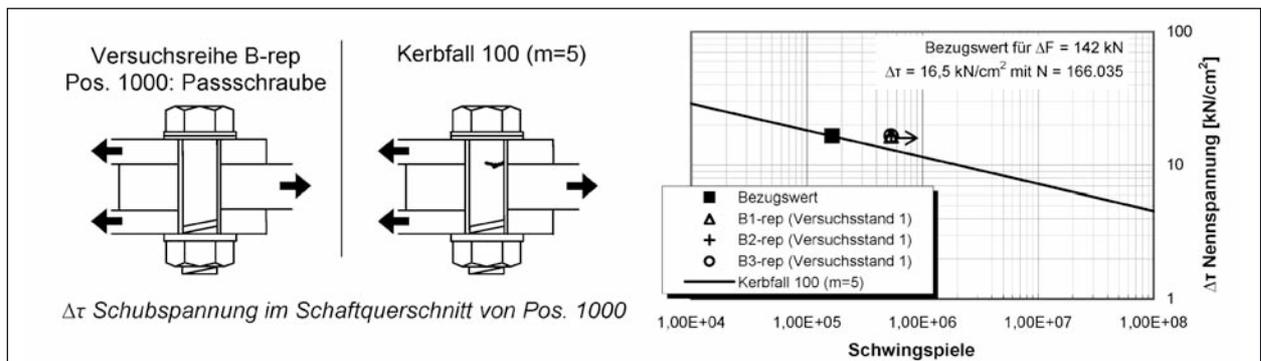


Bild 99: Ermüdungsdetail „Passschraube“ der Versuchsreihe C-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

Versuchsreihe C-rep

Die Ermüdungsdetails der angeschraubten Lasche wurden mit den Kerbfällen in Bild 98 und Bild 99 verglichen. Korrekterweise liegen bei der gerissenen Lasche die Versuche über der Ermüdungsfestigkeitskurve und bei den nicht gerissenen Passschrauben unter der Ermüdungsfestigkeitskurve. Ebenso wird durch den Kerbfall in Bild 100 das Versagen richtig angekündigt, wobei darauf hinzuweisen ist, dass im Bereich der Rissspitze ein nicht-linearer Spannungsanstieg vorhanden ist, der

durch eine Nennspannung nicht ausreichend erfasst werden kann.

Versuchsreihe C und C-rep im Vergleich

Durch ein Vergleich der Bezugswerte in Bild 97 und Bild 98 wird deutlich, dass die reparierte Versuchsreihe C-rep eine niedrigere Ermüdungsfestigkeit aufweist als die Versuchsreihe C. Dies wurde durch die Ermüdungsversuche bestätigt. Für eine Optimierung der Instandsetzungsmaßnahme wurde deshalb eine Lasche mit 20 statt 12 mm vorgeschlagen.

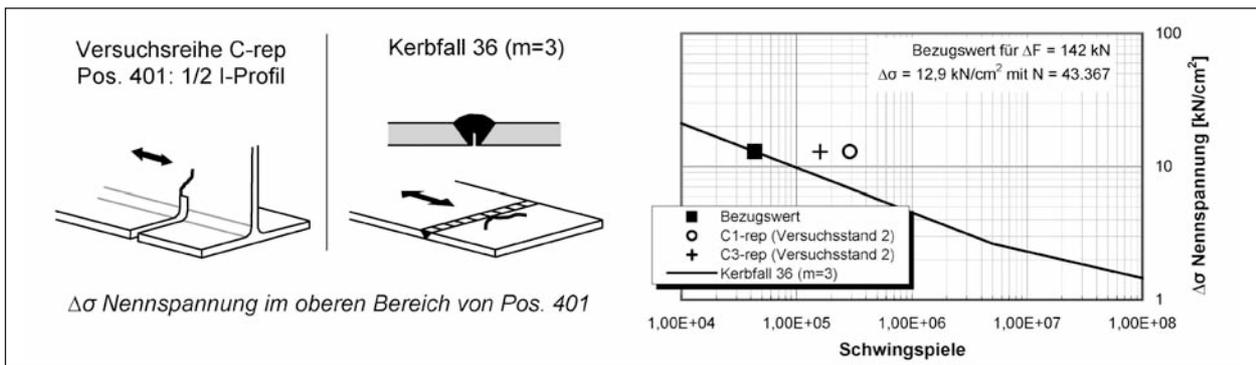


Bild 100: Ermüdungsdetail „1/2 I-Profil“ der Versuchsreihe C-rep im Vergleich mit einem entsprechenden Kerbfall aus (DIN EN 1993-1-9 [12])

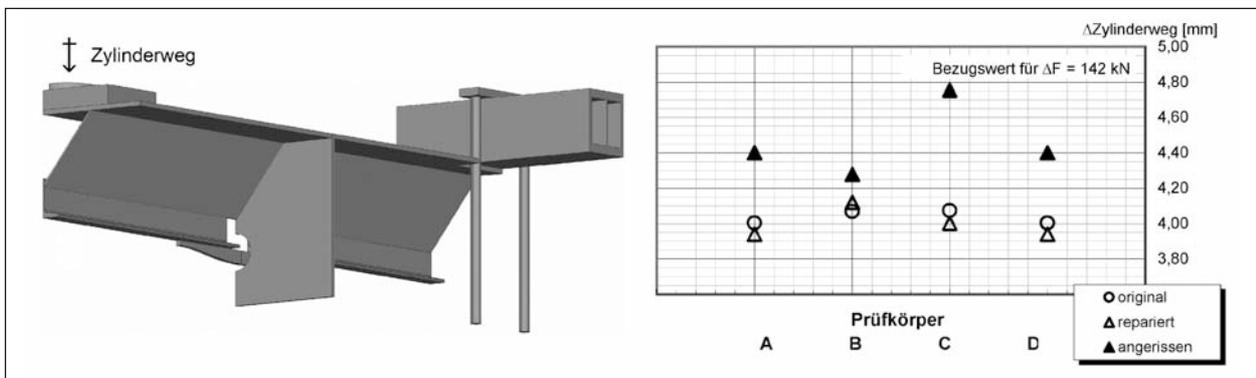


Bild 101: Vergleich der Gesamtsteifigkeit der Prüfkörper im originalen, reparierten und angerissenen Zustand anhand der Berechnung

Versuchsreihe D-rep

Die Ermüdungsberechnung der Versuchsreihe D-rep entspricht der Ermüdungsberechnung der Versuchsreihe A-rep. Die Ergebnisse der Versuchsreihe D-rep wurden bereits in die Bilder der Versuchsreihe A-rep mit eingearbeitet.

4.10.3 Weitere Bewertungskriterien

Im Folgenden werden die untersuchten Instandsetzungsmaßnahmen hinsichtlich weiterer Bewertungskriterien überprüft.

Gesamtsteifigkeit

Die Gesamtsteifigkeit der Prüfkörper im originalen, reparierten und angerissenen Zustand wurde verglichen. Für den Vergleich wurden die Zylinderwege der Prüfkörper für die einzelnen Zustände unter gleichbleibenden Randbedingungen mit numerischen Modellen berechnet, Bild 101. Unter der einheitlichen Zylinderkraft von 142 kN in dem Versuchsstand 1 zeigen die angerissenen Prüfkörper einen deutlich größeren Zylinderweg verglichen mit

den originalen Prüfkörpern. Als angerissene Prüfkörper wurden die numerischen Modelle A-rep bzw. D-rep ohne Winkel und B-rep bzw. C-rep ohne Laschen berechnet. Durch die Instandsetzungsmaßnahmen erlangten die reparierten Prüfkörper fast identische Zylinderwege wie die originalen Prüfkörper. Dies ist wichtig, da durch eine zu weiche oder eine zu steife Instandsetzungsmaßnahme möglicherweise Umlagerungseffekte entstehen, die zu weiteren Ermüdungsrissen führen können.

Korrosionsschutz

Die Unterseite einer orthotropen Fahrbahnplatte ist in der Regel Umweltbedingungen ausgesetzt und benötigt folglich einen angemessenen Korrosionsschutz. Die Innenseite von geschlossenen Y-Profilen wurde meist durch Dichtschweißen vor Korrosion geschützt, wohingegen die Außenseite durch mehrere Beschichtungen geschützt wurde. Bei den untersuchten Instandsetzungsmaßnahmen mit mechanischen Verbindungsmitteln kann im Vergleich zu einer schweißtechnischen Lösung der bestehende Korrosionsschutz an der Brücke verbleiben. Die für die Instandsetzungsmaßnahme notwendigen

Bleche bzw. mechanischen Verbindungsmittel können bereits mit entsprechendem Korrosionsschutz versehen zur Brücke geliefert werden. Nach dem Montieren sind die durch das Bohren bzw. Anziehen der Verbindungsmittel entstandenen Schäden angemessen auszubessern.

Durchführbarkeit am Bauwerk

Die Prüfkörper wurden entsprechend den Fertigungsplänen bestehender Brücken erstellt. Die Instandsetzungsmaßnahme dieser Prüfkörper beinhaltete zum Großteil das Bohren von Löchern durch eine handelsübliche Bohrmaschine und das Aufreiben der Passlöcher mittels Reibahle. Ebenfalls das mögliche Vorspannen der Passschrauben bzw. das Setzen von Blindnieten müsste am Bauwerk problemlos durchführbar sein. Umwelteinflüsse sollten diese Arbeitsschritte nur relativ geringfügig beeinflussen, verglichen mit einer schweißtechnischen Instandsetzungen.

Wirtschaftlichkeit

Ein großer Vorteil dieser Instandsetzungsmaßnahmen mit mechanischen Verbindungsmitteln ist, dass die Durchführung mittels handelsüblichen Maschinen fast unabhängig von den Umweltbedingungen ist. Ebenso spricht für die Wirtschaftlichkeit der untersuchten Instandsetzungen, dass die Maßnahmen keinen extrem hohen Spezialisierungsgrad der Anbieter erfordern, sondern von qualifizierten Stahlbauunternehmen ausführbar sind. Zusätzlich können im Vergleich zu schweißtechnischen Instandsetzungen die Kosten der Qualitätssicherung bei Verwendung der mechanischen Verbindungsmittel stark reduziert werden.

Übertragbarkeit der Ergebnisse

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurde speziell die Instandsetzung von Y-Profilen untersucht. Jedoch sind die Ergebnisse auch auf andere geschlossene Längsrippenprofile übertragbar. Die Erkenntnisse der Versuchsreihe A-rep bzw. D-rep können beispielsweise für die Instandsetzung von Ermüdungsrissen zwischen Trapez-Profilen und Querträgerstegen dienen. Hingegen können Ermüdungsrisse ausgehend von Ausnehmungen in Querträgerstegen mithilfe der Erkenntnisse in Versuchsreihe B-rep instandgesetzt werden. Versuchsreihe C-rep liefert wichtige Hinweise bezüglich der Instandsetzung von offenen Längsrippenprofilen.

4.11 Zusammenfassung

Basierend auf den Erkenntnissen bisheriger Instandsetzungsmaßnahmen an bestehenden Brücken wurden detailliertere Untersuchungen im Rahmen eines Versuchsprogramms mit 20 Ermüdungsversuchen an Bauteilen durchgeführt. Zuerst wurden die originalen Prüfkörper, die entsprechend den Fertigungsplänen bestehender Brücken erstellt wurden, bis zum Ermüdungsriß getestet. Anschließend wurden Instandsetzungsmaßnahmen für die entsprechenden Ermüdungsrisse konzipiert, wobei ausschließlich mechanische Verbindungsmittel verwendet wurden, sowohl Passschrauben, wie auch Blindnieten. Die reparierten Prüfkörper wurden in der Regel unter den gleichen Randbedingungen erneut geschwungen, um einen direkten Vergleich innerhalb einer Versuchsreihe zu erhalten. Zusätzlich zur Dehnungsmessung wurde die Versuchsreihe A-rep speziell durch weitere Wegmessungen überwacht, um einen möglichen Schlupf der Blindnieten im statischen Vorversuch, wie auch im Ermüdungsversuch zu dokumentieren. Für eine numerische Vergleichsberechnung der Versuche wurde ein vereinfachtes FE-Modell erstellt und verifiziert, das im gewissen Umfang für eine Parameterstudie genutzt wurde. Mithilfe des numerischen Modells wurden die Ermüdungsversuche mit entsprechenden Kerbfällen des Eurocode verglichen, um die Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahmen zu bewerten. Die reparierten Prüfkörper A-rep, B-rep und D-rep wiesen im Vergleich zu den originalen Prüfkörper eine höhere Ermüdungsfestigkeit auf, lediglich C-rep benötigt eine gewisse Optimierung. Abschließend wurden die Maßnahmen hinsichtlich weiterer Bewertungskriterien überprüft.

5 Zusammenfassung

5.1 Einleitung

In der Regel besteht eine orthotrope Stahlbrücke aus einem Deckblech, Längssteifen, Quer- und Hauptträgern. Der unerwartet schnelle Anstieg des Schwerlastverkehrs in den letzten Jahren führte zu vielen Ermüdungsrissen, unter der schwingenden Beanspruchung des Verkehrs hauptsächlich an geschweißten Verbindungen. Abhängig von der Lage der Risse können diese wie folgt eingeteilt werden:

- Kategorie 1 (Risse im Deckblech),
- Kategorie 2 (Risse in Längssteifen),
- Kategorie 3 (Risse in Querträgern) und so weiter.

In der Regel werden diese Risse durch Ausschleifen und erneutes Verschweißen instandgesetzt, manchmal jedoch nicht mit dem gewünschten Erfolg. Deshalb wurde von der Bundesanstalt für Straßenwesen das Forschungsprojekt FE 15.0474 – Kategorie 2 Schäden – ins Leben gerufen, um speziell Ermüdungserscheinungen im Bereich der Längsrippen zu untersuchen.

5.2 Typische Ermüdungsdetails

Basierend auf einer detaillierten Literaturstudie und Recherche, u. a. in den von verschiedenen Straßenbaubehörden zur Verfügung gestellten Unterlagen über vorhandene Schäden an orthotropen Stahlfahrbahnen, wurden typische Ermüdungsdetails der Längsrippenprofile orthotroper Fahrbahnplatten aufbereitet. Ausgehend von der geschichtlichen Entwicklung der Längsrippenprofile wurden gesondert Ermüdungsdetails von Trapez- und Y-Profilen betrachtet. Einerseits Trapez-Profile, da durchlaufende Trapez-Profile ihre Erfolgsgeschichte als Längssteifen in orthotropen Fahrbahnplatten bis heute fortführen. Und andererseits Y-Profile, da zwischen 1957-1976 etwa 25 Brücken mit Y-Profilen innerhalb von Deutschland gebaut wurden und diese teilweise heute noch im Straßenverkehr genutzt werden. In Anlehnung an Trapez-Profile wurden für Y-Profile die unterschiedlichen Rissarten, die anhand von Schadensfällen dokumentiert werden konnten, wie folgt kategorisiert:

- Ermüdungsriss ausgehend vom geschweißten Fensterstoß der Längsrippe mit Plättchenstoß,
- Ermüdungsriss ausgehend von einer eingepassten Längsrippe mit Kehl- oder HV-Naht,
- Ermüdungsriss ausgehend von der Ausnehmung im Querträgersteg.

5.3 Bisherige Instandsetzungen

Für die typischen Ermüdungsdetails wurden bisherige Instandsetzungsmaßnahmen aufbereitet. Die Maßnahmen beinhalteten das Anbohren von Risspitzen, aber auch den aufwendigen Austausch ganzer Bleche bzw. das Anbringen von Verstärkungen. Zusätzlich wurden bezüglich folgender Aspekte wichtige Hinweise aufbereitet: Schweißen unter Verkehr und Eigenschaften des Materials. Beide Aspekte können die Wirksamkeit

einer schweißtechnischen Instandsetzungsmaßnahme maßgeblich beeinflussen. Durch die entsprechenden Literaturquellen konnten die Maßnahmen hinsichtlich unterschiedlicher Kriterien bewertet werden: Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit, Effektivität der Verstärkung, Korrosionsschutz, Durchführbarkeit und Wirtschaftlichkeit. Die gewonnenen Erkenntnisse für die entsprechenden Varianten sind zusammenfassend dargestellt, um für zukünftige Instandsetzungen gezielt auf erfolgversprechende Maßnahmen hinzuweisen bzw. auf mögliche Problematiken aufmerksam zu machen.

5.4 Detaillierte Untersuchungen

Im Rahmen detaillierter Untersuchungen wurde ein Versuchsprogramm mit 20 Ermüdungsversuchen an Bauteilen durchgeführt. Zuerst wurden die originalen Prüfkörper, die entsprechend den Fertigungsplänen bestehender Brücken erstellt wurden, bis zum Ermüdungsriss getestet. Anschließend wurden Instandsetzungsmaßnahmen für die entsprechenden Ermüdungsrisse konzipiert, wobei ausschließlich mechanische Verbindungsmittel verwendet wurden, sowohl Passschrauben, wie auch Blindnieten. Die reparierten Prüfkörper wurden in der Regel unter den gleichen Randbedingungen erneut geschwungen, um einen direkten Vergleich innerhalb einer Versuchsreihe zu erhalten. Zusätzlich zur Dehnungsmessung wurde die Versuchsreihe A-rep speziell durch weitere Wegmessungen überwacht, um einen möglichen Schlupf der Blindnieten im statischen Vorversuch, wie auch im Ermüdungsversuch zu dokumentieren. Mithilfe eines numerischen Modells wurden die Ermüdungsversuche mit entsprechenden Kerbfällen des Eurocode verglichen, um die Wirksamkeit der Instandsetzungsmaßnahmen zu bewerten. Die reparierten Prüfkörper A-rep (Seitenwinkel und Lasche), B-rep (Stegverstärkung) und D-rep (Anlehnung an A-rep) wiesen im Vergleich zu den originalen Prüfkörper eine höhere Ermüdungsfestigkeit auf, lediglich C-rep (Zusatzlasche) benötigte eine gewisse Optimierung. Abschließend wurden die Maßnahmen hinsichtlich weiterer Bewertungskriterien beurteilt. Die gewonnenen Erkenntnisse sind vielversprechend, dennoch fehlen umfangreiche systematische experimentelle Untersuchungen, um besonders die Konstruktion mit Blindnieten auch in anderen Brücken für Instandsetzungsmaßnahmen nutzen zu können.

6 Literatur

Normen und Richtlinien

- [1] DASt-RiLi 014: Empfehlung zum Vermeiden von Terrassenbrüchen in geschweißten Konstruktionen aus Baustahl. Stahlbau-Verlags-GmbH, 1981
- [2] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. Beuth Verlag, 1999
- [3] DIN 18809: Stählerne Straßen- und Wegbrücken – Bemessung, Konstruktion, Herstellung. Beuth Verlag, 1987
- [4] DIN 6917: Scheiben vierkant, keilförmig für HV-Schrauben an I-Profilen in Stahlkonstruktionen. Beuth Verlag, 1989
- [5] DIN EN 10160: Ultraschallprüfung von Flacherzeugnissen aus Stahl mit einer Dicke größer oder gleich 6 mm – Reflexionsverfahren. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 1999
- [6] DIN EN 1090-2: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2011
- [7] DIN EN 1290: Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Magnetpulverprüfung von Schweißverbindungen. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2002
- [8] DIN EN 14399-6: Hochfeste planmäßig vorspannbare Schraubverbindungen für den Metallbau – Teil 6: Flache Scheiben mit Fase. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2006
- [9] DIN EN 14399-8: Hochfeste planmäßig vorspannbare Schraubverbindungen für den Metallbau – Teil 8: System HV – Garnituren aus Sechskant-Passschrauben und Muttern. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2008
- [10] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2010
- [11] DIN EN 1993-1-8: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2010
- [12] DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2010
- [13] DIN EN 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 2010
- [14] DIN EN 1993-2/NA: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken – Nationaler Anhang. Beuth Verlag, 2010
- [15] DIN EN 970: Zerstörungsfreie Prüfung von Schmelzschweißnähten – Sichtprüfung. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN, 1997
- [16] DIN EN ISO 17637: Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Sichtprüfung von Schmelzschweißverbindungen. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN ISO, 2011
- [17] DIN EN ISO 17638: Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Magnetpulverprüfung. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN ISO, 2010
- [18] DIN EN ISO 286-2: Geometrische Produktspezifikation (GPS) – ISO-Toleranzsystem für Längenmaße – Teil 2: Tabellen der Grundtoleranzgrade und Grenzabmaße für Bohrungen und Wellen. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN ISO, 2010
- [19] DIN EN ISO 3452-1: ENTWURF: Zerstörungsfreie Prüfung – Eindringprüfung – Teil 1: Allgemeine Grundlagen. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN ISO, 2011
- [20] DIN EN ISO 7042: Sechskantmuttern mit Klemmteil (Ganzmetallmutter) Typ 2 – Festigkeitsklassen 5, 8, 10 und 12. Beuth Verlag, Deutsche Fassung EN ISO, 1998
- [21] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Beuth Verlag, 2003
- [22] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Beuth Verlag, 2009
- [23] DVS-Merkblatt 1709: Instandsetzung und Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten. Verlag für Schweißen und verwandte Verfahren, DVS-Verlag GmbH, Deutscher Verband für Schweißen und verwandte Verfahren e. V.

Fachbücher und Publikationen

- [24] BEALES, C.: Assessment of trough to crossbeam connections in orthotropic steel bridge decks. Research report 276, Transport and Road Research Laboratory, Structures Department, Bridges Division, Crowthorne, Berkshire, United Kingdom, 1990
- [25] BEYER, E.; ERNST, H. J.: Dauerschwingversuche an einer orthotropen Platte mit aufgeschweißten Zick-Zack-Flachstählen für den – Düsseldorfer Belag – auf Stahlbrücken. In: Stahlbau 34 (1965), S. 110-115, Ernst und Sohn Verlag
- [26] BEYER, E.; GÖRTZ, W.: Die Stahlhochstraße am Werstener Kreuz. In: Stahlbau 39 (1970), S. 199-202, Ernst und Sohn Verlag
- [27] CLARK, J. G.: Welded Deck Highway Bridges. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, 1950
- [28] CORNELIUS, W.: Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mithilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte. In: Stahlbau 21 (1952), S. 21-24, S. 43-48, S. 60-64, Ernst und Sohn Verlag
- [29] CUNINGHAME, J. R.: Fatigue classification of welded joints in orthotropic steel bridge. Research report 259, Transport and Road Research Laboratory, Structures Department, Bridges Division, Crowthorne, Berkshire, United Kingdom, 1990
- [30] DANIEL, H.; SCHUMANN, H.: Die Bundesautobahn über den Rhein bei Leverkusen. In: Stahlbau 36 (1967), S. 225-236, Ernst und Sohn Verlag
- [31] de JESUS, A. M. P.; da SILVA, J. F. N.; FIGUEIREDO, M. V.; RIBEIRO, A. S.; FERNANDES, A. A.; CORREIA, J. A. F. O.; da SILVA, A. L. L.; MAEIRO, J. M. C.: Fatigue behavior of resin-injected bolts: an experimental approach. In: Proceedings of the XXIX Encuentro del Grupo Español de Fractura en Bilbao. Bilbao, Spain, 2012
- [32] DÖRNEN, A.: Stahlüberbau der Weserbrücke Porta. In: Stahlbau 24 (1955), S. 97-101, Ernst und Sohn Verlag
- [33] FIEDLER, E.: Die Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatte in Deutschland. In: Stahlbau 78 (2009), S. 562-576, Ernst und Sohn Verlag
- [34] FISCHER, G.: Die Berechnung der Stahlfahrbahnplatte der Bürgermeister-Schmidt-Brücke in Bremen. In: Stahlbau 21 (1952), S. 213-219, S. 237-244, Ernst und Sohn Verlag
- [35] FREUDENBERG, G.: Die Stahlhochstraße über den neuen Hauptbahnhof in Ludwigshafen/Rhein. In: Stahlbau 39 (1970), S. 257-267, S. 306-3012, Ernst und Sohn Verlag
- [36] FRIEDRICH, H.; QUAAS, B.: Zukunftsfähigkeit des Bestandes – Zukünftiger Bedarf an Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen bei orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken. Veröffentlichung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2010
- [37] Germanischer Lloyd: Rules and Guidelines 2011. Germanischer Lloyd, Rules for Classification and Construction, I-Ship Technology, Part 1 – Seagoing Ships, Chapter 1 – Hull Structures, Section 3: Design Principles, S.9, 2010
- [38] GIENCKE, E.: Ein einfaches und genaues finites Verfahren zur Berechnung von orthotropen Scheiben und Platten. In: Stahlbau 36 (1967), S. 260-268, Ernst und Sohn Verlag
- [39] GIENCKE, E.; PETERSEN, J.: Ein finites Verfahren zur Berechnung schubweicher orthotroper Platten. In: Stahlbau 39 (1970), S. 161-166, Ernst und Sohn Verlag
- [40] GRESNIGT, A. M.; BOUWMAN, L. P.; DUBOIS, G. A.: European Recommendations for Bolted Connections with Injection Bolts. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS). ECCS publication no. 79, S. 1-41, 1994
- [41] GRESNIGT, A. M.; SEDLACEK, G.; PASCHEN, M.: Injection bolts to repair old bridges. In: Proceedings of Connections in Steel Structures IV. Roanoke, Virginia, USA, 2000
- [42] HAIBACH, E.; PLASIL, I.: Untersuchungen zur Betriebsfestigkeit von Stahlleichtfahrbahnen mit Trapezhohlsteifen im Eisenbahnbrückenbau. In: Stahlbau 52 (1983), S. 269-274, Ernst und Sohn Verlag
- [43] HANSWILLE, G.: Instandsetzung der orthotropen Fahrbahnplatte der Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne Kanal im Zuge der

- A 42. Vereinigung der Straßenbau- und Verkehrsingenieure – Seminar in Bergisch Gladbach und Münster (03,2010), 2008
- [44] HANSWILLE, G.; PIEL, W.: Gutachterliche Stellungnahme – Schäden an der orthotropen Fahrbahnplatte der Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne Kanal im Zuge der A 42 – Bw.-Nr. 4407510A (03, 2010), 2005
- [45] HANSWILLE, G.; PIEL, W.: Gutachterliche Stellungnahme – Sanierung der Schäden an der orthotropen Fahrbahnplatte der Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne Kanal im Zuge der A 42 – Stellungnahme hinsichtlich zukünftiger Schweißarbeiten unter Verkehr – Bw.-Nr. 4407510A (03,2010), 2007
- [46] HARTWIG, H.-J.: Die Kaiserleibrücke. In: Stahlbau 34 (1965), S. 97-110, Ernst und Sohn Verlag
- [47] HENNING, G.: Zur genauen Berechnung konstruktiv orthotroper Platten. In: Stahlbau 41 (1972), S. 78-86, Ernst und Sohn Verlag
- [48] HÄNSCH, H.; MÜLLER, G.: Dauerfestigkeitsversuche an geschweißten Hohlrippenanschlüssen. Symposium o Únavé/über Ermüdungsfestigkeit/on fatigue, Ceskoslovenska Vedeckotechnicka Spolecnost, S. 385-419, 1961
- [49] HOFMANN, R.: Die Grenzwaldbrücke und die Sinnbrücke der Röhnautobahn. In: Stahlbau 38 (1969), S. 234-240, Ernst und Sohn Verlag
- [50] HOMBERG, H.: Über die Lastverteilung durch Schubkräfte, Theorie des Plattenkreuzwerks. In: Stahlbau 21 (1952), S. 42-43, S. 64-67, S. 77-79, Ernst und Sohn Verlag
- [51] HUBER, M. T.: Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatte nebst Anwendungen auf mehrere bautechnisch wichtige Aufgaben über rechteckige Platten. In: Bauingenieur 5 (1932), S. 354-359, S. 392-395, Ernst und Sohn Verlag
- [52] KLÖPPEL, K.: Der umwälzende Einfluss des Schweißens auf die Technik. In: Schweißen und Schneiden 9 (1957), S. 503-512, DVS Verlag
- [53] KLÖPPEL, K.; ROOS, E.: Statische Versuche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung von Fahrblechen in orthotropen Platten. In: Stahlbau 29 (1960), S. 361-373, Ernst und Sohn Verlag
- [54] KOLSTEIN, M. H.: European research on the improvement of the fatigue resistance and design of steel orthotropic bridge decks. In: Proceeding of Orthotropic Bridge Conference. Sacramento, California, USA, 2004
- [55] KOLSTEIN, M. H.: Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks. Structural and Building Engineering, Design and Construction Department, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, 2007
- [56] KUHLMANN, U.; HUBMANN, M.: Vorhabenbeschreibung des Forschungsangebots für FE 15.0474/2009/CRB – Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken mit Schäden in Form von Rissen im Bereich von Anschlüssen im Längssystem (Kategorie-2-Schäden). Forschungsprogramm Straßenwesen der Bundesanstalt für Straßenwesen. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2009
- [57] LACHER, G.: Zur Frage des Schweißens von orthotropen Platten, erläutert am Beispiel der Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig. In: Stahlbau 37 (1968), S. 281-286, Ernst und Sohn Verlag
- [58] LEONHARDT, F.: Die neue Straßenbrücke über den Rhein von Köln nach Deutz. In: Bautechnik 26 (1949), S. 193-199, S. 269-275, S. 306-315, S. 332-339, Ernst und Sohn Verlag
- [59] MEYER, A.; SELCHOW, H.-J.: Die Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop. In: Stahlbau 41 (1972), S. 289-297, Ernst und Sohn Verlag
- [60] NATHER, F.: Erfahrung mit der Sanierung und Verstärkung stählerner Straßenbrücken. In: Baukultur 5 (1990), S. 44-50, Wiederspahn Verlagsgruppe
- [61] NATHER, F.: Rehabilitation and strengthening of steel road bridges. In: Structural Engineering International 1 (1991), S. 24-30, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)
- [62] PEIL, U.; WICHERS, M.: Schweißen unter Betriebsbeanspruchung. In: Stahlbau 73 (2004), S. 400-416, Ernst und Sohn Verlag

- [63] PEIL, U.; WICHERS, M.: Schweißen unter Betriebsbeanspruchung. In: Stahlbau 74 (2005), S. 249-257, S. 891-900, Ernst und Sohn Verlag
- [64] PELIKAN, W.; ESSLINGER, M.: Die Stahlfahrbahn Berechnung und Konstruktion. MAN-Forschungsheft Nr. 7/1957, 1957
- [65] RUDOLPH, C. L.: Die Thalaubachtalbrücke. In: Stahlbau 38 (1969), S. 321-328, Ernst und Sohn Verlag
- [66] SCHÜSSLER, K.; PELIKAN, W.: Die neue Rheinbrücke Köln-Mülheim. In: Stahlbau 20 (1951), S. 141-150, Ernst und Sohn Verlag
- [67] SCHMERBER, L.; HOFMANN, R.: Die Haseltalbrücke. In: Stahlbau 33 (1964), S. 168-177, Ernst und Sohn Verlag
- [68] SCHMITHALS, P. U.; SCHREIBER, D.; EIDAMSHAUS, P.: Beitrag zur Frage des Schweißens von Kaltprofilen. In: Stahlbau 34 (1965), S. 13-19, Ernst und Sohn Verlag
- [69] SCHUMANN, R.; FAHLBUSCH, A.: Die Bundesautobahn über den Rhein bei Leverkusen – Baudurchführung des stählernen Überbaues. In: Stahlbau 39 (1970), S. 97-105, Ernst und Sohn Verlag
- [70] SEDLACEK, G.: Instandsetzungsvorschläge zu den Schäden bei der Rheinbrücke Duisburg Neuenkamp – Bauwerks-Nr. 4506 576 (03, 2010), 2009
- [71] SEDLACEK, G.; EISEL, H.; PASCHEN, M.: Gutachten zur Ermittlung der Schadensursachen bei der orthotropen Fahrbahnplatte der Rheinbrücke Leverkusen-Strombrücke im Zuge der A 1, km 406,793, Bauwerks-Nr. 4907 597 A (03, 2010), 2002
- [72] SEDLACEK, H.: Bemerkenswerte Straßenbrücken der letzten 10 Jahre aus Stahl von Krupp. In: Technische Mitteilungen Krupp – Werksberichte 30 (1972), S. 53-68, Fachbücherei Fried. Krupp GmbH
- [73] SEDLACEK, H.; PASCHEN, M.: Neue Wege bei der Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten. Expertengespräch – Neue Entwicklungen im Stahlbrückenbau, Bundesanstalt für Straßenwesen, 2008
- [74] SIEVERS, H.; GÖRTZ, W.: Der Wiederaufbau der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg (Friedrich-Ebert-Brücke). In: Stahlbau 25 (1956), S. 77-88, Ernst und Sohn Verlag
- [75] STORCH, W. S.: Die Port-Mann-Brücke in British Columbia, Kanada. In: Stahlbau 34 (1965), S. 19-23, Ernst und Sohn Verlag
- [76] TUSSING, F.: Die Stahlüberbauten der Berliner Brücke im Zuge der Stadtautobahn Duisburg. In: Stahlbau 65 (1964), S. 152-157, Ernst und Sohn Verlag
- [77] WEITZ, F. R.: Entwicklungstendenzen des Stahlbrückenbaus am Beispiel der Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein. In: Stahlbau 35 (1966), S. 289-301, Ernst und Sohn Verlag
- [78] WEITZ, F. R.: Neuzeitliche Gesichtspunkte im schweißenden Brückenbau. In: Stahlbau 43 (1974), S. 73-81, Ernst und Sohn Verlag
- [79] WEITZ, F. R.: Entwurfsgrundlagen und Entscheidungskriterien für Konstruktionssysteme im Großbrückenbau unter besonderer Berücksichtigung der Fertigung. Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, Technische Hochschule Darmstadt, 1975
- [80] WICHERS, M.: Schweißen unter einachsiger, zyklischer Beanspruchung – Experimentelle und numerische Untersuchungen. Dissertation, Institut für Stahlbau, Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2006
- [81] WOLCHUK, R.: Lessons from Weld Cracks in Orthotropic Decks on three European Bridges. In: Journal of Structural Engineering 116 (1990), S. 75-84, American Society of Civil Engineers (ASCE)

Bild- und Informationsquellen

- [82] (2010). Bild- und Informationsquelle: Autobahndirektion Nordbayern
- [83] (2010). Bild- und Informationsquelle: Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz
- [84] (2010). Bild- und Informationsquelle: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen
- [85] (2010). Bild- und Informationsquelle: Regierungspräsidium Stuttgart – Referat 43

-
- [86] (2011). Bildquelle: Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart
- [87] Autobahndirektion-Nordbayern (2003): Entwurfsbesprechung vom 11.11.2003 – Sinn-talbrücke, 2010
- [88] Autobahndirektion-Nordbayern (2010): Sinn-talbrücke 2010 S4 – Zusammenstellung be-sonders relevanter Schäden – Auszug aus der jährlichen Sonderprüfung, 2010
- [89] HEYMAN: Nietsysteme. Produktkatalog der Firma Heyman Manufacturing GmbH, 2012
- [90] Landesbetrieb-Mobilität-Rheinland-Pfalz: Prüfbericht 2010 H nach DIN 1076 – Mosel-brücke Ehrang – Teil-BW 6106508 A – 24.02.2010 (02,2010), 2010
- [91] Landesbetrieb-Straßenbau-NRW: Prüfbericht 2001 H nach DIN 1076 – für Teil-Bauwerk 4407510 A im Zuge der A 42 über den Rhein-Herne-Kanal – Prüfung vom 13.02.2001 bis 26.07.2001 (03, 2010), 2001
- [92] Landesbetrieb-Straßenbau-NRW: Prüfbericht 2007 H nach DIN 1076 – für Teil-Bauwerk 4407510 A im Zuge der A 42 über den Rhein-Herne-Kanal- Prüfung vom 19.11.2007 bis 27.02.2008 (03,2010), 2007
- [93] Landesbetrieb-Straßenbau-NRW: Experten-gremium zur Rheinbrücke Leverkusen, A 1 – Sitzung am 25.04.2013 in Köln (03, 2010), 2013
- [94] Regierungspräsidium-Stuttgart: Zustandsbe-richt 2011 nach DIN 1076 – Rönensteintalbrü-cke A 81 – Teil-BW 6324505 0 (30/205) (04, 2010), 2011
- [95] SEDLACEK, G.: Literatur- und Bildquelle. Prof. Sedlacek und Partner Planung und Ent-wicklung GmbH, 1988

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2011

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

B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes
Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“
Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“
Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“
Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller,
Schrack, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier,
Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien
Kuhlmann, Günther, Krauss
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spannliedführung
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse
Müller, Vogel, Neumann € 14,50

B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand
Freundt, Böning € 16,00

B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00

B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50

B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton
Nguyen, Freitag € 13,50

2012

B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig,
Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00

B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50

B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch,
Dunkelberg, Fitik € 19,50

B 90: Fugenbewegung an der Ruhrthalbrücke Mintard
Eilers, Quaas, Staack € 14,00

2013

B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung
Freundt, Böning € 15,00

B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel
Kaundinya € 14,00

B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Hegger, Reißer € 17,50

B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 17,00

B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken
Adam € 17,00

B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen
Freundt, Böning € 15,00

2014

B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen
Friedrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00

B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50

B 102: Adaptive ‚Tube-in-Tube‘-Brücken
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00

B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken
Briebrecher, Städing € 14,00

B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse
Borrmann, Fischer, Dori, Wild
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00

B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00

B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken
Neumann, Rauert € 18,50

B 109: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken
Hegger, Herbrand € 17,00

B 110: Intelligente Brücke – Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton
Schnellenbach-Held, Peeters, Miedzinski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 111: Erarbeitung von Modellen zur Bestimmung der Schadensumfangsentwicklung an Brücken
Müller € 15,00

2015

B 112: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken
Kuhlmann, Maier, Ummenhofer, Zinke, Fischer, Schneider € 14,00

B 113: Versagen eines Einzelelementes bei Stützkonstruktionen aus Gabionen
Placzek, Pohl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 114: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brennberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 115: Auswirkungen von Lang-Lkw auf die sicherheitstechnische Ausstattung und den Brandschutz von Straßentunneln
Mayer, Brennberger, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 116: Überwachungskonzepte im Rahmen der tragfähigkeitsrelevanten Verstärkung von Brückenbauwerken aus Beton
Schnellenbach-Held, Peeters, Brylka, Fickler, Schmidt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 117: Intelligente Bauwerke – Prototyp zur Ermittlung der Schadens- und Zustandsentwicklung für Elemente des Brückenmodells
Thöns, Borrmann, Straub, Schneider, Fischer, Bügler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 118: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standicherheit und Gebrauchstauglichkeit
Siegert, Holst, Empelmann, Budelmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 119: Untersuchungen zum Brandüberschlag in Straßentunneln
Schmidt, Simon, Guder, Juknat, Hegemann, Dehn € 16,00

B 120: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger
Maurer, Gleich, Heeke, Zilch, Dunkelberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 121: Zerstörungsfreie Detailuntersuchungen von vorgespannten Brückenplatten unter Verkehr bei der objektbezogenen Schadensanalyse
Diersch, Taffe, Wöstmann, Kurz, Moryson
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 122: Gussasphalt mit integrierten Rohrregistern zur Temperierung von Brücken
Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski, Staack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

B 123: Nachrechnung bestehender Stahl- und Verbundbrücken – Restnutzung
Geißler, Krohn € 15,50

B 124: Nachrechnung von Betonbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke
Fischer, Lechner, Wild, Müller, Kessner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 125: Entwicklung einheitlicher Bewertungskriterien für Infrastrukturbauwerke im Hinblick auf Nachhaltigkeit
Mielecke, Kistner, Graubner, Knauf, Fischer, Schmidt-Thrö
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 126: Konzeptionelle Ansätze zur Nachhaltigkeitsbewertung im Lebenszyklus von Elementen der Straßeninfrastruktur
Mielecke, Graubner, Roth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 127: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden
Kuhlmann, Hubmann € 21,50

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. + (0)421/3 69 03-53 · Fax + (0)421/3 69 03-63

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

www.schuenemann-verlag.de